

**UNIVERSIDAD MAYOR REAL Y PONTIFICIA DE
SAN FRANCISCO XAVIER DE CHUQUISACA**

VICERRECTORADO
CENTRO DE ESTUDIOS DE POSGRADO E
INVESTIGACIÓN



**“ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS MODALES DEL PUENTE
FISCULCO MEDIANTE MONITOREO OPERACIONAL CON
VIBRACIÓN AMBIENTAL Y CALIBRACIÓN DE MODELO
NUMÉRICO”**

TRABAJO EN OPCIÓN AL GRADO DE MAGÍSTER
EN INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES

Orlando Enrriquez Kanchi

TUTOR: M.Sc. Ing. Juan Alfredo Torrico Bravo

Sucre, Mayo - 2026

Declaración de Originalidad y Derechos de Autor

Al presentar este trabajo como requisito para la obtención del Título de Magíster en Ingeniería Estructural Sismorresistente de la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, autorizo al Centro de Estudios de Posgrado e Investigación, así como a la Biblioteca de la Universidad, a poner este documento a disposición del público para su consulta, de acuerdo con las normas institucionales vigentes.

Asimismo, cedo a la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca los derechos de publicación total o parcial de este trabajo, conservando mis derechos de autor por un periodo de 30 meses posteriores a su aprobación.

Orlando Enrriquez Kanchi

Dedicatoria

A mis padres,
Eduarda Kanchi Coanque y
Mario Enrriquez Picha

Agradecimientos

Agradezco profundamente a mis padres por el apoyo incondicional, constante y motivador que me brindaron a lo largo de toda esta etapa académica, el cual fue fundamental para la culminación de este trabajo.

Expreso mi sincero agradecimiento al Ing. Carlos Trifon Llanque Choque, cuya guía experta, amplio conocimiento y permanente acompañamiento en cada etapa del desarrollo de la investigación resultaron esenciales para la correcta elaboración de la presente tesis. Asimismo, agradezco al Ing. Juan Alfredo Torrico Bravo por su valiosa colaboración como tutor, así como por sus oportunas observaciones y aportes técnicos durante el proceso de revisión del trabajo.

Expreso mi más profundo agradecimiento por el apoyo y la permanente disposición del Ing. Rene Padilla Luna (Q.E.P.D.), del Ing. Pastor Villalpando Pary y del Ing. Carlos Trifon Llanque Choque, socios de la empresa TENSAR S.R.L., quienes gentilmente autorizaron y facilitaron el uso del acelerómetro de la empresa durante todo el desarrollo de la presente tesis. Sin su confianza, colaboración y valiosa predisposición, no habría sido posible llevar a cabo la ejecución y culminación satisfactoria de este trabajo de investigación.

De igual manera, agradezco al Ing. Luis Rodrigo Pérez Pinto por sus consejos profesionales y la motivación constante que contribuyeron significativamente a la conclusión de esta tesis.

Agradezco especialmente a mi hermano Richard Enríquez Kanchi por el apoyo brindado, el tiempo dedicado y la disposición permanente durante la elaboración del presente trabajo.

Finalmente, expreso mi agradecimiento al Ing. Fernando Avalos Ojeda por su apoyo en la toma de muestras, así como por el aliento y la motivación ofrecidos para la culminación satisfactoria de esta investigación.

Contenido

Declaración de originalidad y derechos de autor	I
Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Resumen	XI
Abstract	XII
I Introducción	1
1 Introducción	2
1.1 Antecedentes	2
1.2 Pregunta de Investigación.....	4
1.3 Objetivo General.....	5
1.4 Objetivos Específicos	5
1.5 Hipótesis General.....	6
1.6 Metodología.....	6
1.7 Alcance y Limitaciones	7
II Marco Teórico	9
2 Estudios de Identificación Modal Operacional en Puentes	10
2.1 Aplicaciones de OMA en Puentes.....	11
2.2 Síntesis de los Estudios Revisados.....	16
3 Fundamentos Teóricos	17

3.1	Fuentes de Excitación Dinámica en Puentes	18
3.1.1	Influencia del Viento y la Temperatura.....	18
3.1.2	Influencia del Tránsito Vehicular	19
3.2	Adquisición de Señales Ambientales en Puentes	20
3.2.1	Instrumentación	20
3.2.2	Diseño de la Instrumentación	21
3.2.3	Parámetros de Adquisición	22
3.2.4	Limitaciones Prácticas de Instrumentación	23
3.3	Procesamiento de Señales de Vibración Ambiental	23
3.3.1	Métodos en el Dominio de la Frecuencia	24
3.3.2	Métodos en el Dominio del Tiempo.....	25
3.3.3	Criterios Generales de Selección del Método	25
3.3.4	Desarrollo de los Métodos Empleados.....	26
3.4	Fundamentos de Modelación Numérica y Calibración	36
3.4.1	Modelación Numérica de Puentes	37
3.4.2	Comparación Entre Resultados Experimentales y Numéricos	38
3.4.3	Calibración del Modelo Numérico.....	38
3.4.4	Limitaciones de la Calibración	39

III Marco Metodológico 40

4 Caracterización Estructural y Modelación Numérica del Puente Fisculco 41

4.1	Descripción de la Estructura	42
4.1.1	Datos Generales.....	42
4.1.2	Composición Estructural.....	43
4.1.3	Descripción del Tablero	45
4.1.4	Metodología de Construcción	46
4.2	Caracterización de Materiales	47
4.3	Identificación Teórica de Parámetros Modales.....	49
4.3.1	Criterios de Modelación Numérica	49
4.3.2	Análisis Dinámico del Modelo.....	52

5 Adquisición y Procesamiento de Señales 56

5.1	Equipo de Adquisición de Datos.....	57
5.1.1	Datos Técnicos del Sensor.....	57
5.1.2	Ubicación e Instalación de Sensores en la Estructura	58
5.1.3	Registros Experimentales de Señales.....	61
5.2	Procesamiento de Señales.....	65
5.2.1	Identificación de las Frecuencias Naturales y Factores de Amorti- guamiento Mediante el Método de Selección de Picos (<i>Peak Picking</i>)	66
5.2.2	Método de Identificación del Subespacio Estocástico Basado en Co- varianza (SSI-COV)	71
IV	Análisis de Resultados	76
6	Resultados Experimentales y Calibración del Modelo Numérico	77
6.1	Comparación de Parámetros Modales	78
6.1.1	Frecuencias Modales Experimentales	78
6.1.2	Factores de Amortiguamiento Experimentales.....	80
6.1.3	Comparación Crítica entre los Métodos PP y SSI-COV	81
6.1.4	Frecuencias Modales Experimentales y Teóricas.....	83
6.2	Calibración del Modelo Numérico	85
6.2.1	Etapla 1: Evaluación de Errores en la Idealización del Modelo Numérico	86
6.2.2	Etapla 2: Correlación Entre las Predicciones del Modelo y los Re- sultados Experimentales, y Selección de Parámetros de Corrección .	88
6.3	Análisis Temporal de Parámetros Modales	97
V	Conclusiones	100
7	Conclusiones y Recomendaciones	101
7.1	Conclusiones	101
7.2	Recomendaciones	103
7.3	Futuras Líneas de Investigación	104

Lista de Figuras

2.1	<i>Puente Mezcala, México.</i>	11
2.2	<i>Puente Gómez Ortiz, Colombia.</i>	12
2.3	<i>Puente Rayitos de Sol, Perú</i>	13
2.4	<i>Puente UNSa Norte, Salta, Argentina.</i>	13
2.5	<i>Puente Bicentenario, Región del Biobío, Chile.</i>	14
2.6	<i>Sistema de monitoreo estructural mediante visión y sensores de contacto en un puente de Italia.</i>	15
2.7	<i>Configuración experimental del sistema de monitoreo basado en visión por cámaras en una pasarela metálica en Italia.</i>	15
3.1	<i>Ubicación de los sensores en el puente Gómez Ortiz.</i>	21
3.2	<i>Principales métodos de identificación de sistemas.</i>	24
4.1	<i>Fotografía del puente Fisculco, año 2025.</i>	42
4.2	<i>Ubicación del puente Fisculco.</i>	43
4.3	<i>Vista en perfil de la estructura completa del puente Fisculco (dimensiones en metros).</i>	43
4.4	<i>Elevación vista perfil tablero lado Sucre (dimensiones en metros).</i>	44
4.5	<i>Elevación vista perfil tablero lado Ravelo (dimensiones en metros).</i>	44
4.6	<i>Sección transversal del tablero del puente Fisculco (dimensiones expresadas en metros).</i>	45
4.7	<i>Proceso constructivo del puente Fisculco.</i>	47
4.8	<i>Ensayo de esclerometría aplicado al tablero del puente.</i>	48
4.9	<i>Modelo numérico del puente bajo la acción de la sobrecarga de acera y barandas.</i>	51
5.1	<i>Equipo de sistema de adquisición de respuesta vibratoria.</i>	58

5.2	<i>Registro de señales de vibración del puente.</i>	59
5.3	<i>Ubicación del sensor en la sección transversal del puente.</i>	60
5.4	<i>Localización de puntos instrumentados en el puente.</i>	60
5.5	<i>Estación meteorológica portátil utilizada durante la campaña de medición.</i>	62
5.6	<i>Registros de aceleración en las tres direcciones ortogonales (Punto 11).</i>	63
5.7	<i>Espectro de densidad de potencia del punto de medición 11.</i>	66
5.8	<i>Espectro de potencia normalizado (NPSD) por dirección ortogonal en el punto 11.</i>	67
5.9	<i>Espectro de potencia media normalizado (ANPSD) en el punto 11.</i>	68
5.10	<i>Estimaciones de factores de amortiguamiento (punto 11).</i>	69
5.11	<i>Diagrama de estabilización correspondiente al punto 11 (eje x).</i>	72
5.12	<i>Diagrama de estabilización correspondiente al punto 11 (eje y).</i>	72
5.13	<i>Diagrama de estabilización correspondiente al punto 11 (eje z).</i>	72
6.1	<i>Comparación de las frecuencias modales estimadas mediante los métodos PP y SSI-COV.</i>	79
6.2	<i>Comparación entre las frecuencias modales identificadas experimentalmente mediante los métodos PP y SSI-COV, y las frecuencias obtenidas del modelo numérico de elementos finitos (FEM).</i>	85
6.3	<i>Condiciones de apoyo adoptadas en el modelo numérico.</i>	87
6.4	<i>Comparación entre las frecuencias modales identificadas experimentalmente mediante los métodos PP y SSI-COV, y las frecuencias obtenidas del modelo numérico de elementos finitos calibrado (FEM-C).</i>	95
6.5	<i>Frecuencias naturales identificadas por el método PP en el punto 11 durante el período del 27/06/2025 al 27/09/2025.</i>	98
6.6	<i>Frecuencias naturales identificadas por el método SSI-COV en el punto 11 durante el período del 27/06/2025 al 27/09/2025.</i>	98

Lista de Tablas

4.1	<i>Resumen de las resistencias a compresión del hormigón obtenidas en los principales elementos estructurales del puente.</i>	47
4.2	<i>Resistencia a la compresión del hormigón medida durante la construcción del puente.</i>	48
4.3	<i>Resistencia a la compresión del hormigón estimada a partir de ensayos de esclerometría</i>	49
4.4	<i>Módulo de elasticidad del hormigón basado en registros de rotura de probetas.</i>	51
4.5	<i>Frecuencias naturales y participación modal de masa del modelo de elementos finitos.</i>	52
4.6	<i>Formas modales del modelo numérico (Modos 1–6).</i>	53
4.7	<i>Formas modales del modelo numérico (Modos 7–12).</i>	54
5.1	<i>Frecuencias identificadas del NPSD por dirección (punto 11).</i>	68
5.2	<i>Factores de amortiguamiento ξ_{mp} estimados mediante el método de la media potencia en el punto 11.</i>	69
5.3	<i>Estimación de frecuencias identificadas por el método PP.</i>	70
5.4	<i>Estimación del factor de amortiguamiento por el método de media potencia.</i>	70
5.5	<i>Valores finales de frecuencia natural y amortiguamiento obtenidos mediante el método PP.</i>	71
5.6	<i>Frecuencias predominantes por dirección ortogonal en el punto 11.</i>	73
5.7	<i>Factor de amortiguamiento por dirección ortogonal en el punto 11.</i>	73
5.8	<i>Frecuencias modales identificadas mediante el método SSI-COV.</i>	74
5.9	<i>Factor de amortiguamiento por el método SSI-COV.</i>	74
5.10	<i>Valores finales de frecuencia natural y amortiguamiento obtenidos mediante el método SSI-COV.</i>	75

6.1	<i>Frecuencias identificadas mediante los métodos PP y SSI-COV y su error porcentual.</i>	78
6.2	<i>Factores de amortiguamiento obtenidos mediante los métodos de media potencia y SSI-COV.</i>	80
6.3	<i>Comparación crítica entre los métodos PP y SSI-COV.</i>	83
6.4	<i>Comparación de frecuencias del modelo numérico y las identificadas experimentalmente.</i>	84
6.5	<i>Valores iniciales del módulo de elasticidad del hormigón como parámetro de calibración.</i>	90
6.6	<i>Variación del módulo de elasticidad del tablero y comparación con las frecuencias identificadas por el método PP.</i>	91
6.7	<i>Variación del módulo de elasticidad del tablero y comparación con las frecuencias identificadas por el método SSI-COV.</i>	92
6.8	<i>Índice de sensibilidad de las frecuencias naturales respecto al módulo de elasticidad del tablero.</i>	92
6.9	<i>Valores adoptados para el módulo de elasticidad en el modelo calibrado. . .</i>	93
6.10	<i>Comparación de frecuencias del modelo numérico calibrado y las identificadas experimentalmente.</i>	94
6.11	<i>Efecto de las limitaciones instrumentales sobre la identificación modal.</i>	96
7.1	<i>Propuesta de líneas futuras para el monitoreo estructural del puente Fisculco.</i>	106

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS MODALES DEL PUENTE FISCULCO MEDIANTE MONITOREO OPERACIONAL CON VIBRACIÓN AMBIENTAL Y CALIBRACIÓN DE MODELO NUMÉRICO

Orlando Enrrriquez Kanchi

Resumen

El monitoreo operacional con vibración ambiental constituye una herramienta adecuada para la caracterización dinámica de puentes en condiciones reales de servicio, debido a que permite estimar parámetros modales sin interrumpir el funcionamiento de la estructura. En este trabajo se realizó la estimación de los parámetros modales del puente Fisculco y la calibración de un modelo numérico representativo de su comportamiento dinámico. Para ello, se instrumentó el tablero del puente mediante acelerómetros ubicados en puntos representativos, registrándose vibraciones ambientales generadas por acciones operacionales y ambientales. Los registros obtenidos fueron procesados mediante los métodos *Peak Picking* y *SSI-COV*, a partir de los cuales se identificaron frecuencias naturales y factores de amortiguamiento. Asimismo, se desarrolló un modelo numérico en *MIDAS Civil*, el cual fue calibrado mediante el ajuste del módulo de elasticidad del tablero. Los resultados permitieron identificar once modos de vibración, con diferencias menores al 5 % entre los métodos experimentales empleados. La calibración del modelo numérico mejoró la correspondencia entre las frecuencias calculadas y las frecuencias medidas, manteniendo errores menores al 10 %. Además, el análisis temporal de las frecuencias modales evidenció variaciones reducidas durante el período de monitoreo, asociadas principalmente a condiciones ambientales y operacionales. De este modo, la metodología aplicada permitió establecer una línea base inicial del comportamiento dinámico del puente Fisculco, verificándose que la estructura mantiene una rigidez global estable y no presenta indicios dinámicos de degradación significativa durante el período evaluado.

Palabras clave: monitoreo operacional, vibración ambiental, identificación modal, parámetros modales, frecuencias naturales, amortiguamiento, modelo numérico, calibración estructural.

ESTIMATION OF MODAL PARAMETERS OF THE FISCULCO BRIDGE THROUGH OPERATIONAL MONITORING WITH AMBIENT VIBRATION AND NUMERICAL MODEL CALIBRATION

Orlando Enrriquez Kanchi

Abstract

Operational monitoring using ambient vibration constitutes an effective tool for the dynamic characterization of bridges under real service conditions, as it allows the estimation of modal parameters without interrupting the structure's operation. In this study, the modal parameters of the Fisculco bridge were estimated and a numerical model representative of its dynamic behavior was calibrated. To this end, the bridge deck was instrumented with accelerometers placed at representative points, recording ambient vibrations generated by operational and environmental actions. The acquired data were processed using the *Peak Picking* and *SSI-COV* methods, from which natural frequencies and damping ratios were identified. Additionally, a numerical model was developed in *MIDAS Civil*, which was calibrated by adjusting the elastic modulus of the deck. The results allowed the identification of eleven vibration modes, with differences of less than 5 % between the experimental methods. The calibrated numerical model improved the agreement between calculated and measured frequencies, maintaining errors below 10 %. Furthermore, the temporal analysis of modal frequencies showed minor variations during the monitoring period, mainly associated with environmental and operational conditions. In this way, the applied methodology made it possible to establish an initial baseline of the dynamic behavior of the Fisculco bridge, confirming that the structure maintains a stable global stiffness and does not exhibit dynamic indications of significant structural degradation during the evaluated period.

Keywords: operational monitoring, ambient vibration, modal identification, modal parameters, natural frequencies, damping, numerical model, structural calibration.

Parte I

Introducción

Capítulo 1

Introducción

1.1. Antecedentes

La evaluación del estado de las estructuras civiles ha sido una preocupación constante dentro de la ingeniería estructural, debido a que estas se encuentran sometidas durante su vida útil a procesos de deterioro, acciones ambientales, cargas de servicio y eventos accidentales que pueden modificar progresivamente su comportamiento mecánico y dinámico. Tradicionalmente, la inspección visual y los ensayos locales han sido utilizados como herramientas principales para valorar el estado de conservación de una estructura; sin embargo, estas técnicas presentan limitaciones, ya que dependen de la accesibilidad, de la experiencia del evaluador y, en muchos casos, no permiten identificar cambios globales en la rigidez o en la respuesta dinámica del sistema (Sohn et al., 2002; Quintero Parra and Villamizar Mejía, 2010).

Frente a estas limitaciones, en las últimas décadas ha surgido el monitoreo de salud estructural, conocido como *Structural Health Monitoring* (SHM), el cual busca obtener información objetiva sobre el comportamiento de las estructuras en condiciones reales de operación. Este enfoque permite complementar los métodos tradicionales mediante el registro continuo o periódico de variables físicas, facilitando la detección temprana de cambios asociados a daño o degradación estructural (Sohn et al., 2002; Anaya Díaz et al., 2020).

Dentro de este contexto, el análisis dinámico ha cobrado especial relevancia, ya que las propiedades modales de una estructura dependen directamente de su masa, rigidez, condiciones de apoyo y mecanismos de disipación de energía. En consecuencia, variaciones en las frecuencias naturales, formas modales o factores de amortiguamiento pueden reflejar cambios en el comportamiento estructural global. Por esta razón, la identificación de parámetros modales se ha consolidado como una herramienta eficaz para la caracterización y el seguimiento del estado estructural (Jaime et al., 2018; Hasani and Freddi, 2023a).

Inicialmente, la identificación modal se desarrolló mediante ensayos de vibración forzada, en los cuales la estructura era excitada mediante una fuerza conocida. Aunque este enfoque permite obtener resultados controlados, su aplicación en estructuras de gran escala resulta compleja y costosa, además de requerir, en muchos casos, la interrupción parcial o total de su funcionamiento (Grosel et al., 2014; Araujo et al., 2010).

Como alternativa, surgió el análisis modal operacional (*Operational Modal Analysis, OMA*), basado en la medición de la respuesta estructural bajo excitaciones ambientales y operacionales. En este enfoque, la excitación no se mide directamente, sino que se asume proveniente de fuentes como el tránsito, el viento, los microsismos u otras perturbaciones de baja amplitud. Esta característica permitió ampliar la aplicación de la identificación modal a estructuras en servicio, sin necesidad de aplicar cargas artificiales (Araujo et al., 2010; Magalhães et al., 2009; Hasani and Freddi, 2023b).

Con el desarrollo de estas técnicas, se han establecido metodologías de identificación tanto en el dominio de la frecuencia como en el dominio del tiempo. Los métodos en frecuencia se basan en el análisis espectral de la respuesta, mientras que los métodos en tiempo utilizan directamente las series temporales registradas. Ambos enfoques han demostrado ser efectivos para la estimación de parámetros modales en estructuras sometidas a vibraciones ambientales, especialmente cuando no se dispone de información explícita sobre la excitación de entrada (Castillo and Boroschek, 2005; Peeters, 2000; Van Overschee and De Moor, 2012; Jaime et al., 2018).

De manera complementaria, el desarrollo de modelos numéricos de elementos finitos ha permitido representar el comportamiento estructural de forma analítica y comparar sus

resultados con mediciones experimentales. No obstante, los modelos iniciales suelen presentar discrepancias respecto al comportamiento real, debido a incertidumbres en las propiedades de los materiales, condiciones de apoyo, rigidez de conexiones y simplificaciones propias de la modelación (Zienkiewicz et al., 2005; Jaishi and Ren, 2005; Mottershead et al., 2011).

Por esta razón, la calibración de modelos numéricos a partir de parámetros modales identificados experimentalmente se ha convertido en una práctica fundamental dentro del monitoreo estructural. Este proceso permite ajustar parámetros del modelo, como el módulo de elasticidad o la rigidez de los apoyos, con el fin de mejorar la correspondencia entre la respuesta numérica y la respuesta real de la estructura (Mottershead et al., 2011; Ereiz et al., 2022; Hasani and Freddi, 2023b).

A pesar del desarrollo alcanzado a nivel internacional, la aplicación sistemática de técnicas de monitoreo estructural e identificación modal operacional aún es limitada en varios países de la región. En el caso de Bolivia, el uso de estas metodologías en infraestructuras civiles, particularmente en puentes, no se encuentra ampliamente documentado, debido principalmente a restricciones asociadas a la disponibilidad de equipos especializados, recursos técnicos y programas continuos de monitoreo. Esta situación evidencia la necesidad de desarrollar estudios locales que permitan adaptar y aplicar estas herramientas al contexto nacional, contribuyendo a una mejor comprensión del comportamiento dinámico de las estructuras y al fortalecimiento de estrategias de evaluación y mantenimiento.

1.2. Pregunta de Investigación

¿Cómo aplicar técnicas de monitoreo operacional con vibración ambiental para estimar parámetros modales y calibrar modelos numéricos en estructuras civiles en contextos con limitado desarrollo en monitoreo estructural?

1.3. Objetivo General

Aplicar técnicas de monitoreo operacional con vibración ambiental para estimar los parámetros modales del puente Fisculco y calibrar un modelo numérico representativo de su comportamiento dinámico en condiciones reales de servicio, como aporte al desarrollo de metodologías de monitoreo estructural en el contexto local.

1.4. Objetivos Específicos

- Implementar una estrategia de instrumentación mediante acelerómetros ubicados en puntos representativos del tablero, con el fin de registrar la respuesta vibratoria del puente bajo condiciones reales de operación.
- Procesar los registros de vibración ambiental mediante técnicas de identificación modal operacional en el dominio de la frecuencia y del tiempo, aplicando los métodos *Peak Picking* (PP) y *SSI-COV*, para estimar las frecuencias naturales y los factores de amortiguamiento.
- Desarrollar y evaluar un modelo numérico de elementos finitos del puente, comparando sus frecuencias naturales con los parámetros modales identificados experimentalmente.
- Calibrar el modelo numérico mediante el ajuste de parámetros estructurales representativos, con el propósito de mejorar su correspondencia con el comportamiento dinámico medido en campo.
- Analizar la variación temporal de las frecuencias naturales obtenidas en distintos períodos de medición, con el fin de establecer una línea base del comportamiento dinámico del puente para futuras campañas de monitoreo estructural.

1.5. Hipótesis General

La aplicación de técnicas de monitoreo operacional mediante vibración ambiental permite identificar de manera confiable los parámetros modales dominantes del puente Fisculco y utilizarlos para calibrar un modelo numérico representativo de su comportamiento dinámico en condiciones reales de servicio, estableciendo una línea base útil para su seguimiento estructural.

1.6. Metodología

La investigación presenta un enfoque cuantitativo y aplicado, con un diseño no experimental, descriptivo y analítico. No se modificaron las condiciones de operación del puente, sino que se registró y analizó su respuesta dinámica bajo acciones ambientales y operacionales reales.

El proceso metodológico se inició con la instrumentación del puente mediante acelerómetros ubicados en puntos representativos del tablero. La selección de estos puntos consideró la geometría de la estructura, las condiciones de acceso y la información proporcionada por el modelo numérico preliminar, con el fin de captar adecuadamente la respuesta vibratoria del puente.

Posteriormente, se realizó la adquisición de registros de aceleración bajo condiciones normales de servicio, sin aplicar excitación artificial ni interrumpir el tránsito vehicular. Las señales obtenidas fueron sometidas a etapas de preprocesamiento, incluyendo conversión de unidades, corrección de línea base, filtrado, remuestreo, ventaneado y estimación espectral.

Una vez acondicionados los registros, se aplicaron técnicas de identificación modal operacional en el dominio de la frecuencia y del tiempo. En particular, se empleó el método de selección de picos, *Peak Picking* (PP), y el método de identificación de subespacios estocásticos basado en covarianzas, *SSI-COV*, con el propósito de estimar las frecuencias naturales y los factores de amortiguamiento del puente.

De manera complementaria, se desarrolló un modelo numérico de elementos finitos del puente, incorporando su geometría, propiedades mecánicas de los materiales, condiciones de apoyo y cargas permanentes. Los parámetros modales obtenidos experimentalmente fueron comparados con los resultados del modelo, con el fin de evaluar su grado de representatividad respecto al comportamiento dinámico medido en campo.

Con base en esta comparación, se realizó la calibración del modelo numérico mediante el ajuste de parámetros estructurales, principalmente el módulo de elasticidad del hormigón, hasta mejorar la correspondencia entre las frecuencias experimentales y las calculadas.

Finalmente, se analizó la variación temporal de las frecuencias naturales obtenidas durante el período de monitoreo, con el propósito de establecer una línea base del comportamiento dinámico del puente que pueda servir como referencia para futuras evaluaciones estructurales.

1.7. Alcance y Limitaciones

El alcance de la investigación se restringe al estudio dinámico del puente Fisculco bajo condiciones reales de operación, a partir de registros de vibración ambiental obtenidos durante las campañas de medición consideradas. El trabajo se orienta a la estimación de frecuencias naturales y factores de amortiguamiento, así como a la calibración de un modelo numérico de elementos finitos.

No se consideraron ensayos con excitación artificial, debido a que la investigación se basó exclusivamente en monitoreo operacional. Por tanto, los resultados corresponden a la respuesta dinámica del puente bajo las acciones ambientales y operacionales presentes durante los períodos de medición.

Asimismo, debido al número limitado de acelerómetros disponibles y a la configuración adoptada durante la campaña experimental, no fue posible obtener una representación completa de las formas modales del puente. En consecuencia, la calibración del modelo numérico se basó principalmente en la comparación de frecuencias naturales.

El estudio tampoco incorporó escenarios hipotéticos de daño ni simulaciones de deterioro

progresivo, ya que su propósito principal fue establecer una línea base del comportamiento dinámico actual de la estructura. Por ello, los resultados deben interpretarse como una referencia inicial para futuras campañas de monitoreo y no como una evaluación concluyente de daño estructural.

Finalmente, las conclusiones obtenidas están condicionadas por las características de los registros adquiridos, las condiciones ambientales y operacionales presentes durante las mediciones, la cantidad de sensores disponibles y las simplificaciones propias del modelo numérico empleado.

Parte II

Marco Teórico

Capítulo 2

Estudios de Identificación Modal Operacional en Puentes

La identificación modal operacional (OMA) aplicada a puentes se ha consolidado como una herramienta eficaz para caracterizar el comportamiento dinámico de estructuras en servicio a partir de registros obtenidos bajo condiciones reales de operación. A diferencia de los ensayos con excitación forzada, este enfoque se basa en el análisis de la respuesta estructural inducida por acciones ambientales y operacionales, tales como el tránsito vehicular, el viento y los microsismos, lo que permite evaluar la estructura sin interrumpir su funcionamiento y con una menor complejidad experimental (Araujo et al., 2010; Anaya D'íaz et al., 2020).

En el ámbito de los puentes, la OMA ha demostrado ser especialmente útil para la estimación de frecuencias naturales, formas modales y factores de amortiguamiento, así como para la validación y calibración de modelos numéricos construidos mediante elementos finitos. Del mismo modo, su aplicación ha permitido establecer líneas base del comportamiento dinámico de estructuras en operación, que posteriormente pueden emplearse en tareas de monitoreo, evaluación del estado estructural y seguimiento del desempeño a lo largo del tiempo. En este contexto, el presente capítulo reúne antecedentes representativos de aplicación de OMA en puentes, con el propósito de identificar los principales enfoques metodológicos, alcances y aportes reportados en la literatura especializada.

2.1. Aplicaciones de OMA en Puentes

A nivel internacional, la aplicación del análisis modal operacional en puentes ha mostrado un desarrollo sostenido, impulsado por la necesidad de evaluar estructuras relevantes bajo condiciones reales de servicio, sin recurrir a ensayos destructivos ni a interrupciones prolongadas del tránsito. En este contexto, la vibración ambiental se ha consolidado como la fuente de excitación más empleada, ya que permite estudiar el comportamiento dinámico de los puentes con un costo relativamente bajo y con una adecuada representatividad de la operación real. Asimismo, la literatura especializada muestra que la OMA se ha utilizado de manera recurrente como base para la calibración de modelos numéricos, la validación experimental del comportamiento dinámico y la formulación de líneas base para programas de monitoreo estructural (Araujo et al., 2010; Jaime et al., 2018).

En *México*, uno de los ejemplos más completos corresponde al *puente Mezcala*, donde se implementó un sistema de monitoreo estructural que permitió identificar y dar seguimiento a frecuencias naturales, formas modales y amortiguamiento, además de calibrar modelos de elemento finito para analizar distintos escenarios de carga durante la vida útil del puente. El análisis modal se realizó con información obtenida bajo excitación ambiental, principalmente tránsito vehicular, y mediante la técnica EFDD se identificaron los primeros catorce modos de vibración, utilizados como base para el seguimiento estructural (Anaya D'íaz et al., 2020).

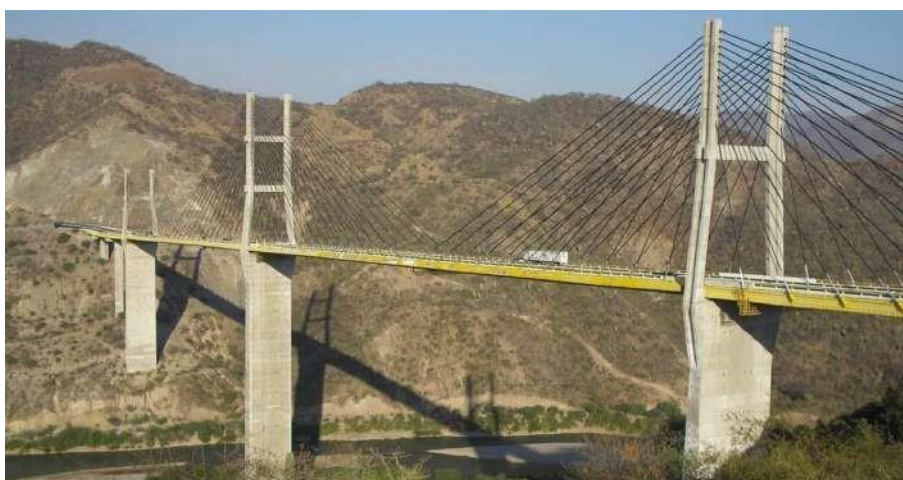


Figura 2.1: *Puente Mezcala, México.*

Fuente: (Anaya D'íaz et al., 2020).

En *Colombia*, el *punto Gómez Ortiz* constituye un referente regional en OMA aplicada a puentes viga cajón. La estructura fue caracterizada mediante vibraciones ambientales y sus resultados experimentales fueron utilizados para ajustar un modelo numérico y establecer una línea base para monitoreo. Asimismo, investigaciones posteriores sobre el mismo puente incorporaron algoritmos de localización óptima de sensores, demostrando que una selección adecuada de los puntos de medición permite obtener resultados confiables aun con instrumentación reducida (Jaime et al., 2018; Jaimes et al., 2019).



Figura 2.2: *Punto Gómez Ortiz, Colombia.*

Fuente: (Jaime et al., 2018).

En *Perú*, el *punto atirantado Rayitos de Sol* fue estudiado mediante vibraciones ambientales y modelación tridimensional por elementos finitos. El trabajo permitió estimar frecuencias naturales y modos de vibración a partir del análisis en frecuencia de señales medidas en puntos estratégicos del tablero, mostrando que los resultados experimentales y numéricos concuerdan de forma aceptable cuando se consideran adecuadamente las condiciones de contorno y las rigideces efectivas. Además, el estudio evidenció la presencia de frecuencias modales muy cercanas, rasgo característico en puentes atirantados (Deza et al., 2022).



Figura 2.3: *Puente Rayitos de Sol, Perú.*

Fuente: (Deza et al., 2022).

En *Argentina*, el *puente UNSa Norte* fue evaluado mediante vibraciones ambientales en diferentes etapas de su vida útil, con el propósito de relacionar la variación de las características dinámicas con posibles cambios estructurales. El estudio reportó variaciones del orden del 5 % en las primeras frecuencias naturales durante los primeros seis años de servicio, contrastando los resultados con un modelo tridimensional de elementos finitos calibrado. La inclusión de georadar permitió además complementar el análisis dinámico con la verificación de armaduras y de posibles discontinuidades en los elementos de hormigón (Toledo et al., 2014).

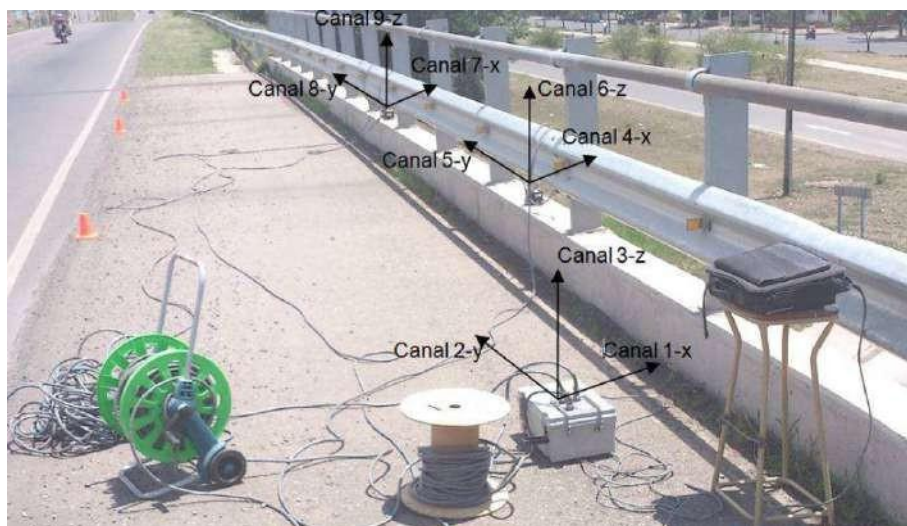


Figura 2.4: *Puente UNSa Norte, Salta, Argentina.*

Fuente: (Toledo et al., 2014).

En *Chile*, se ha desarrollado una investigación aplicada al monitoreo estructural del *punte Bicentenario*, ubicado en la Región del Biobío. El estudio presenta el diseño e implementación de un sistema de *Structural Health Monitoring* incorporado desde la fase de ingeniería y ejecutado durante la construcción, con el propósito de continuar su seguimiento en la etapa operacional. La propuesta considera la instalación de sensores y la medición continua de parámetros clave del comportamiento estructural y de variables ambientales, con el fin de obtener información cuantitativa sobre la condición real del puente, detectar procesos de degradación y mejorar la gestión de mantenimiento. En este sentido, se concluye que el monitoreo continuo permite anticipar comportamientos no previstos en el diseño y orientar de manera más eficiente las decisiones de conservación y seguridad estructural del puente (Márquez et al., 2026).



Figura 2.5: *Puente Bicentenario, Región del Biobío, Chile.*

Fuente: (Márquez et al., 2026).

En un estudio desarrollado en *Italia*, se aplicó un sistema de monitoreo estructural basado en visión a un puente de hormigón postensado sometido a tráfico vehicular. Mediante cámaras instaladas bajo el tablero y sensores convencionales para validación, se demostró que esta técnica permite medir con buena precisión las flechas verticales y estimar la primera frecuencia modal. No obstante, se identificó que la calidad de las mediciones depende de factores como la iluminación, la estabilidad de la cámara y la configuración óptica del sistema, por lo que su aplicación en campo requiere un adecuado control de estas condiciones (Micozzi et al., 2023).

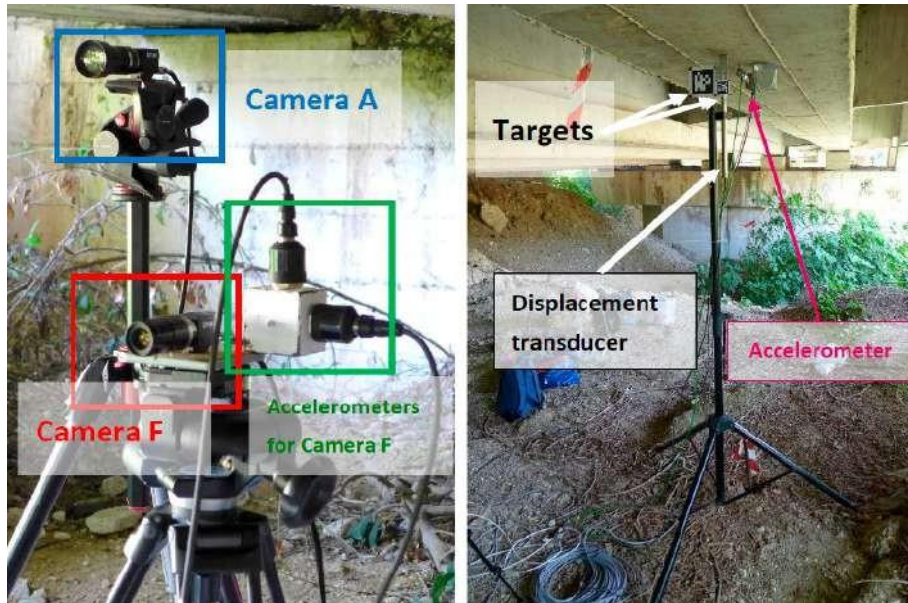


Figura 2.6: *Sistema de monitoreo estructural mediante visión y sensores de contacto en un puente de Italia.*

Fuente: (Micozzi et al., 2023).

En *Italia*, también se desarrolló un estudio de monitoreo estático y dinámico sobre una pasarela metálica mediante técnicas basadas en visión por cámaras. El sistema empleó blancos artificiales, una cámara ubicada fuera de la estructura y acelerómetros MEMS para validación.



Figura 2.7: *Configuración experimental del sistema de monitoreo basado en visión por cámaras en una pasarela metálica en Italia.*

Fuente: (Ponsi et al., 2024).

Los resultados mostraron que este enfoque permite estimar desplazamientos dinámicos con una correspondencia aceptable respecto a la instrumentación tradicional, aunque su precisión depende de factores como la vibración de la cámara, la geometría del blanco, la escala y las condiciones ambientales. En consecuencia, se concluyó que este tipo de monitoreo constituye una alternativa no invasiva y de bajo costo, pero requiere un adecuado control de las fuentes de incertidumbre para su aplicación confiable en campo (Ponsi et al., 2024).

2.2. Síntesis de los Estudios Revisados

La revisión de los estudios analizados permite evidenciar que la identificación modal operacional constituye una herramienta adecuada para la caracterización dinámica de puentes en condiciones reales de servicio. En los distintos casos presentados, la utilización de vibraciones ambientales como fuente de excitación ha permitido estimar con buena aproximación las frecuencias naturales, las formas modales y, en menor medida, los factores de amortiguamiento, sin necesidad de recurrir a ensayos invasivos ni a la interrupción del tránsito.

Asimismo, se observa una tendencia común hacia la integración de la OMA con modelos numéricos de elementos finitos, lo que ha permitido no solo contrastar resultados experimentales y teóricos, sino también mejorar la representatividad de los modelos estructurales mediante procesos de calibración. De igual manera, varios de los antecedentes revisados destacan su utilidad para el establecimiento de líneas base orientadas al monitoreo estructural.

Por otra parte, los trabajos revisados ponen de manifiesto que la calidad de los parámetros modales identificados depende en gran medida de aspectos como la instrumentación empleada, la ubicación de los sensores, el tratamiento de las señales y la influencia de las condiciones ambientales y operacionales. En conjunto, estos antecedentes confirman la pertinencia del uso de la identificación modal operacional como herramienta de evaluación y seguimiento del comportamiento dinámico de puentes.

Capítulo 3

Fundamentos Teóricos

El estudio dinámico de puentes es fundamental dentro del monitoreo estructural, ya que permite caracterizar su comportamiento en condiciones reales de servicio. Para ello, los parámetros modales (frecuencias naturales, formas modales y razones de amortiguamiento) entregan información relevante sobre la rigidez, la masa, las condiciones de apoyo y el estado general de la estructura (Jaime et al., 2018; Hasani and Freddi, 2023a).

El análisis modal operacional permite estimar estos parámetros a partir de la respuesta medida ante excitaciones ambientales y operacionales, como el tránsito, el viento y la temperatura, sin requerir conocer explícitamente la fuerza de entrada (Magalhães et al., 2009; Desjardins and Lau, 2024). Su aplicación requiere una adecuada adquisición y procesamiento de señales, así como la selección de métodos de identificación en el dominio de la frecuencia o del tiempo que permitan obtener resultados confiables (Araujo et al., 2010; Deza et al., 2022; Van Overschee and De Moor, 2012).

Finalmente, la comparación de los parámetros identificados con modelos numéricos contribuye a interpretar el comportamiento estructural del puente y a mejorar su representación mediante procesos de calibración (Hasani and Freddi, 2023b; Ereiz et al., 2022).

3.1. Fuentes de Excitación Dinámica en Puentes

En puentes en servicio, la respuesta dinámica no depende únicamente de sus propiedades estructurales intrínsecas, sino también de las condiciones ambientales y operacionales a las que se encuentra sometido. Entre los factores más influyentes destacan el viento, la temperatura y el tránsito, ya que todos ellos pueden modificar, en distinto grado, la amplitud de la respuesta vibratoria y los valores identificados de frecuencia natural, amortiguamiento e incluso, en ciertos casos, la forma modal. Por esta razón, el análisis de estos efectos constituye un aspecto central en los estudios de monitoreo estructural y de identificación modal, especialmente cuando se busca interpretar adecuadamente la variabilidad temporal de los parámetros dinámicos (Desjardins and Lau, 2024).

3.1.1. Influencia del Viento y la Temperatura

El viento y la temperatura constituyen dos de las principales fuentes de variabilidad en la respuesta dinámica de puentes en servicio. El viento actúa como excitación ambiental capaz de activar modos verticales, laterales y torsionales, mientras que la temperatura modifica la rigidez efectiva y las condiciones de apoyo, produciendo cambios sistemáticos en los parámetros modales identificados (Hasani and Freddi, 2023a). En consecuencia, la interpretación de frecuencias y amortiguamientos debe considerar explícitamente estas acciones para evitar asociar a daño o variaciones que pueden deberse al entorno operacional (Desjardins and Lau, 2024).

Desde un punto de vista cuantitativo, el efecto térmico ha sido verificado en monitoreo continuo de puentes reales. En el puente Infante D. Henrique se observaron variaciones del orden de **5 %** en la primera frecuencia natural en periodos cortos de observación, en oposición al ciclo de temperatura, lo que confirma que los cambios térmicos pueden alterar de forma significativa la identificación modal (Magalhães et al., 2009).

En el caso del viento, su influencia no solo depende de la velocidad media, sino también de sus fluctuaciones, ya que estas afectan la estacionariedad de la señal y la estabilidad de los parámetros identificados. La literatura sobre OMA en puentes destaca que el viento residual, aun después de remover su componente media, puede sesgar la identificación de

frecuencias y amortiguamientos si no se considera adecuadamente en el procesamiento de datos (Hasani and Freddi, 2023a). Por ello, en estudios comparativos entre distintas campañas o periodos de monitoreo, el viento y la temperatura deben tratarse como variables explicativas de primer orden en la variabilidad modal observada (Desjardins and Lau, 2024).

3.1.2. Influencia del Tránsito Vehicular

El tránsito vehicular constituye una de las principales fuentes de excitación dinámica en puentes carreteros, ya que introduce cargas móviles variables en peso, velocidad y configuración de ejes. Estas acciones pueden facilitar la identificación modal al aportar energía suficiente para excitar ciertos modos de vibración, aunque también generan dispersión en los registros debido al carácter no estacionario de la carga móvil (Hasani and Freddi, 2023a).

La influencia del ambiente operacional sobre los parámetros modales ha sido verificada experimentalmente en monitoreo de largo plazo. En el puente Infante D. Henrique se reportaron variaciones del orden del 5 % en la primera frecuencia natural durante un año de observación, asociadas a condiciones ambientales y operacionales (Magalhães et al., 2009).

En pruebas de vibración forzada con vehículos, se ha observado que la combinación de distintas velocidades de circulación mejora la calidad de la identificación modal respecto a ensayos con una sola velocidad. En particular, se reportan mejoras de hasta 15 % en la consistencia de las formas modales y reducciones de hasta 296 % en el error relativo de frecuencia. Para vehículos pesados, las velocidades más favorables se ubicaron entre 20 y 60 km/h, con predominio de 40 km/h, mientras que en vehículos livianos se requirió un rango más amplio de velocidades para obtener una excitación adecuada (Hernandez et al., 2021).

3.2. Adquisición de Señales Ambientales en Puentes

La adquisición de señales en estudios de vibración ambiental en puentes constituye una etapa crítica dentro del análisis modal operacional, ya que la calidad de los parámetros identificados depende directamente de la estrategia experimental adoptada. A diferencia de los ensayos con excitación controlada, en este tipo de estudios la entrada no es conocida y está gobernada por acciones ambientales y operacionales como el viento, el tránsito y los microsismos. Por ello, la correcta selección de los sensores, su ubicación, la cobertura espacial, la duración de las mediciones y las condiciones de registro resultan determinantes para garantizar la representatividad de la respuesta estructural (Araujo et al., 2010).

3.2.1. Instrumentación

Tipos de Sensores

En estudios de identificación modal operacional en puentes, los sensores más utilizados son los acelerómetros, debido a su facilidad de instalación, alta resolución y capacidad para registrar vibraciones de baja amplitud. Estos dispositivos permiten medir la respuesta dinámica en múltiples direcciones, lo que resulta fundamental para la identificación de modos verticales, laterales y torsionales. En algunos casos, también se emplean sensores complementarios como velocímetros o sistemas ópticos, especialmente cuando se requiere validar resultados o medir desplazamientos con mayor precisión (Araujo et al., 2010; Micozzi et al., 2023).

Sensibilidad de los Sensores

La sensibilidad de los sensores es un aspecto clave en la adquisición de datos, particularmente en estructuras donde las amplitudes de vibración son reducidas. En puentes de gran luz o con alta rigidez, las aceleraciones pueden encontrarse en rangos muy bajos, por lo que es necesario emplear sensores con alta sensibilidad y bajo nivel de ruido. Una sensibilidad insuficiente puede impedir la detección de ciertos modos de vibración, afectando la precisión en la estimación de frecuencias naturales y amortiguamientos (Araujo et al.,

2010).

3.2.2. Diseño de la Instrumentación

Ubicación de Sensores

La ubicación de los sensores debe definirse en función de criterios estructurales y dinámicos que permitan capturar adecuadamente la respuesta modal del puente. En particular, se recomienda evitar la colocación de sensores en nodos de vibración, donde la respuesta es mínima, y privilegiar zonas con alta participación modal. Para ello, es habitual utilizar modelos numéricos preliminares que orienten la selección de puntos de medición y direcciones de registro (Araujo et al., 2010).

Cobertura Espacial

La cobertura espacial de la instrumentación debe ser suficiente para representar el comportamiento global de la estructura. El número y distribución de sensores dependen del tipo de puente, su geometría y las formas modales esperadas. Una cobertura insuficiente puede limitar la identificación modal o generar errores en la interpretación de las deformadas modales. En aplicaciones reales, como en el puente Gómez Ortiz, la distribución de sensores se basó en mallas geométricas sobre el tablero, lo que permitió una adecuada correlación entre resultados experimentales y modelos numéricos (Jaime et al., 2018).



Figura 3.1: Ubicación de los sensores en el puente Gómez Ortiz.

Fuente: (Jaime et al., 2018).

Como ejemplo de esta estrategia, en la Figura 3.1 se presenta la distribución de sensores utilizada en el puente Gómez Ortiz, donde la instrumentación fue organizada mediante una malla sobre el tablero para capturar adecuadamente la respuesta dinámica global de la estructura.

Sensores de Referencia y Sensores Móviles

Cuando la disponibilidad de sensores es limitada, se emplea una estrategia combinada de sensores de referencia y sensores móviles. Los sensores de referencia permanecen en posiciones fijas durante toda la campaña, mientras que los sensores móviles se reubican en diferentes configuraciones. Este procedimiento permite ampliar la cobertura espacial sin incrementar significativamente el número de equipos, manteniendo la continuidad entre registros y facilitando la reconstrucción modal completa de la estructura (Araujo et al., 2010; Jaime et al., 2018).

3.2.3. Parámetros de Adquisición

Duración de las Mediciones

La duración de las mediciones debe ser suficiente para garantizar la representatividad estadística de la señal y una adecuada resolución en frecuencia. Como criterio general, se recomienda que el tiempo de registro sea del orden de 1000 a 2000 veces el período fundamental de la estructura. En aplicaciones reales, se han utilizado registros del orden de 10 minutos por configuración o aproximadamente 1800 segundos, lo que ha demostrado ser adecuado para la identificación modal en puentes bajo excitación ambiental (Araujo et al., 2010; Jaime et al., 2018; Toledo et al., 2014).

Frecuencia de Muestreo y Resolución

La frecuencia de muestreo debe seleccionarse en función del rango de frecuencias de interés, asegurando el cumplimiento del criterio de Nyquist y una adecuada resolución espectral. En estudios de puentes, valores típicos de muestreo se sitúan en torno a 200 Hz, lo que

permite capturar con precisión los modos de baja frecuencia característicos de estas estructuras. La resolución en frecuencia depende tanto de la duración del registro como del procesamiento de la señal, por lo que ambos parámetros deben definirse de manera conjunta (Jaime et al., 2018; Toledo et al., 2014).

Condiciones de Registro

Las condiciones de registro deben documentarse cuidadosamente, ya que influyen directamente en la respuesta medida. Factores como el nivel de tránsito, la velocidad del viento o la presencia de excitaciones externas pueden modificar la amplitud y contenido frecuencial de la señal. En algunos casos, la baja intensidad del tráfico puede hacer que el viento o los microsismos se conviertan en las principales fuentes de excitación, lo que afecta la representatividad de los resultados (Jaime et al., 2018).

3.2.4. Limitaciones Prácticas de Instrumentación

La adquisición de datos en puentes reales está condicionada por diversas limitaciones prácticas, tales como la disponibilidad de equipos, el número de canales de adquisición, el costo de la campaña, la accesibilidad a la estructura y la necesidad de no interrumpir el tránsito. Estas restricciones pueden afectar tanto la cantidad como la calidad de la información obtenida. En respuesta a estas limitaciones, se han desarrollado metodologías de localización óptima de sensores que permiten maximizar la calidad de los datos con un número reducido de instrumentos, manteniendo una adecuada correlación modal y reduciendo la complejidad de la instrumentación (Jaimes et al., 2019).

3.3. Procesamiento de Señales de Vibración Ambiental

El procesamiento de señales de vibración ambiental tiene como finalidad extraer las frecuencias naturales, las formas modales y las razones de amortiguamiento a partir de registros de respuesta obtenidos en condiciones de servicio. En el caso de los puentes,

dichas respuestas suelen estar asociadas a la acción del tránsito, el viento y otras excitaciones ambientales, por lo que la identificación modal se realiza generalmente a partir de mediciones de salida (Jaime et al., 2018; Hasani and Freddi, 2023a).

Desde el punto de vista práctico, este procesamiento puede desarrollarse mediante plataformas especializadas, como *ARTEMIS*, o a través de algoritmos implementados en entornos de cálculo científico como *MATLAB* y *Python*. En ambos casos, la estimación modal se fundamenta en formulaciones matemáticas desarrolladas en el dominio de la frecuencia o en el dominio del tiempo, según el tipo de señal disponible, el nivel de ruido, la cercanía entre modos y el objetivo específico del estudio.

De manera complementaria, la Figura 3.2 resume los principales métodos de identificación de sistemas y las técnicas numéricas asociadas, mostrando la relación entre los enfoques en frecuencia y en tiempo.

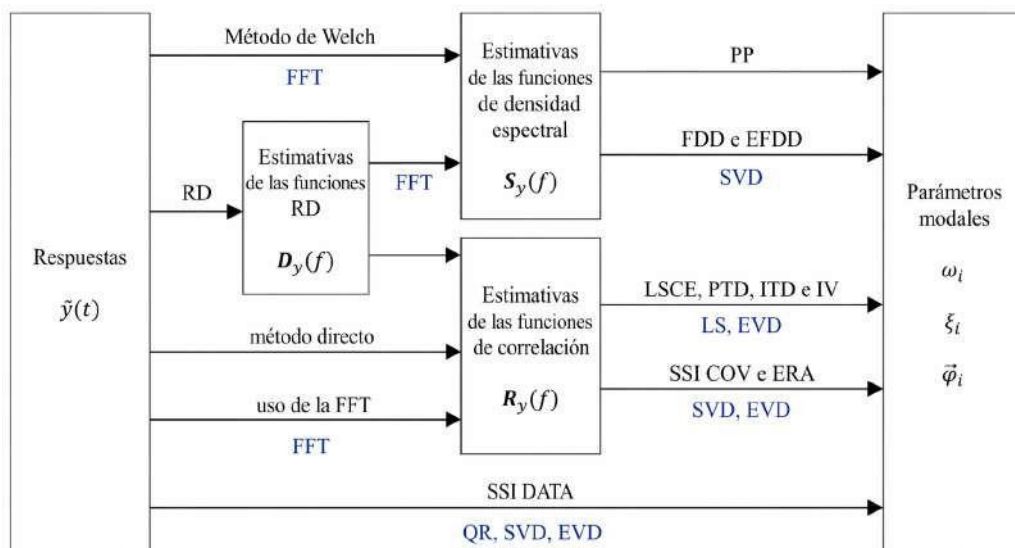


Figura 3.2: Principales métodos de identificación de sistemas.

Fuente: Adaptada de (Rodrigues, 2004).

3.3.1. Métodos en el Dominio de la Frecuencia

Los métodos en el dominio de la frecuencia se basan en la representación espectral de la respuesta estructural. Su aplicación es frecuente en ingeniería civil por su rapidez y facilidad de interpretación, especialmente cuando la estructura presenta bajo amortiguamiento y modos bien separados (Jaime et al., 2018).

El método más simple es el *Peak Picking* (PP), que identifica las frecuencias naturales a partir de los picos del espectro. Su principal ventaja es la simplicidad, aunque su precisión disminuye cuando existen modos cercanos o alto solapamiento modal (Jaime et al., 2018).

Como mejora de este procedimiento, la *Frequency Domain Decomposition* (FDD) emplea la descomposición en valores singulares de la matriz espectral, lo que permite separar mejor modos próximos. Posteriormente, la *Enhanced Frequency Domain Decomposition* (EFDD) incorporó la transformación al dominio del tiempo para estimar con mayor robustez la frecuencia natural y el amortiguamiento (Anaya D'íaz et al., 2020).

3.3.2. Métodos en el Dominio del Tiempo

Cuando existe mayor ruido o cercanía entre modos, suelen preferirse métodos en el dominio del tiempo. Estos modelan directamente la dinámica estructural a partir de las series temporales medidas y permiten una identificación más robusta en sistemas complejos (Hasani and Freddi, 2023a).

Dentro de esta familia destacan los métodos de subespacios estocásticos. El *SSI-COV* se basa en funciones de covarianza organizadas en matrices tipo Toeplitz, mientras que el *SSI-DATA* trabaja directamente con series temporales y proyecciones en matrices Hankel. Ambos permiten identificar un modelo dinámico a partir de mediciones de salida (Magalhães et al., 2009; Hasani and Freddi, 2023a).

3.3.3. Criterios Generales de Selección del Método

La elección del método depende de la calidad de la señal, la separación entre modos, el nivel de ruido y la precisión requerida. En general, los métodos en frecuencia son apropiados para análisis rápidos y de interpretación directa, mientras que los métodos en tiempo ofrecen mayor robustez en estructuras con comportamiento modal más complejo (Jaime et al., 2018; Anaya D'íaz et al., 2020; Hasani and Freddi, 2023a).

Por ello, en estudios de puentes es común emplear ambos enfoques de manera complementaria, con el fin de obtener una identificación modal más confiable.

3.3.4. Desarrollo de los Métodos Empleados

A partir de la clasificación general descrita previamente, en esta investigación se profundiza en dos procedimientos de identificación modal operacional: el método *Peak Picking* (PP), representativo del dominio de la frecuencia, y el método de Identificación de Subespacios Estocásticos basado en covarianzas (*SSI-COV*), correspondiente al dominio del tiempo. En las subsecciones siguientes se presenta la formulación teórica que sustenta su aplicación.

Método de Selección de Picos (PP)

En identificación modal operacional, el análisis en el dominio de la frecuencia constituye una de las herramientas más utilizadas, especialmente cuando las excitaciones externas que actúan sobre la estructura son desconocidas, como ocurre en vibración ambiental (Deza et al., 2022).

La base de este procedimiento es la Función de Densidad Espectral de Potencia (*Power Spectral Density*, PSD), la cual describe la distribución del contenido energético de una señal en función de la frecuencia. Para estimarla se emplea la Transformada Discreta de Fourier (DFT), que permite convertir una señal en el dominio del tiempo en su representación espectral. Esta herramienta resulta especialmente útil cuando los modos de vibración están suficientemente separados, ya que los picos del espectro permiten identificar con claridad las frecuencias naturales del sistema. Por esta razón, la técnica también es conocida como Técnica Básica en el Dominio de la Frecuencia (*Basic Frequency Domain*, BFD) o *Peak Picking* (Henao Ángel, 2013).

Dado que la excitación que actúa sobre la estructura, denotada por $\mu(t)$, es desconocida, el análisis se apoya en propiedades estadísticas de la respuesta estructural. Para un proceso estacionario, la señal medida en un grado de libertad $x_r(t)$ presenta una correlación temporal que depende únicamente del desfase temporal τ , definido como:

$$\tau = t_j - t_i \quad (3.1)$$

La función de autocorrelación describe cómo se relaciona la señal consigo misma en distintos instantes y se expresa como:

$$R_{xx}(\tau) = E \ x_r(t) x_r(t + \tau) \quad (3.2)$$

En términos prácticos, esta función puede estimarse mediante una integral temporal de la forma:

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x_r(t) x_r(t + \tau) dt \quad (3.3)$$

A partir de esta función, la aplicación de la transformada de Fourier conduce al autoespectro de potencia, que corresponde directamente a la PSD:

$$S_{xx}(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (3.4)$$

El espectro obtenido es una función real y no negativa, la cual representa la forma en que la energía de la señal se distribuye en el dominio de la frecuencia. Una vez determinado este espectro, la identificación de los modos de vibración se realiza mediante la técnica *Peak Picking*, interpretando los máximos locales del espectro como las frecuencias naturales del sistema.

No obstante, el análisis de un único punto de medida no siempre garantiza la identificación de todos los modos de vibración, ya que puede ocurrir que un sensor se ubique en una posición cercana a un nodo modal y, por tanto, registre amplitudes reducidas. Para superar esta limitación, resulta conveniente analizar simultáneamente varios grados de libertad (Castillo and Boroschek, 2005). En este contexto, se emplea la Función de Densidad Espectral de Potencia Normalizada (NPSD), definida como:

$$NPSD_i(\omega) = \frac{PSD_i(\omega)}{\sum_{k=1}^N PSD(\omega_k)} \quad (3.5)$$

donde $PSD_i(\omega)$ representa el autoespectro correspondiente al sensor i .

La NPSD permite comparar el contenido energético registrado por distintos sensores y visualizar en un mismo esquema los picos asociados a los modos dominantes. A partir de estos espectros normalizados puede definirse el Espectro de Densidad Espectral Media Normalizada (ANPSD), el cual resume el comportamiento global de todos los sensores en una sola curva:

$$ANPSD(\omega) = \frac{1}{I} \sum_{i=1}^I NPSD_i(\omega) \quad (3.6)$$

donde I es el número total de sensores disponibles. Este espectro resulta especialmente útil en estructuras complejas, pues concentra en una única representación las frecuencias naturales observadas en todos los grados de libertad instrumentados.

Además de la frecuencia natural, el amortiguamiento modal puede estimarse a partir del autoespectro de potencia de la respuesta dinámica. En este estudio se emplea el método de la media potencia (*half-power bandwidth method*), ampliamente utilizado en identificación modal operativa. Para que sus resultados sean confiables, (Bendat and Piersol, 1980) establecen varias condiciones que deben verificarse previamente. En primer lugar, la densidad espectral de la excitación debe permanecer aproximadamente constante en el entorno de la frecuencia modal:

$$f_i - 3B_i \leq f \leq f_i + 3B_i$$

donde B_i representa el ancho a media potencia del modo cuya frecuencia natural es f_i . En segundo lugar, el factor de amortiguamiento debe ser pequeño, típicamente menor al 5 %, es decir:

$$\xi_i < 0,05$$

Asimismo, la resolución espectral Δf debe ser mucho menor que el ancho a media potencia:

$$\Delta f < 0,2B_i$$

Finalmente, los modos deben encontrarse adecuadamente separados en frecuencia, evitando el solapamiento modal:

$$f_i - f_{i-1} > 2(B_i + B_{i-1})$$

Cuando estas condiciones se satisfacen, el amortiguamiento modal puede estimarse identificando la frecuencia pico del modo f_p , así como las frecuencias f_a y f_b en las cuales la amplitud del espectro desciende aproximadamente al 70 % de su valor máximo. De acuerdo con (Ewins, 2009), el factor de amortiguamiento ξ_i se calcula mediante:

$$\xi_i = \frac{f^2 - f^2}{4f_p^2} \quad (3.7)$$

Debido a que los autoespectros son funciones discretas, suele ser necesario interpolar entre puntos espectrales para estimar adecuadamente f_a y f_b . Diversos autores han señalado que este procedimiento puede sobreestimar el amortiguamiento, debido a la discretización del espectro, la presencia de ruido y el posible solapamiento modal (Peeters, 2000; Rodrigues, 2004; Bendat and Piersol, 1980).

Método de Identificación de Subespacios Estocásticos Basado en Covarianzas (SSI-COV)

Las técnicas de identificación en el dominio del tiempo permiten estimar directamente los parámetros modales a partir de las series temporales medidas. Entre dichos parámetros se encuentran la frecuencia modal, el amortiguamiento y las formas modales. En este marco, los métodos de Identificación de Subespacios Estocásticos (*Stochastic Subspace Identification*, SSI) constituyen una de las familias más utilizadas (Van Overschee and De Moor, 2012). En particular, el método *SSI-COV* se fundamenta en un modelo estocástico en espacio de estado discreto en el tiempo, construido a partir de funciones de covarianza de la respuesta estructural.

El comportamiento dinámico de un sistema viscoelástico lineal, constituido por n_1 grados de libertad interconectados mediante elementos elásticos y amortiguadores, puede

expresarse mediante la ecuación matricial de movimiento (Peeters and De Roeck, 1999):

$$M_1 \ddot{v}(t) + C_1 \dot{v}(t) + K_1 v(t) = P(t) = B_1 u(t) \quad (3.8)$$

donde $v(t)$ es el vector de desplazamientos, $u(t)$ representa el vector de fuerzas nodales, M_1 , C_1 y K_1 corresponden a las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, y B_1 describe la distribución espacial de las entradas.

Aunque esta formulación representa adecuadamente la dinámica estructural, no se emplea de manera directa en identificación modal operacional, debido a que las mediciones se obtienen en tiempos discretos, no es posible medir todos los grados de libertad y el ruido se encuentra siempre presente en condiciones reales. Por esta razón, la ecuación de movimiento se transforma en una formulación de espacio de estado en tiempo continuo, expresada como:

$$\dot{x}(t) = A_c x(t) + B_c u(t) \quad (3.9)$$

con:

$$x(t) = \begin{bmatrix} v(t) \\ \dot{v}(t) \end{bmatrix}, \quad A = \begin{bmatrix} 0 & I_{n_1} \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}B^1 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

donde $x(t)$ es el vector de estado, A_c la matriz de transición de estado y B_c la matriz de entradas. Debido a esta formulación, la dimensión del vector de estado resulta ser $n = 2n_1$.

Dado que en la práctica no es posible registrar todos los grados de libertad de la estructura, se considera un conjunto de l sensores que permiten medir aceleración, velocidad o desplazamiento. En consecuencia, la ecuación de observación se expresa como:

$$y(t) = C_a \ddot{v}(t) + C_v \dot{v}(t) + C_d v(t) \quad (3.11)$$

donde $y(t)$ es el vector de observaciones y C_a , C_v y C_d son las matrices de observación asociadas a cada magnitud física. Esta expresión puede reescribirse en la forma:

$$y(t) = Cx(t) + Du(t) \quad (3.12)$$

con:

$$C = \begin{bmatrix} C_d - C_a M_1^{-1} K_1 & C_v - C_a M_1^{-1} C_1 \end{bmatrix}, \quad D = C_a M_1^{-1} B_1 \quad (3.13)$$

Como las mediciones reales se obtienen en tiempos discretos $k\Delta t$, el modelo se expresa en forma discreta mediante:

$$\begin{aligned} x_{k+1} &= Ax_k + Bu_k \\ y_k &= Cx_k + Du_k \end{aligned} \quad (3.14)$$

donde:

$$x_k = x(k\Delta t), \quad A = \exp(A_c \Delta t), \quad B = [A - I] A_c^{-1} B_c \quad (3.15)$$

Al incorporar perturbaciones asociadas al ruido de proceso y al ruido de medición, el sistema adopta una formulación determinístico-estocástica:

$$\begin{aligned} x_{k+1} &= Ax_k + Bu_k + w_k \\ y_k &= Cx_k + Du_k + v_k \end{aligned} \quad (3.16)$$

donde w_k representa el ruido del proceso y v_k el ruido de medición. Ambos se asumen de media cero y con matriz de covarianza dada por:

$$E \begin{bmatrix} w_p \\ v_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w_q^T \\ v_q^T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q & S \\ S^T & R \end{bmatrix} \delta_{pq} \quad (3.17)$$

La estimación modal se obtiene a partir de la matriz de estado A , cuyos valores propios discretos λ_d pueden transformarse al dominio continuo según:

$$\lambda_{c_i} = \frac{\ln \lambda_d}{\Delta t} \quad (3.18)$$

A partir de estos valores propios es posible calcular la frecuencia natural y el factor de amortiguamiento de cada modo mediante:

$$f_i = \frac{|\lambda_{c_i}|}{2\pi} \quad (3.19)$$

$$\xi_i = -\frac{\text{real}(\lambda_{c_i})}{|\lambda_{c_i}|} \quad (3.20)$$

De manera complementaria, las formas modales se obtienen a partir de:

$$\Phi = C\Psi \quad (3.21)$$

donde Ψ contiene los vectores propios de la matriz de estado.

En el contexto de identificación modal operacional, las entradas u_k no son conocidas, por lo que se adopta un modelo puramente estocástico:

$$\begin{aligned} \dot{x}_k &= Ax_k + w_k \\ y_k &= Cx_k + v_k \end{aligned} \quad (3.22)$$

Bajo la hipótesis de estacionariedad y media nula, se definen la matriz de covarianza de las observaciones Λ_i y la covarianza cruzada entre estado y observación G como:

$$\Lambda_i \equiv E \ y_{k+i} y_k^T \quad (3.23)$$

$$G \equiv E \ x_{k+1} y_k^T \quad (3.24)$$

Estas matrices verifican las siguientes relaciones:

$$\Sigma = A\Sigma A^T + Q \quad (3.25)$$

$$\Lambda_0 = C\Sigma C^T + R \quad (3.26)$$

$$G = A\Sigma C^T + S \quad (3.27)$$

$$\Lambda_i = CA^{i-1}G \quad (3.28)$$

Cuando el número de sensores es limitado o existe heterogeneidad en la calidad de las mediciones, resulta conveniente definir sensores de referencia (Pandey et al., 2023). Si se dispone de r sensores de referencia, la observación puede escribirse como:

$$y_k = \begin{bmatrix} y_k^{\text{ref}} \\ \tilde{y}_k^{\text{ref}} \\ y_k \end{bmatrix}, \quad y_k^{\text{ref}} = Ly_k, \quad L = \begin{bmatrix} I_r & 0 \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

A partir de ello, las matrices de covarianza correspondientes se expresan como:

$$\Lambda_i^{\text{ref}} = E[y_{k+i}^{\text{ref}} y_k^{\text{ref}T}] = \Lambda_i L^T \quad (3.30)$$

$$G^{\text{ref}} = E[x_{k+1} y_k^{\text{ref}T}] = GL^T \quad (3.31)$$

$$\Lambda_i^{c,\text{ref}} = CA^{i-1}G^{\text{ref}} \quad (3.32)$$

La información de los sensores puede organizarse en una matriz de Hankel compuesta por una parte pasada y una futura, definida como:

$$H = \frac{1}{N} \begin{bmatrix} y_{0|i-1}^{\text{ref}} \\ y_{i|2i-1}^{\text{ref}} \end{bmatrix} = \frac{y_p^{\text{ref}}}{y_f} \quad (3.33)$$

Sobre esta base se construyen la matriz de observabilidad extendida:

$$O_i = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ CA^2 \\ \vdots \\ CA^{i-1} \end{bmatrix} \quad (3.34)$$

y la matriz de controlabilidad estocástica inversa extendida:

$$C_i^{\text{ref}} = \begin{bmatrix} A^{i-1}G^{\text{ref}} & A^{i-2}G^{\text{ref}} & \dots & AG^{\text{ref}} & G^{\text{ref}} \end{bmatrix} \quad (3.35)$$

El método *SSI-COV* organiza las covarianzas entre observaciones y referencias en una matriz de Toeplitz de la forma:

$$T_{1|i}^{\text{ref}} = \begin{bmatrix} \Lambda_i^{\text{ref}} & \Lambda_{i-1}^{\text{ref}} & \dots & \Lambda_1^{\text{ref}} \\ \Lambda_{i+1}^{\text{ref}} & \Lambda_i^{\text{ref}} & \dots & \Lambda_2^{\text{ref}} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \Lambda_{2i-1}^{\text{ref}} & \Lambda_{2i-2}^{\text{ref}} & \dots & \Lambda_i^{\text{ref}} \end{bmatrix} \quad (3.36)$$

Asumiendo ergodicidad, esta matriz puede expresarse como:

$$T_{1|i}^{\text{ref}} = Y_f Y_p^{\text{ref}T} \quad (3.37)$$

y también como el producto entre la matriz de observabilidad extendida y la matriz de controlabilidad estocástica inversa:

$$T_{1|i}^{\text{ref}} = O_i C_i^{\text{ref}} \quad (3.38)$$

Para estimar estas matrices se aplica la Descomposición en Valores Singulares (SVD):

$$T_{1|i}^{\text{ref}} = USV^T \quad (3.39)$$

Reteniendo únicamente los valores singulares significativos, se obtiene:

$$T_{1|i}^{\text{ref}} = U_1 S_1 V_1^T \quad (3.40)$$

De esta manera, las matrices estructurales pueden estimarse como:

$$O_i = U_1 S_1^{1/2}, \quad C_i^{\text{ref}} = S_1^{1/2} V_1^T \quad (3.41)$$

La matriz de observación C se obtiene a partir del primer bloque de filas de O_i , mientras que la matriz de estado A se determina mediante la propiedad de invariancia por desplazamiento:

$$\begin{aligned} O_i^\uparrow A &= O_i^\downarrow \\ A &= (O_i^\uparrow)^\dagger O_i^\downarrow \end{aligned} \quad (3.42)$$

donde:

$$O_i^\uparrow = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot \\ & C \\ \cdot & CA \\ & \cdot \\ \cdot & CA^{i-2} \end{bmatrix}, \quad O_i^\downarrow = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot \\ & CA \\ \cdot & CA^2 \\ & \cdot \\ \cdot & CA^{i-1} \end{bmatrix} \quad (3.43)$$

A partir de las matrices estimadas $\hat{A}$ y $\hat{C}$, se determinan las frecuencias naturales, los factores de amortiguamiento y las formas modales del sistema.

Finalmente, para distinguir los polos físicos de aquellos que son exclusivamente numéricos, se construye el diagrama de estabilización. Esta herramienta permite identificar los polos que permanecen estables al variar el orden del sistema y, por tanto, seleccionar aquellos

que mejor representan la dinámica estructural. Previamente, se eliminan los polos sin significado físico mediante un criterio fuerte de selección, descartando frecuencias superiores a un valor máximo $f_{m'ax}$, amortiguamientos negativos o excesivos, y polos que no aparecen como pares conjugados.

La estabilidad entre órdenes consecutivos se evalúa mediante criterios asociados a la frecuencia, el amortiguamiento y la forma modal:

$$\frac{f^n - f^{n+1}}{f^n} < \lim_f \% \quad (3.44)$$

$$\frac{\xi^n - \xi^{n+1}}{\xi^n} < \lim_\xi \% \quad (3.45)$$

$$(1 - MAC(n, n + 1)) < \lim_{MAC} \% \quad (3.46)$$

donde el criterio modal de certeza MAC se define como (Allemang, 2003):

$$MAC(n, n + 1) = \frac{\phi^{(n)H} \phi^{(n+1)2}}{(\phi^{(n)H} \phi^{(n)}) (\phi^{(n+1)H} \phi^{(n+1)})} \quad (3.47)$$

En la práctica, suele adoptarse como referencia un umbral de 1 % para la frecuencia, 5 % para el amortiguamiento y 2 % para el MAC (Núñez Acuña, 2009). Los polos que satisfacen simultáneamente estos criterios se consideran estables y, en consecuencia, representativos del comportamiento dinámico de la estructura.

3.4. Fundamentos de Modelación Numérica y Calibración

La identificación modal operacional permite estimar experimentalmente los parámetros dinámicos de un puente a partir de su respuesta en servicio. No obstante, su interpretación estructural requiere complementarse con modelos numéricos capaces de representar

la distribución de masa, rigidez y condiciones de apoyo de la estructura. En este contexto, la modelación mediante elementos finitos constituye una herramienta fundamental para reproducir el comportamiento dinámico del puente y contrastarlo con los resultados experimentales (Hasani and Freddi, 2023b).

La comparación entre parámetros modales experimentales y numéricos permite evaluar la representatividad del modelo y, cuando es necesario, ajustar sus propiedades mediante un proceso de calibración. De este modo, la calibración mejora la confiabilidad del modelo para fines de interpretación, evaluación y simulación estructural (Ereiz et al., 2022).

3.4.1. Modelación Numérica de Puentes

La modelación numérica de puentes se realiza habitualmente mediante el método de los elementos finitos, debido a su capacidad para representar geometrías complejas, condiciones de apoyo diversas e interacción entre componentes estructurales (Zienkiewicz et al., 2005). Este enfoque permite discretizar la estructura en elementos interconectados y obtener una formulación global del sistema.

La construcción del modelo requiere definir una idealización estructural compatible con la tipología del puente y el nivel de detalle requerido. Esto implica seleccionar los componentes que serán representados explícitamente, como tablero, vigas, pilas, estribos o elementos secundarios, así como el tipo de elemento finito más adecuado en cada caso. Asimismo, deben asignarse las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos, entre ellas dimensiones, inercias, módulo de elasticidad y densidad, ya que estos parámetros controlan directamente la masa y la rigidez del sistema (Clough and Penzien, 1993).

Un aspecto especialmente sensible en la modelación dinámica corresponde a las condiciones de apoyo, debido a su influencia sobre la rigidez global y la configuración modal del puente. En consecuencia, su representación numérica debe ser coherente con el comportamiento real de la estructura, pues las discrepancias en este punto pueden generar diferencias significativas en las frecuencias naturales y formas modales (Yang et al., 2024).

3.4.2. Comparación Entre Resultados Experimentales y Numéricos

La comparación entre resultados experimentales y numéricos se realiza principalmente a partir de las frecuencias naturales y las formas modales. Las frecuencias constituyen un indicador global del equilibrio entre masa y rigidez, mientras que las formas modales aportan información sobre la distribución espacial de la deformación dinámica. En ciertos casos, el amortiguamiento también puede considerarse como parámetro complementario, aunque su comparación suele ser más compleja debido a la dificultad de representarlo con precisión en el modelo numérico (Mottershead et al., 2011).

La correspondencia entre modos experimentales y numéricos no debe establecerse únicamente por su orden, ya que en estructuras complejas pueden existir modos próximos en frecuencia o acoplamientos modales. Por ello, la asignación modal debe considerar simultáneamente la cercanía entre frecuencias, la similitud de las deformadas y la naturaleza física del modo (Jaishi and Ren, 2005).

3.4.3. Calibración del Modelo Numérico

La calibración del modelo numérico consiste en ajustar ciertos parámetros del modelo de elementos finitos con el fin de reducir las discrepancias entre los resultados teóricos y los parámetros modales identificados experimentalmente (Ereiz et al., 2022). Su objetivo es obtener una representación más realista del comportamiento dinámico del puente, preservando al mismo tiempo la coherencia física del modelo.

Entre los parámetros que suelen ajustarse se encuentran el módulo de elasticidad, la rigidez de los apoyos, la distribución de masa, la rigidez de conexiones y la contribución de elementos secundarios. La selección de estos parámetros debe realizarse con criterio ingenieril, priorizando aquellos con mayor influencia sobre la respuesta modal y mayor incertidumbre en su definición inicial (Mottershead et al., 2011).

3.4.4. Limitaciones de la Calibración

Aun cuando el proceso de calibración se desarrolle de forma rigurosa, persisten incertidumbres asociadas a la estructura real, al modelo numérico y a los resultados experimentales. Entre ellas se encuentran la variabilidad de los materiales, la influencia de elementos no modelados, las simplificaciones en apoyos y conexiones, y la dispersión de los parámetros modales bajo distintas condiciones ambientales y operacionales (Hasani and Freddi, 2023b).

Asimismo, distintos conjuntos de parámetros pueden conducir a respuestas modales similares, lo que introduce un problema de no unicidad en la solución calibrada. Por ello, el modelo calibrado debe entenderse como una representación mejorada y físicamente consistente del puente, más que como una reproducción exacta de la estructura real (Ereiz et al., 2022).

Parte III

Marco Metodológico

Capítulo 4

Caracterización Estructural y Modelación Numérica del Puente Fiscalco

La metodología de trabajo se orienta a la caracterización estructural, material y dinámica del puente Fiscalco, con el fin de establecer una base técnica para el análisis modal y la evaluación de su comportamiento dinámico. Para ello, se considera la geometría de la estructura, su composición resistente, el proceso constructivo y las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la superestructura y la infraestructura.

La caracterización del hormigón se fundamenta en los registros de rotura de probetas obtenidos durante la etapa constructiva y en ensayos de esclerometría realizados in situ. A partir de esta información se definen valores representativos de resistencia a compresión y módulo de elasticidad, necesarios para una adecuada representación del puente en el modelo numérico.

La identificación teórica de los parámetros modales se realiza mediante un modelo de elementos finitos desarrollado en *MIDAS Civil*, incorporando criterios de modelación, simplificaciones estructurales, cargas permanentes y condiciones de apoyo. Los resultados obtenidos constituyen una referencia inicial para la comparación con los parámetros modales identificados experimentalmente.

4.1. Descripción de la Estructura

4.1.1. Datos Generales

El puente Fisculco se encuentra construido entre la provincia Chayanta, en el departamento de Potosí, y la provincia Oropeza, en el departamento de Chuquisaca. Está situado a 34.7 kilómetros de la ciudad de Sucre, sobre la ruta que conecta con el municipio de Ravello. La estructura corresponde a una tipología de viga cajón ejecutada mediante voladizos sucesivos in situ, alcanzando una longitud total de 300 metros.

Actualmente, el puente Fisculco es considerado el más alto de Bolivia, con una altura aproximada de 123 metros sobre el lecho del río. La obra requirió una inversión estatal de 9.04 millones de dólares y fue inaugurada el 21 de diciembre de 2018. En la Figura 4.1 se presenta una imagen en perfil del puente Fisculco tomada en el año 2025.



Figura 4.1: Fotografía del puente Fisculco, año 2025.

Adicionalmente, en la Figura 4.2 se muestra la ubicación geográfica del puente y su distancia con respecto a la ciudad de Sucre.



Figura 4.2: Ubicación del puente Fisculco.

4.1.2. Composición Estructural

El puente está conformado por tres tramos continuos de viga cajón monocelular de hormigón postensado, cuya altura es variable a lo largo de la estructura. Presenta una luz central de 140 m y dos luces laterales de 87 m (lado Sucre) y 73 m (lado Ravelo), respectivamente. Además, cuenta con una pendiente longitudinal del 2.75 %, tal como se observa en la Figura 4.3.

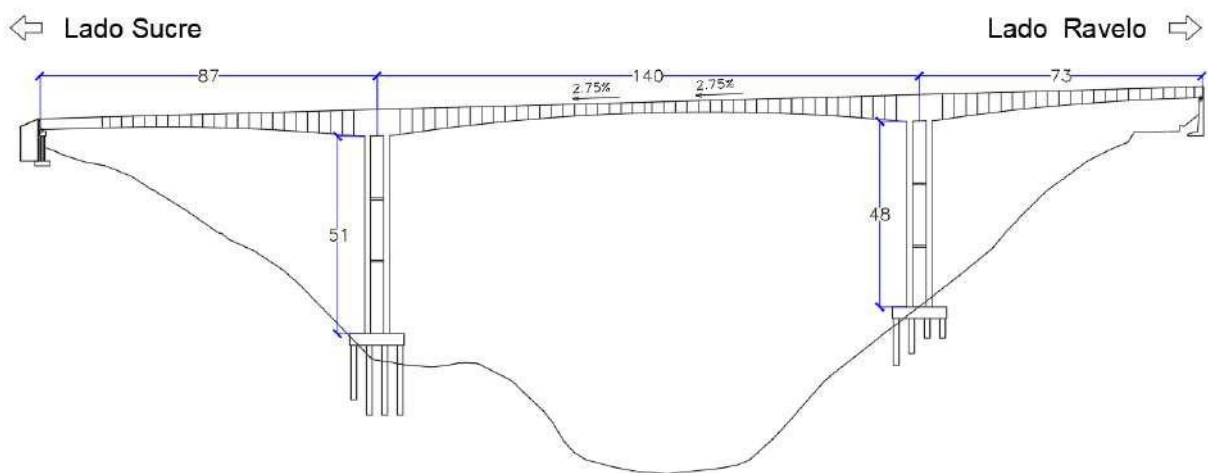


Figura 4.3: Vista en perfil de la estructura completa del puente Fisculco (dimensiones en metros).

A continuación, se detallan las propiedades de los materiales que conforman la estructura,

Propiedades de la Infraestructura:

- Las fundaciones profundas, conformadas por pilotes de sección circular, están ejecutadas con hormigón H-21 MPa y refuerzo de acero estructural grado 60, con un límite de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- El cabezal de pilotes se construyó con hormigón de resistencia H-28 MPa y refuerzo de acero estructural grado 60, con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- El estribo está conformado por hormigón H-28 MPa y acero estructural de refuerzo grado 60, con un límite de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Los pilares y vigas de arriostre, ambos de sección rectangular, se ejecutaron con hormigón H-28 MPa y acero estructural de refuerzo grado 60, con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

4.1.3. Descripción del Tablero

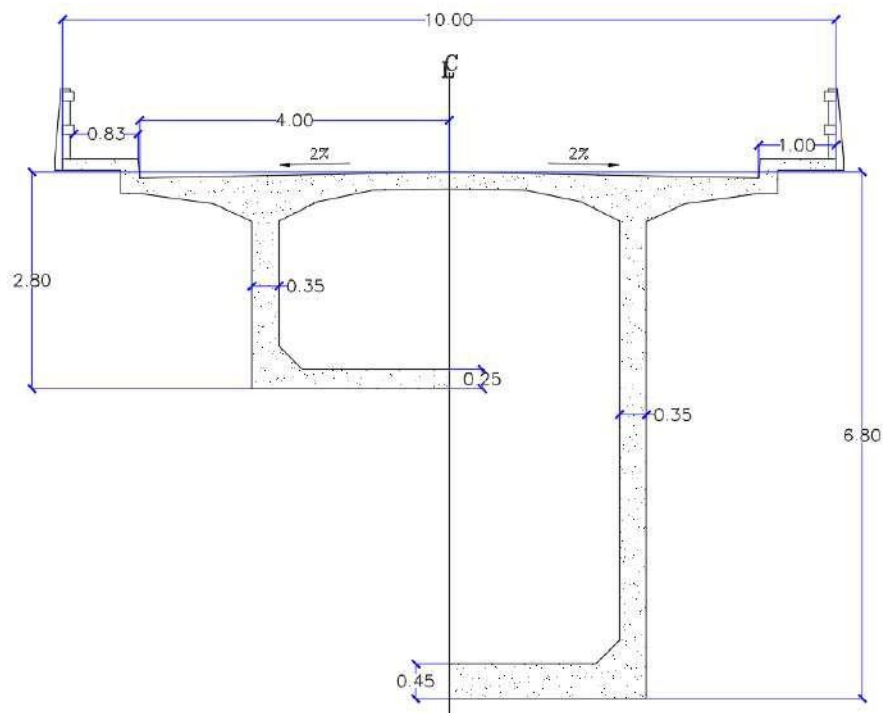


Figura 4.6: Sección transversal del tablero del puente Fisculco (dimensiones expresadas en metros).

El puente cuenta con un tablero de 10 m de ancho, conformado por dos carriles de circulación vehicular de 4 m y una franja peatonal de 1 m. Tal como se aprecia en la Figura 4.6, la altura de la sección cajón varía desde 6.8 m en la zona de la pila hasta 2.8 m en el centro de la luz. El espesor de las paredes del cajón es constante y corresponde a 0.35 m. Asimismo, las dovelas que conforman el puente presentan longitudes comprendidas entre 2 y 3 m.

4.1.4. Metodología de Construcción

El proceso constructivo del puente se desarrolló de la siguiente manera:

1. *Ejecución de las pilas en ambos extremos (lado Sucre y lado Ravelo).*

Construcción y unión monolítica de las dovelas de arranque en cada pila. Instalación de los dos pares de encofrados deslizantes en ambas pilas.

2. *Construcción de los tramos en voladizos hasta alcanzar la dovela 21 en ambos lados.*

Ejecución de los tramos extremos vaciados en sitio, los cuales debían contar con una edad mínima de 28 días al momento de construir las dovelas 21 de cada pila.

3. *Retiro parcial de encofrados deslizantes.*

Desmontaje de uno de los encofrados correspondientes a la pila del lado Sucre (tramo central). Vaciado de la dovela de cierre del tramo central (DC2).

4. *Ejecución de las dovelas de cierre en los tramos extremos (DC1).*

Tesado de los cables de continuidad de los tramos extremos y del tramo central. Retiro de la obra falsa empleada para los tramos extremos. Desmontaje de los encofrados deslizantes de la pila del lado Ravelo y del encofrado restante en la pila del lado Sucre.

5. *Construcción de aceras, bordillos y barandas.*

La Figura 4.7 muestra el proceso constructivo del puente mediante voladizos sucesivos, con el avance de dovelas desde las pilas de los lados Ravelo y Sucre. Se observan los carros de avance y las grúas torre utilizados para el montaje y alineación de los segmentos del tablero.



Figura 4.7: *Proceso constructivo del puente Fisculco.*

4.2. Caracterización de Materiales

Con el propósito de obtener una representación más precisa y confiable de la resistencia y, por consiguiente, del módulo de elasticidad del hormigón que compone las estructuras del puente, se solicitó a la empresa constructora los informes de rotura de probetas correspondientes a los distintos elementos estructurales, tales como las pilas del puente y las vigas de sección segmentada que conforman el tablero.

Tabla 4.1: *Resumen de las resistencias a compresión del hormigón obtenidas en los principales elementos estructurales del puente.*

Elemento estructural	Tipo de hormigón	Edad de probetas [días]	Resist. máxima [MPa]	Resist. mínima [MPa]	Resist. media [MPa]
Pilas Lado Ravelo	H-28 MPa	28	38.94	30.51	35.04
Pilas Lado Sucre	H-28 MPa	28	40.68	30.82	34.77
Dovela de Arranque (Pila-Ravelo)	H-36 MPa	14	44.98	33.59	40.37
Dovelas 1-8 (Pila-Ravelo)	H-36 MPa	2	46.45	21.48	33.10
Dovelas 1-8 (Pila-Ravelo)	H-36 MPa	14	52.08	36.86	38.97
Dovela de Arranque (Pila-Sucre)	H-36 MPa	14	46.81	37.12	41.89
Dovelas 1-8 (Pila-Sucre)	H-36 MPa	2	45.08	26.55	34.00
Dovelas 1-8 (Pila-Sucre)	H-36 MPa	14	52.09	36.55	39.55

En la Tabla 4.1 se muestra un resumen de los valores de resistencia obtenidos de los ensayos de rotura de probetas realizados en los principales elementos estructurales del puente, con base en los registros proporcionados.

Con base en los valores consignados en la Tabla 4.1, se adoptó como resistencia representativa del hormigón de las pilas el valor promedio de las resistencias obtenidas en las pilas ubicadas en los lados Sucre y Ravelo. Asimismo, para la resistencia del tablero se consideró el promedio de las resistencias medias obtenidas en las dovelas de ambos lados, Sucre y Ravelo, tomando en cuenta únicamente los resultados correspondientes a probetas ensayadas a los 14 días. Los valores finales adoptados se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: *Resistencia a la compresión del hormigón medida durante la construcción del puente.*

Elemento estructural	Peso del hormigón [kg/m³]	Resistencia a la compresión [MPa]
Pilas	2400	34.91
Tablero	2400	40.20

Como parte del control de resistencia y con el fin de complementar los ensayos de caracterización, se realizaron también ensayos de esclerometría (pruebas no destructivas) en los distintos elementos estructurales del puente, específicamente en aquellos sectores donde se tenía acceso directo al hormigón expuesto.



Figura 4.8: *Ensayo de esclerometría aplicado al tablero del puente.*

Estos ensayos permitieron verificar in situ la resistencia superficial del hormigón, proporcionando una estimación adicional de su resistencia a la compresión. En la Figura 4.8, se muestra la aplicación del ensayo en el tablero del puente.

De manera complementaria, la Tabla 4.3 muestra los valores de resistencia estimados mediante ensayos de esclerometría en los elementos principales del puente.

Tabla 4.3: *Resistencia a la compresión del hormigón estimada a partir de ensayos de esclerometría.*

Elemento estructural	Resistencia a la compresión [MPa]
Pilas	37.12
Tablero	45.32

4.3. Identificación Teórica de Parámetros Modales

La identificación teórica de los parámetros modales del puente Fisculco se realiza a partir de un modelo numérico de la estructura, con el propósito de estimar sus frecuencias naturales, formas modales y factores de amortiguamiento bajo condiciones idealizadas de comportamiento estructural. Estos resultados permiten establecer una referencia inicial para su posterior comparación con los parámetros obtenidos experimentalmente mediante técnicas de identificación modal operacional.

4.3.1. Criterios de Modelación Numérica

El modelo numérico del puente fue elaborado con el software *MIDAS Civil*. La geometría y las propiedades dinámicas de los materiales fueron obtenidas de los planos *As Built* del proyecto proporcionados por la empresa constructora. La interacción dinámica suelo-estructura no fue considerada debido a que la fuente de vibración ambiental genera solicitaciones bajas sobre el terreno; por ello, se asumieron condiciones de empotramiento en la cimentación (Rangel, 2016).

Dado que el objetivo principal del estudio fue la realización de un análisis modal, en el modelo numérico se adoptó un comportamiento lineal para los materiales. En consecuencia, no se consideraron los efectos diferidos asociados a la fluencia y retracción del hormigón, ni las pérdidas por relajación del acero de preesfuerzo. Asimismo, se omitieron los efectos de segundo orden, al tratarse de un análisis dinámico lineal orientado a la identificación de las frecuencias naturales, formas modales y factores de amortiguamiento de la estructura (Jaimes et al., 2019).

Para efectos de este estudio, no se modeló explícitamente el acero de preesfuerzo, con base en investigaciones que señalan que las frecuencias de vibración no son afectadas de manera significativa por la intensidad de la fuerza de preesfuerzo. Por tanto, su incidencia en el comportamiento dinámico global del puente puede considerarse despreciable (Hamed and Frostig, 2006; Dall'Asta and Dezi, 1996).

Materiales y Parámetros de Cálculo del Modelo

Siendo el módulo de elasticidad del hormigón un parámetro fundamental en la determinación de las deformaciones y de las formas modales de la estructura, se adoptó la formulación propuesta por la *AASHTO LRFD Bridge Design*. La expresión correspondiente se presenta en la Ecuación (4.1).

$$E_c = 0,043 w_c^{1,5} \sqrt{f'_c} \quad (4.1)$$

Donde:

- f'_c = Resistencia característica del hormigón (MPa)
- w_c = Densidad del hormigón (kg/m³)

En la Tabla 4.4 se presentan los valores del módulo de elasticidad considerados para las pilas y las vigas cajón que conforman el tablero del puente. Estos parámetros se definieron a partir de la caracterización del hormigón, utilizando los registros de rotura de probetas obtenidos durante la etapa constructiva de la estructura (ver Tabla 4.2).

Tabla 4.4: *Módulo de elasticidad del hormigón basado en registros de rotura de probetas.*

Elemento estructural	Módulo de elasticidad
	E [MPa]
Pilas	29872
Tablero	32055

Los valores del módulo de elasticidad adoptados en esta etapa corresponden a una representación inicial del comportamiento del hormigón, obtenida a partir de la información disponible durante la construcción. Sin embargo, debe considerarse que el módulo de elasticidad efectivo de una estructura de hormigón puede variar respecto al valor inicial estimado, debido al desarrollo progresivo de resistencia, la edad del hormigón, las condiciones de curado, la variabilidad propia del material y las condiciones reales de servicio. Por esta razón, dichos valores fueron considerados como punto de partida para el modelo numérico base, y no como parámetros definitivos e invariables.

Cargas Permanentes

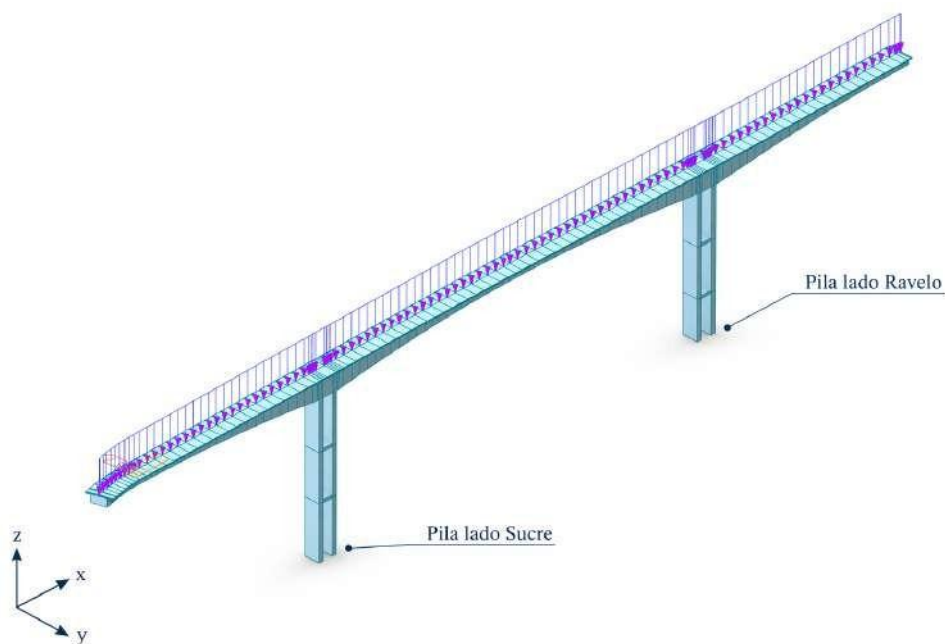


Figura 4.9: *Modelo numérico del puente bajo la acción de la sobrecarga de acera y barandas.*

Además del peso propio de los elementos estructurales, se consideró la carga asociada a los accesorios no estructurales, como la acera y la baranda. Una parte de este análisis de cargas se presenta en la Figura 4.9.

4.3.2. Análisis Dinámico del Modelo

Frecuencias y Factores de Participación Modal

A partir del análisis del modelo numérico, los modos de vibración de la estructura se clasificaron según la dirección predominante del desplazamiento en verticales, transversales, longitudinales y torsionales. En la Tabla 4.5 se presentan las frecuencias y los factores de participación modal correspondientes a los modos con mayor contribución modal en las direcciones mencionadas.

Tabla 4.5: *Frecuencias naturales y participación modal de masa del modelo de elementos finitos.*

N° Modo	F (Hz)	Participación modal de masa						Tipo de modo
		Traslacional (%)			Rotacional (%)			
		X	Y	Z	X	Y	Z	
1	0.417	0.02	69.19	0	11.24	0	0.74	1er Transversal
2	0.699	0.08	0.32	0.01	2.91	0	63.25	3er Transversal
3	0.997	0.07	0.04	5.91	0.02	1.26	0.14	3er Vertical
4	1.213	0.22	10.32	0.04	0.76	0.05	0.16	2do Transversal
5	1.517	0.01	0.01	11.45	0	22.36	0	2do Vertical
6	2.068	0.24	0	14.84	0	1.47	0.24	1er Vertical
7	2.104	6.36	0.05	0.08	0.04	0.02	7.12	4to Transversal
8	2.202	15.01	0	0.60	0	1.26	1.33	2do Longitudinal
9	2.760	0.03	0	1.83	0	22.02	0	4to Vertical
10	2.922	22.32	0	0.20	0.46	0.76	0.07	1er Longitudinal
11	3.042	0.31	0.06	0.02	8.60	0.04	0.28	5to Transversal
12	3.827	0	5.52	0	23.14	0	2.28	Torsional

Formas Modales

En las Tablas 4.6 y 4.7 se presentan las frecuencias y formas modales de los modos principales, identificados a partir de su mayor participación modal de masa.

Tabla 4.6: *Formas modales del modelo numérico (Modos 1–6).*

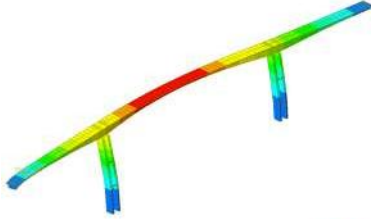
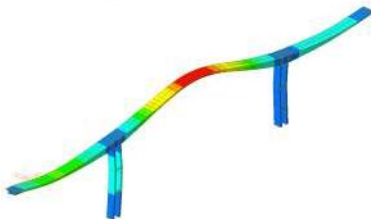
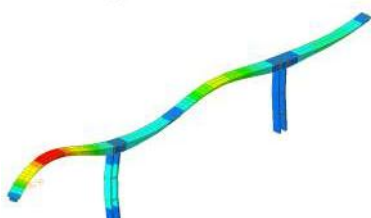
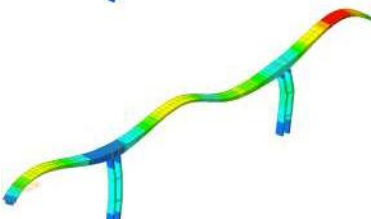
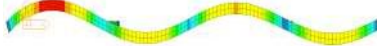
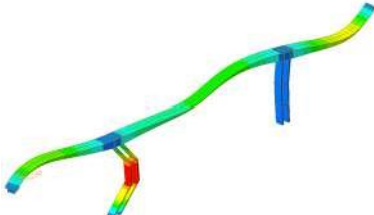
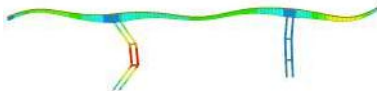
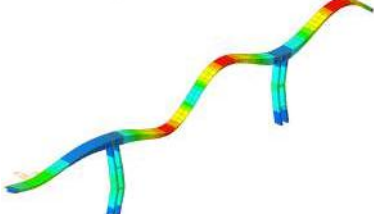
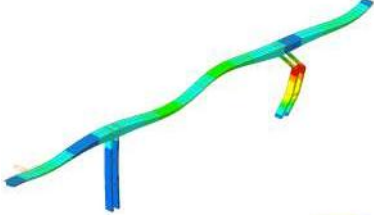
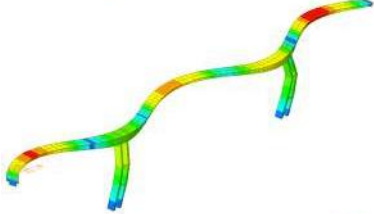
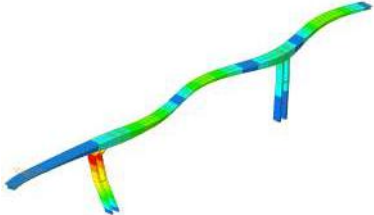
Modo	Dirección	Vista Isométrica	Vista Planta/Perfil
Modo 1 f=0.417Hz	1er modo transversal		
Modo 2 f=0.699Hz	3er modo transversal		
Modo 3 f=0.997Hz	3er modo vertical		
Modo 4 f=1.213Hz	2do modo transversal		
Modo 5 f=1.517Hz	2do modo vertical		
Modo 6 f=2.068Hz	1er modo vertical		

Tabla 4.7: Formas modales del modelo numérico (Modos 7–12).

Modo	Dirección	Vista Isométrica	Vista Planta/Perfil
Modo 7 f=2.104Hz	4to modo transversal		
Modo 8 f=2.202Hz	2do modo longitudinal		
Modo 9 f=2.760Hz	4to modo vertical		
Modo 10 f=2.922Hz	1er modo longitudinal		
Modo 11 f=3.042Hz	5to modo transversal		
Modo 12 f=3.827Hz	modo torsional		

Mediante estos resultados, se identificaron los modos de vibración con los mayores porcentajes de participación modal para cada una de las direcciones ortogonales. El modo 1, correspondiente al modo fundamental, presentó una frecuencia de 0.417 Hz y dominó la respuesta en la dirección transversal, alcanzando un 69.19 % de participación modal de

masa en el eje Y. Por su parte, el modo 6 controló la respuesta en la dirección vertical, con una frecuencia de 2.068 Hz y un 14.84 % de participación modal de masa en el eje Z. Finalmente, el modo 10 representó el modo dominante en la dirección longitudinal, con una frecuencia de 2.922 Hz y una participación modal de masa del 22.32 % en el eje X.

Capítulo 5

Adquisición y Procesamiento de Señales

La adquisición y procesamiento de señales de vibración ambiental constituye una etapa fundamental para la identificación experimental de los parámetros modales del puente Fisculco. A partir de los registros obtenidos durante la campaña de medición, se busca determinar las frecuencias naturales y los factores de amortiguamiento de la estructura, con el propósito de disponer de una base experimental para su posterior comparación con los resultados numéricos del modelo de elementos finitos.

Para este fin, se empleó un sistema de adquisición basado en acelerómetros uniaxiales, distribuidos en diferentes puntos del tablero y orientados según las tres direcciones ortogonales principales. Los registros obtenidos fueron sometidos a etapas de acondicionamiento y procesamiento, incluyendo la conversión de unidades, corrección de línea base, filtrado, remuestreo, ventaneado y estimación espectral.

La identificación modal se desarrolló mediante dos enfoques complementarios: el método de selección de picos, *Peak Picking* (PP), en el dominio de la frecuencia, y el método de identificación de subespacios estocásticos basado en covarianzas, *SSI-COV*, en el dominio del tiempo. Los resultados obtenidos permiten establecer los parámetros modales experimentales de la estructura y constituyen la base para evaluar su comportamiento dinámico.

5.1. Equipo de Adquisición de Datos

El uso de acelerómetros se fundamenta en su capacidad para medir directamente la respuesta dinámica de una estructura, permitiendo la identificación de parámetros modales como frecuencias naturales, formas modales y amortiguamiento. A diferencia de los sistemas basados en visión, los acelerómetros presentan menor dependencia de las condiciones ambientales, mayor robustez en campo y una implementación más sencilla en entornos con limitaciones de acceso y suministro energético.

En esta investigación, los registros obtenidos mediante acelerómetros fueron directamente compatibles con los métodos de identificación modal operacional empleados, lo que reduce la complejidad del procesamiento de datos y mejora la confiabilidad de los resultados.

5.1.1. Datos Técnicos del Sensor

Las vibraciones del puente fueron registradas mediante tres acelerómetros uniaxiales de alta sensibilidad *PCB Piezotronics* modelo 393C, cada uno con sensibilidad nominal de 1000 mV/g (1 V/g), rango de medición de $\pm 100 g$ y banda útil de frecuencia de aproximadamente 0,025 a 800 Hz.

Las señales generadas por los acelerómetros fueron adquiridas mediante un módulo *NI 9234* de 4 canales. El módulo *NI 9234* dispone de conversión analógico-digital (ADC) de 24 bits, rango de entrada de $\pm 5 V$ y muestreo simultáneo por canal.

Considerando el rango total de entrada del módulo (10 V) y su resolución de 24 bits, la resolución ideal del convertidor analógico-digital es:

$$\Delta V = \frac{10}{2^{24}} = 5,96 \times 10^{-7} \text{ V/LSB} \quad (5.1)$$

Dado que la sensibilidad del acelerómetro es 1 V/g, esta resolución equivale a:

$$\Delta a = 5,96 \times 10^{-7} \text{ g/LSB} = 0,596 \mu\text{g/LSB} \quad (5.2)$$

Por tanto, la resolución ideal del sistema de adquisición corresponde a aproximadamente $0,596 \mu\text{g/LSB}$.

Para el NI 9234, el ruido de entrada en reposo es del orden de 25 a 50 $\mu\text{V RMS}$, dependiendo de la tasa de muestreo configurada. Al convertir este valor mediante la sensibilidad del acelerómetro (1 V/g), se obtiene un nivel de ruido aproximado de 25 a 50 $\mu\text{g RMS}$.

La adquisición y almacenamiento de las señales se realizó mediante el software *LabVIEW*, permitiendo la visualización en tiempo real, digitalización y registro de la respuesta vibratoria para su posterior procesamiento e identificación modal. Los componentes que conforman este sistema se presentan en la Figura 5.1.



Figura 5.1: *Equipo de sistema de adquisición de respuesta vibratoria.*

5.1.2. Ubicación e Instalación de Sensores en la Estructura

La instrumentación se concentró en puntos específicos de la superficie superior del tablero, seleccionados a partir del modelo numérico preliminar desarrollado previamente. Mediante dicho modelo se identificaron las zonas con mayor participación modal esperada y mayores amplitudes de respuesta asociadas a los modos principales de vibración. Bajo este criterio, la ubicación de los sensores se definió procurando que los registros obtenidos

fueran representativos del comportamiento dinámico global del puente, permitiendo una identificación más clara de las frecuencias naturales y de los factores de amortiguamiento.

Como criterio complementario para la disposición de los sensores, se adoptó una estrategia similar a la aplicada en el puente Gómez Ortiz, en Colombia, donde la ubicación de los puntos de medición se definió con base en consideraciones geométricas y modales orientadas a optimizar la identificación experimental (Jaime et al., 2018).

La disposición de los acelerómetros se realizó en direcciones ortogonales: uno orientado en el sentido longitudinal del puente, otro en el sentido transversal, y el tercero en la dirección vertical.

En la Figura 5.2 se presenta un registro fotográfico que muestra la ubicación de los sensores durante las distintas configuraciones de medición. La instalación consistió en la fijación de los acelerómetros sobre la cara vertical del bordillo del puente mediante prensas manuales, asegurando un adecuado acoplamiento mecánico para garantizar la correcta transmisión de las vibraciones hacia los sensores.



Figura 5.2: Registro de señales de vibración del puente.

En la Figura 5.3 se muestra con mayor claridad la ubicación de los sensores empleados para la adquisición de las lecturas. Dado que la sección transversal del puente presenta simetría respecto a su eje vertical, se consideró suficiente registrar únicamente las medi-

ciones provenientes de los acelerómetros instalados en el bordillo ubicado en el lado aguas arriba del puente.

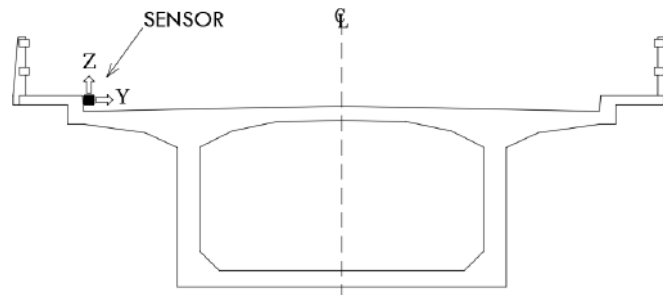


Figura 5.3: Ubicación del sensor en la sección transversal del puente.

El total de registros obtenidos corresponde a 17 puntos de medición, distribuidos según la disposición mostrada en la Figura 5.4. En dicha ilustración se aprecia que seis puntos fueron ubicados a una tercera parte de la longitud de cada tramo, correspondiendo a los puntos 2, 4, 8, 10, 14 y 16. Asimismo, nueve puntos adicionales se instalaron a una cuarta parte de la longitud de cada tramo, identificados como los puntos 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15 y 17. Finalmente, dos puntos de medición se emplazaron sobre el eje de las pilas, siendo estos los puntos 6 y 12, permitiendo registrar la respuesta dinámica en posiciones coincidentes con los apoyos principales de la estructura.

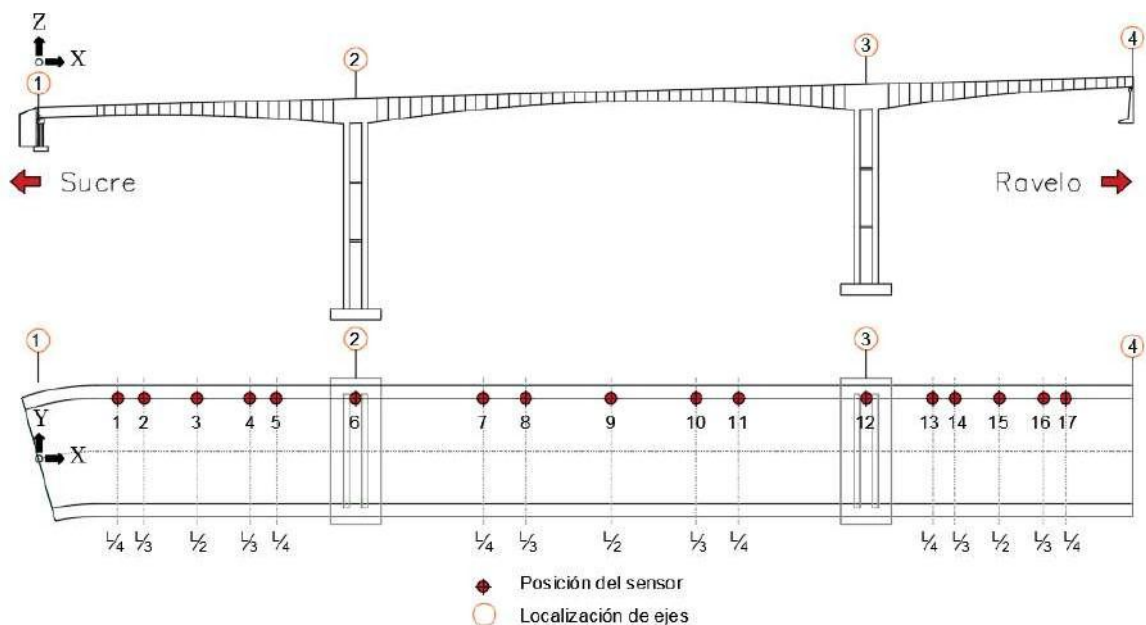


Figura 5.4: Localización de puntos instrumentados en el puente.

Limitaciones Instrumentales y Alcance de la Identificación Modal

La estrategia de instrumentación adoptada permitió registrar la respuesta dinámica del puente en puntos representativos del tablero; sin embargo, estuvo condicionada por limitaciones propias de una campaña experimental en campo. Entre las principales restricciones se encuentran el número reducido de acelerómetros disponibles, la limitada longitud de los cables, las condiciones de acceso a la estructura y la necesidad de realizar mediciones sin interrumpir el tránsito vehicular.

Estas limitaciones influyeron principalmente en la reconstrucción espacial de las formas modales. Al disponer únicamente de tres acelerómetros uniaxiales y realizar mediciones puntuales en diferentes configuraciones, no fue posible obtener una medición simultánea completa de todos los puntos del tablero. En consecuencia, las formas modales no pudieron ser determinadas.

Debe precisarse que esta restricción no invalida la identificación de frecuencias naturales, ya que estas constituyen propiedades globales de la estructura y pueden ser estimadas a partir de registros locales de aceleración, siempre que los puntos de medición presenten una respuesta dinámica suficiente. Por esta razón, la campaña experimental se orientó a ubicar sensores en zonas con mayor participación modal esperada, tomando como referencia el modelo numérico preliminar.

En este sentido, los resultados obtenidos deben interpretarse como una identificación confiable de las frecuencias naturales dominantes y de los factores de amortiguamiento, pero no como una reconstrucción de las formas modales del puente. Esta consideración fue tomada en cuenta posteriormente en la calibración del modelo numérico, donde se emplearon principalmente las frecuencias naturales como criterio de comparación.

5.1.3. Registros Experimentales de Señales

Dado que la campaña de medición se efectuó bajo condiciones reales de operación, sin interrupción del tránsito vehicular, la respuesta dinámica registrada incluyó la excitación ambiental y operacional producida por el paso de vehículos. Esta condición resulta consistente con el enfoque de identificación modal operacional empleado en la investigación, el

cual aprovecha las excitaciones presentes durante el servicio normal de la estructura. La relevancia del tránsito como fuente de excitación se sustenta en los estudios de aforo vehicular del tramo Sucre–Ravelo, realizados por la Administradora Boliviana de Carreteras (ABC), donde se reporta un Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) proyectado para la gestión 2025 de 477 vehículos, según la Tabla II-4 (Castro Beltrán, 2021).

De forma complementaria, durante la campaña experimental se controlaron las condiciones ambientales mediante una estación meteorológica portátil, lo que permitió registrar simultáneamente la velocidad del viento y la temperatura durante la toma de datos. Los valores observados muestran que, en los horarios de medición, la velocidad del viento se mantuvo en un rango de 6 a 18 km/h, mientras que la temperatura osciló entre 7 y 15 °C. Estos registros permiten establecer que las mediciones se realizaron bajo condiciones ambientales relativamente estables.



Figura 5.5: Estación meteorológica portátil utilizada durante la campaña de medición.

La consideración de estas variables resulta pertinente, debido a que tanto el tránsito vehicular como las condiciones ambientales pueden influir en la amplitud y en el contenido frecuencial de la respuesta estructural. En particular, el viento actuó como una fuente adicional de excitación ambiental, mientras que la temperatura permitió contextualizar las condiciones de servicio bajo las cuales se obtuvieron los registros de aceleración. En la Figura 5.5 se muestra la estación meteorológica portátil empleada durante la campaña de medición.

Almacenamiento de Datos

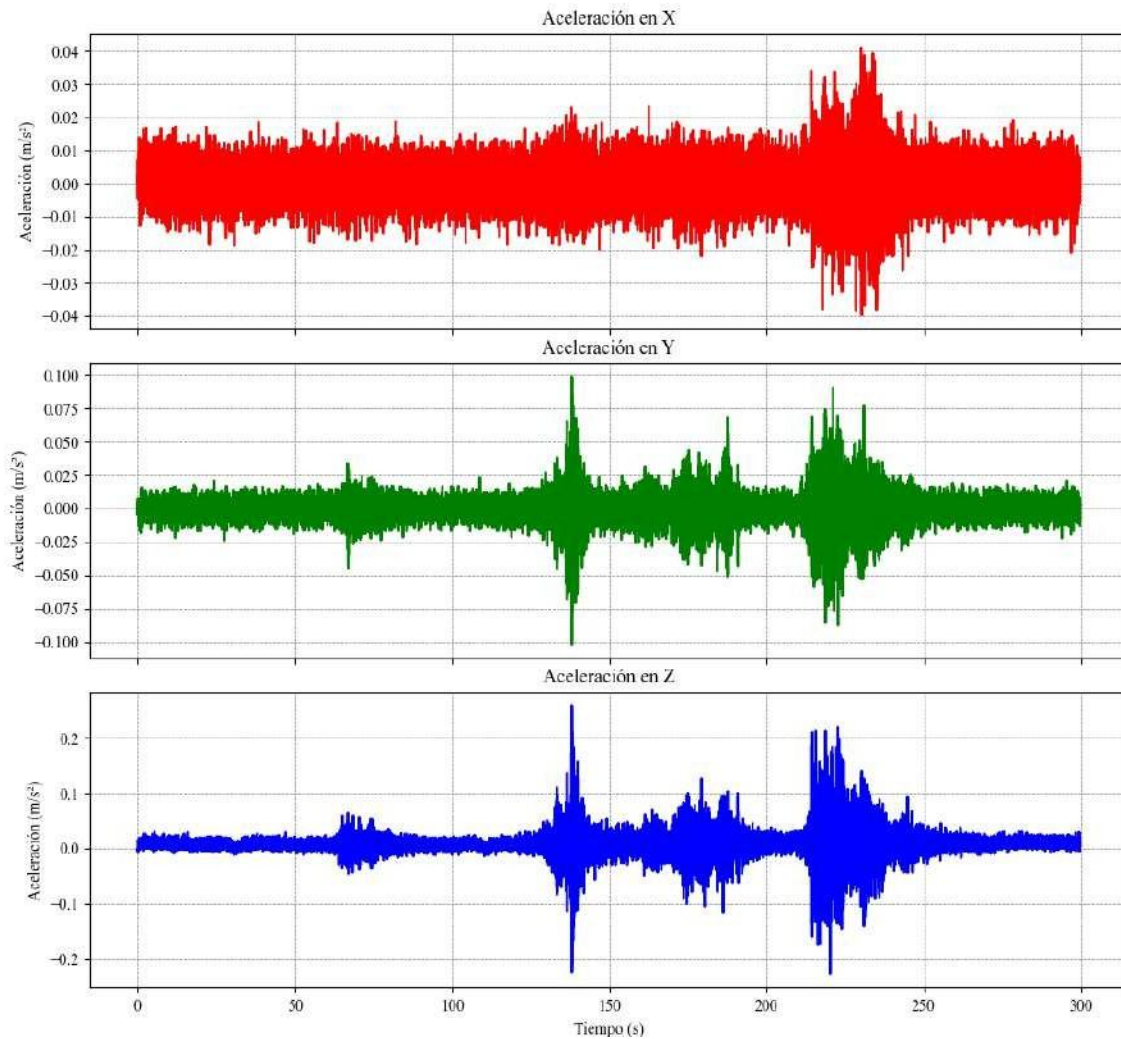


Figura 5.6: *Registros de aceleración en las tres direcciones ortogonales (Punto 11).*

Debido a las limitaciones operativas y logísticas de la campaña experimental, no fue posible implementar un sistema de monitoreo continuo o permanente con el sensor disponible. Entre los principales factores que condicionaron esta restricción se encuentran la ausencia de un suministro estable de energía eléctrica en el sitio, la dificultad de acceso a las secciones internas del tablero, la necesidad de proteger adecuadamente los equipos de medición y el riesgo de posibles actos de vandalismo.

De este modo, la adquisición de datos se realizó mediante campañas puntuales de medición. En cada punto instrumentado, los registros tuvieron una duración comprendida entre 5 y 10 minutos y fueron obtenidos con una frecuencia de muestreo de 200 Hz. Esta

configuración resultó adecuada para captar la respuesta vibratoria del puente dentro del rango de frecuencias de interés para el análisis modal operacional.

En cada punto instrumentado se registró la respuesta dinámica del tablero en las direcciones longitudinal, transversal y vertical, como se muestra en la Figura 5.4. A modo de ejemplo, la Figura 5.6 presenta los registros de aceleración del punto 11.

Lectura de Datos y Corrección de Línea Base

Durante la primera etapa de mediciones, los registros se obtuvieron en unidades de voltaje, por lo que fue necesario convertirlos a unidades de aceleración mediante un factor de conversión basado en la sensibilidad nominal del instrumento.

Asimismo, cuando un acelerómetro no se encuentra perfectamente nivelado, el acelerograma resultante presenta un desplazamiento respecto a la línea base (cero), lo cual puede introducir errores significativos en el cálculo de desplazamientos (Carreño et al., 1999). Por ello, se aplicó una corrección de línea base, consistente en sustraer el valor medio de cada registro para eliminar dicho sesgo.

Filtrado de Datos no Deseados

Para reducir los efectos de aliasing asociados a la posible presencia de componentes de alta frecuencia, se aplicó un filtro pasabajas con una frecuencia de corte igual a la mitad de la frecuencia de muestreo, siguiendo el teorema de Nyquist (Olshausen and Aliasing, 2000). Dado que la frecuencia de muestreo fue de 200 Hz, se utilizó un filtro pasabajas de 100 Hz (Biescas Górriz, 2003).

Por otra parte, el modelo numérico de elementos finitos indicó que las frecuencias de interés se encontraban dentro del rango de 0 a 3.5 Hz. Con el fin de optimizar el tiempo de cómputo durante el procesamiento, se realizó un remuestreo reduciendo la frecuencia de muestreo al doble de la mayor frecuencia esperada, es decir, 7 Hz.

Reducción del Efecto de *Leakage* y Ventaneado

La aplicación de la transformada de Fourier a registros discretos de duración finita introduce errores asociados al fenómeno de *leakage* o escurrimiento espectral. Este efecto surge debido a las discontinuidades generadas al asumir una extensión periódica de una señal finita, provocando que la energía correspondiente a una frecuencia puntual se disperse hacia frecuencias vecinas (Araujo et al., 2010).

Para mitigar este efecto, el procesamiento se realiza mediante funciones de ventana, las cuales reducen el grado de discontinuidad en los extremos de la señal (Harris, 2005). Entre las diversas funciones disponibles, la ventana de Hanning es una de las más utilizadas para señales aleatorias, ya que proporciona una adecuada resolución en frecuencia en comparación con otras ventanas (Martín, 2006).

Además, para evitar la pérdida de información, la transformada de Fourier se aplica a secuencias superpuestas, logrando una mayor eficiencia espectral. Típicamente, el traslape entre ventanas se establece entre el 50 % y el 75 % (Welch, 2003).

En este estudio se empleó el método de Welch, utilizando ventanas de Hanning de 1024 datos y un traslape del 50 %, lo que permitió obtener estimaciones espectrales estables y con reducción significativa del *leakage*.

5.2. Procesamiento de Señales

La identificación de los parámetros modales del puente se orientó a la estimación de las *frecuencias naturales* y de los *factores de amortiguamiento*, considerados parámetros fundamentales para caracterizar su comportamiento dinámico. Para ello, se emplearon dos enfoques complementarios: (i) un método basado en el *dominio de la frecuencia*, conocido como método de selección de picos *Peak Picking* (PP) (Jin et al., 2021), y (ii) un método formulado en el *dominio del tiempo*, correspondiente a la identificación estocástica por subespacios en su variante impulsada por covarianzas, denominada *Covariance-driven Stochastic Subspace Identification* (SSI-COV) (Fuentes, 2024).

5.2.1. Identificación de las Frecuencias Naturales y Factores de Amortiguamiento Mediante el Método de Selección de Picos (*Peak Picking*)

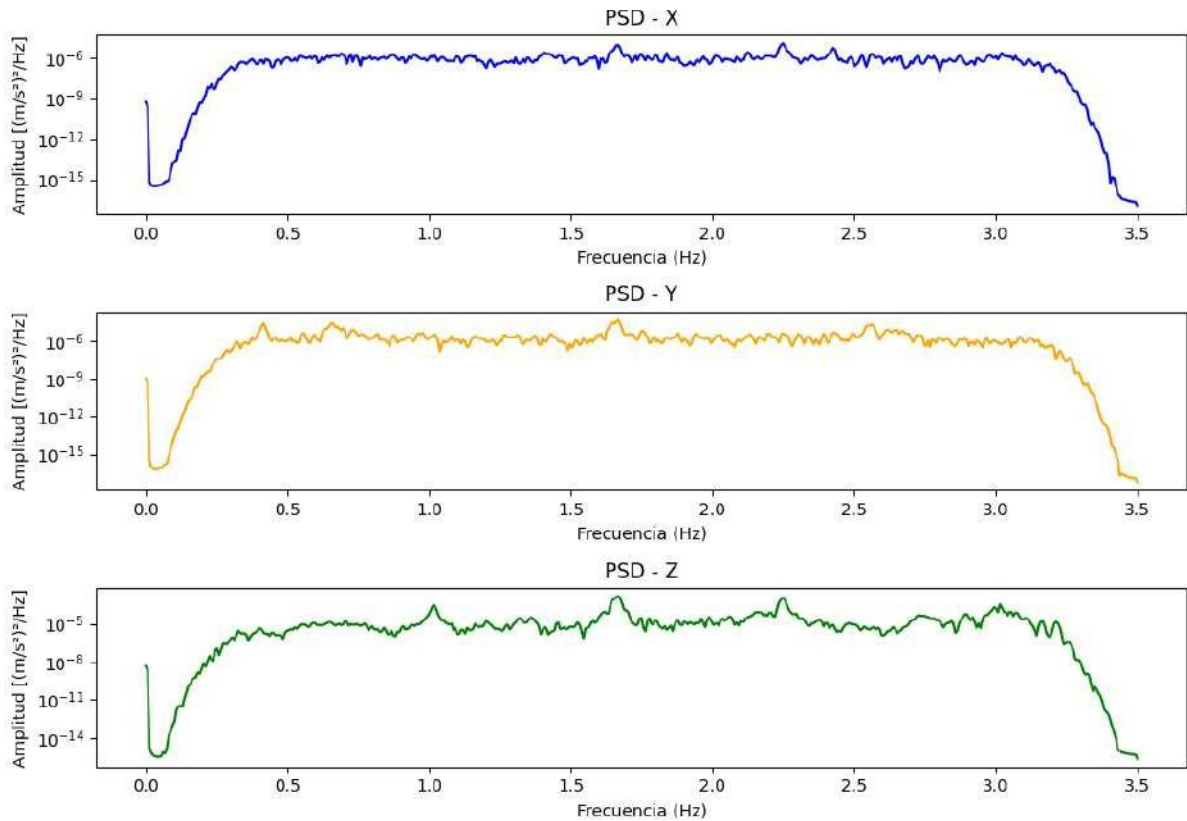


Figura 5.7: Espectro de densidad de potencia del punto de medición 11.

De acuerdo con la formulación teórica, las *frecuencias naturales* de la estructura corresponden a aquellos puntos del espectro de densidad de potencia donde se concentra el mayor contenido energético. Por ello, para cada registro obtenido en los distintos grados de libertad se estimaron las correspondientes funciones de densidad espectral de potencia (PSD).

Con base en los resultados del modelo numérico y en la observación preliminar de las PSD, el análisis se restringió al intervalo de 0 a 3.5 Hz, donde se concentraron los picos asociados a los modos principales de vibración; en la Figura 5.7 se presenta la función de densidad espectral correspondiente al punto de medición 11, evaluada en dicho rango de frecuencias.

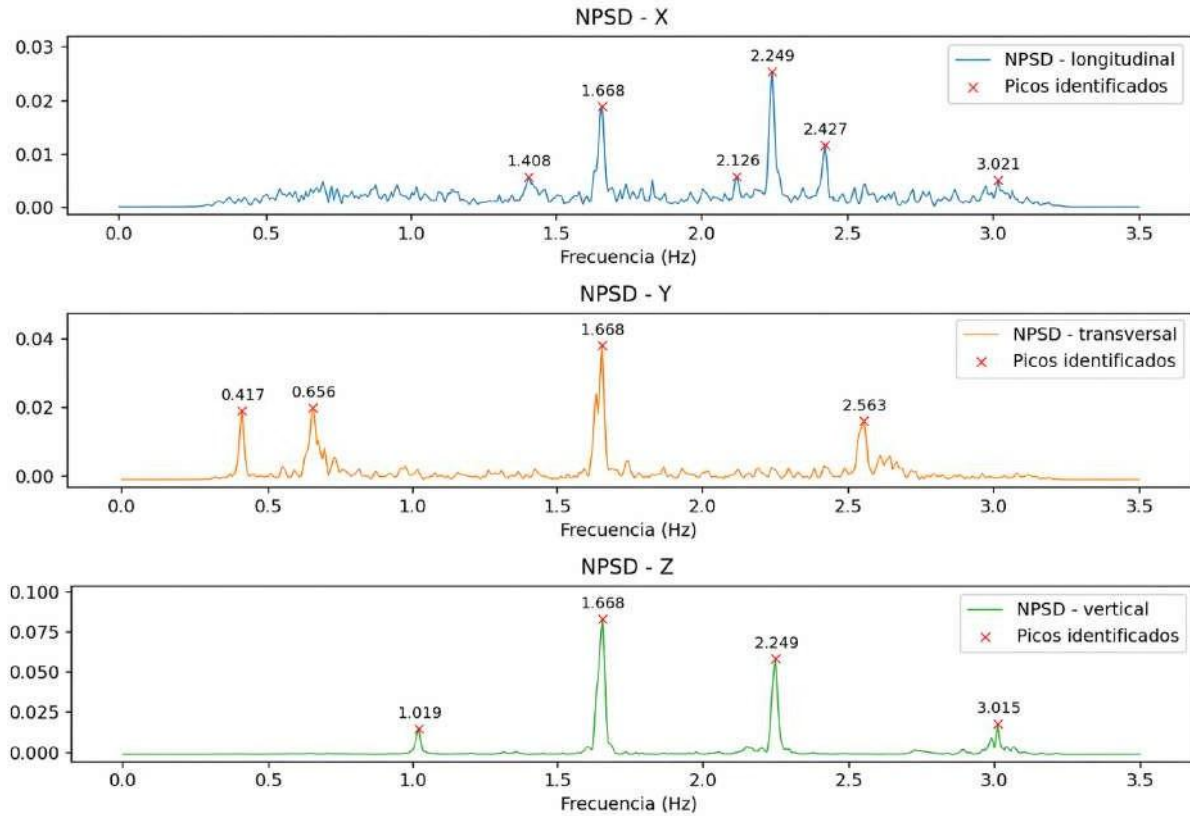


Figura 5.8: Espectro de potencia normalizado (NPSD) por dirección ortogonal en el punto 11.

Un único registro no permitió determinar con precisión las frecuencias naturales de la estructura, ya que el sensor podría encontrarse en un nodo modal, donde la amplitud de ciertos modos de vibración es prácticamente nula. Por este motivo, se calcularon las funciones de densidad espectral de potencia normalizadas (NPSD) para cada uno de los puntos instrumentados en las tres direcciones ortogonales; en la Figura 5.8 se presenta el NPSD correspondiente al sensor ubicado en el punto 11.

A partir de estas funciones se obtuvo el espectro de potencia medio normalizado (ANPSD) para las direcciones ortogonales registradas. En la Figura 5.9 se muestra el ANPSD correspondiente al punto de medición 11, cuyos picos de mayor energía fueron seleccionados como las frecuencias predominantes de la estructura.

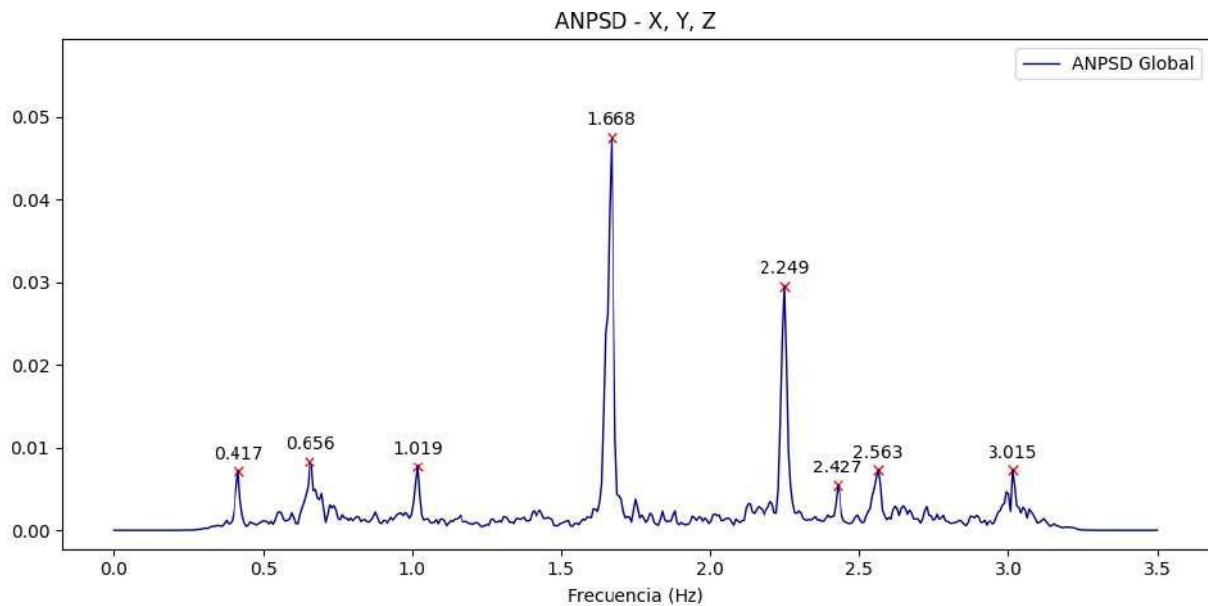


Figura 5.9: *Espectro de potencia media normalizado (ANPSD) en el punto 11.*

Con los picos identificados en los espectros de potencia de cada dirección evaluada, se determinó la dirección dominante más probable asociada a cada frecuencia característica. La Tabla 5.1 presenta la clasificación de las frecuencias predominantes en función de su correspondiente dirección ortogonal.

Tabla 5.1: *Frecuencias identificadas del NPSD por dirección (punto 11).*

Frecuencias identificadas del NPSD por dirección (Hz)			
Longitudinal (X)	Transversal (Y)	Vertical (Z)	Promedio
	0.417		0.417
	0.656		0.656
		1.019	1.019
1.408			1.408
1.668	1.668	1.668	1.668
2.126			2.126
2.249		2.249	2.249
2.427			2.427
	2.563		2.563
3.021		3.015	3.018

Una vez identificadas las frecuencias naturales a partir de los picos del espectro de potencia medio normalizado (ANPSD), se procedió a estimar los factores de amortiguamiento mediante el método de la media potencia (ξ_{mp}). La Figura 5.10 muestra los resultados

obtenidos para este procedimiento.

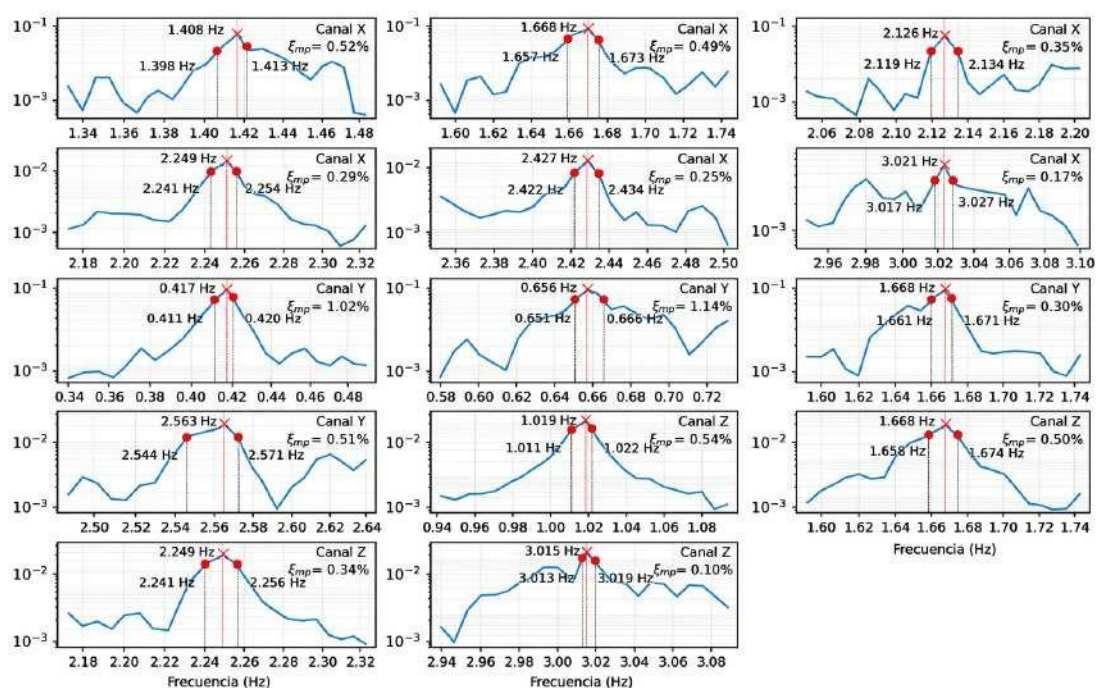


Figura 5.10: Estimaciones de factores de amortiguamiento (punto 11).

En la Tabla 5.2 se presentan los valores del factor de amortiguamiento obtenidos para cada una de las frecuencias identificadas.

Tabla 5.2: Factores de amortiguamiento ξ_{mp} estimados mediante el método de la media potencia en el punto 11.

Amortiguamiento estimado por media potencia, ξ_{mp} (%)			
Longitudinal (X)	Transversal (Y)	Vertical (Z)	Promedio
	1.020		1.020
	1.140		1.140
		0.540	0.540
0.520			0.520
0.490	0.300	0.500	0.430
0.350			0.350
0.290		0.340	0.315
0.250			0.250
	0.510		0.510
0.170		0.100	0.135

La identificación de frecuencias de la estructura se realizó de manera independiente para cada configuración de sensores, obteniéndose un total de 17 registros. El valor promedio

de las frecuencias naturales y los factores de amortiguamiento estimados para cada configuración se presentan en la Tabla 5.3 y Tabla 5.4, respectivamente. En conjunto, fue posible identificar 11 modos de vibración.

Tabla 5.3: *Estimación de frecuencias identificadas por el método PP.*

Punto	Frecuencia modal método PP [Hz]										
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10	Modo 11
1		0.651	1.016		1.587						
2		0.645	0.965		1.537						
3	0.418	0.650	1.035		1.669				2.534	2.997	
4	0.415	0.647	1.013		1.665			2.284		2.987	
5	0.416	0.667	1.016		1.658	2.085					
6	0.418	0.658	1.026		1.662				2.415	2.995	
7	0.420		1.012	1.183	1.676		2.193	2.276		2.920	3.043
8	0.416		1.020		1.664			2.250	2.582		3.019
9	0.422		1.016		1.684		2.181	2.244		2.884	
10	0.415	0.684	1.010		1.668			2.242	2.412	2.936	3.015
11	0.417	0.656	1.019		1.668		2.126	2.249	2.563		3.018
12	0.420	0.692	1.023		1.618			2.228	2.528	2.976	3.062
13	0.420	0.631	1.030		1.678			2.256	2.533		3.017
14	0.420	0.630	1.035		1.678			2.256			3.015
15		0.690	1.020		1.684	2.073	2.190	2.260	2.534		3.018
16		0.663	1.021		1.647		2.197	2.258	2.670	2.978	3.037
17			1.022		1.664			2.244	2.523	2.928	
Promedio	0.418	0.659	1.018	1.183	1.653	2.079	2.177	2.254	2.529	2.956	3.027

Tabla 5.4: *Estimación del factor de amortiguamiento por el método de media potencia.*

Punto	Factor de amortiguamiento método de media potencia PP, ξ_{mp} (%)										
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10	Modo 11
1		1.78	1.29		0.75						
2		1.43	1.72		0.76						
3	1.20	1.01	0.77		0.26				0.18	0.29	
4	1.81	1.28	0.97		0.64			0.15		0.18	
5	2.02	1.26	1.09		0.62	0.72					
6	1.89	1.41	1.04		0.71				0.78	0.50	
7	1.42		0.89	0.54	0.46		0.33	0.45		0.43	0.32
8	0.96		0.54		0.35			0.33	0.25		0.31
9	1.70		0.81		0.55		0.18	0.29		0.20	
10	1.15	1.49	0.56		0.49			0.38	0.44	0.46	0.27
11	1.02	1.14	0.54		0.43		0.35	0.32	0.51		0.14
12	2.54	1.04	1.37		0.51			0.54	0.37	0.54	0.30
13	1.89	1.57	0.78		0.98			0.29	0.36		0.32
14	2.03	1.53	0.76		1.00			0.29			0.33
15		1.31	0.89		0.40	0.41	0.78	0.55	0.24		0.32
16		1.25	1.04		0.50		0.56	0.29	0.43	0.30	0.37
17			1.05		0.45			0.38	0.34	0.73	
Promedio	1.64	1.35	0.95	0.54	0.58	0.57	0.44	0.35	0.39	0.40	0.30

A partir de los valores promedio presentados en las Tablas 5.3 y 5.4, se determinaron

los valores finales de la frecuencia natural y del factor de amortiguamiento mediante el método de Selección de Picos (PP). Estos resultados, correspondientes a los 11 modos de vibración identificados, se muestran en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5: *Valores finales de frecuencia natural y amortiguamiento obtenidos mediante el método PP.*

N°	Frecuencia	Amortiguamiento
Modo	[Hz]	[%]
1	0.418	1.64
2	0.659	1.35
3	1.018	0.95
4	1.183	0.54
5	1.653	0.58
6	2.079	0.57
7	2.177	0.44
8	2.254	0.35
9	2.529	0.39
10	2.956	0.40
11	3.027	0.30

5.2.2. Método de Identificación del Subespacio Estocástico Basado en Covarianza (SSI-COV)

Para este análisis se procedió al cálculo del diagrama de estabilización correspondiente a cada uno de los puntos registrados. Dado que cada punto cuenta con tres componentes ortogonales de registro, se generaron tres diagramas de estabilización, uno para cada dirección.

En cada ensayo se emplearon los tres registros disponibles ($l = 3$), considerándolos simultáneamente como señales de referencia ($r = 3$). El número de retardos en el tiempo se fijó en 40 ($l = 40$) y la orden máxima del modelo en espacio de estados se estableció en 140 ($n_{2,\max} = 140$).

Los diagramas de estabilización correspondientes al punto 11, para las direcciones ortogonales x , y y z , se muestran en las Figuras 5.11, 5.12 y 5.13, respectivamente.

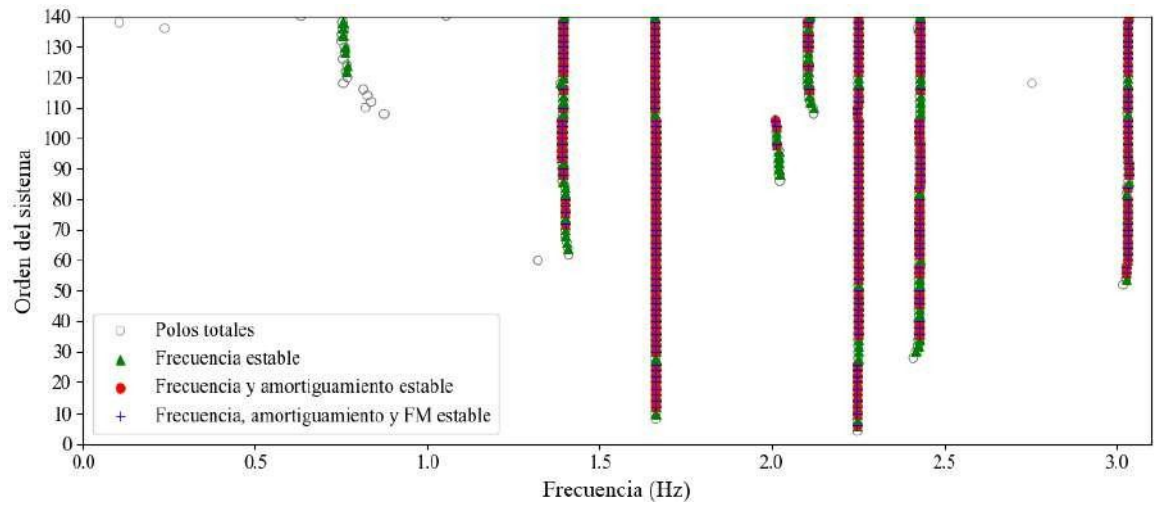


Figura 5.11: Diagrama de estabilización correspondiente al punto 11 (eje x).

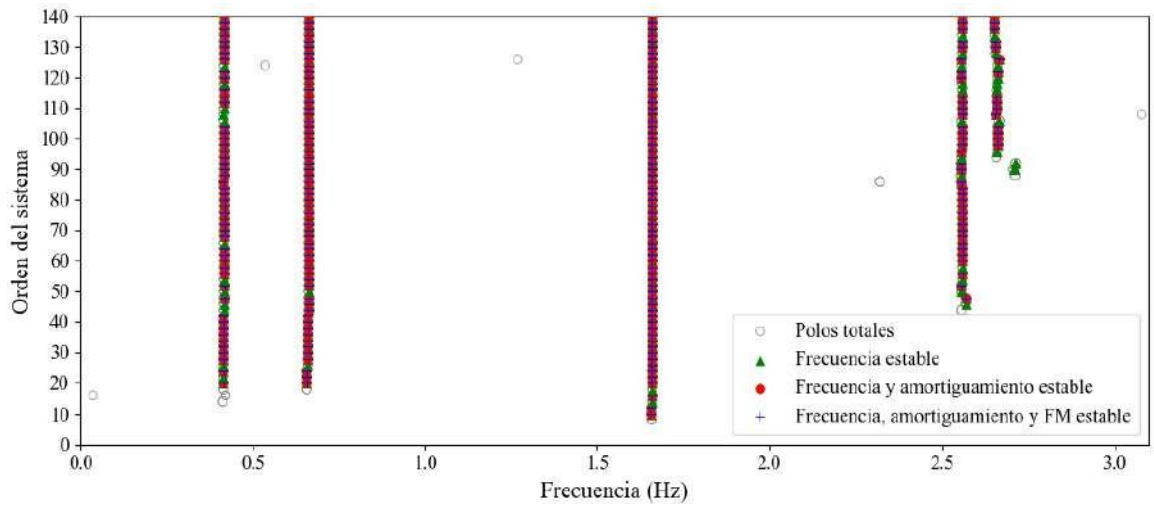


Figura 5.12: Diagrama de estabilización correspondiente al punto 11 (eje y).

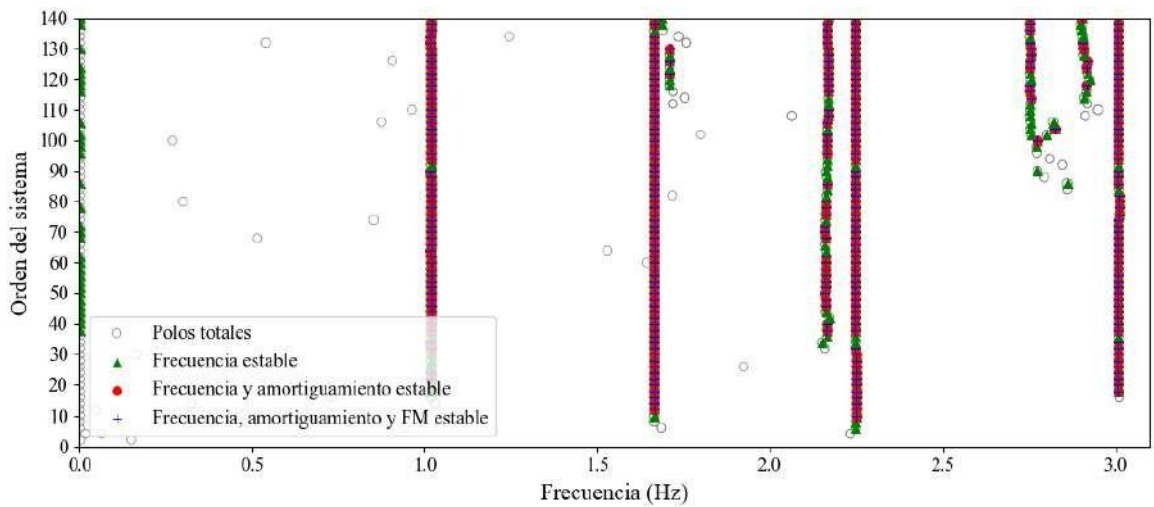


Figura 5.13: Diagrama de estabilización correspondiente al punto 11 (eje z).

A partir de los diagramas de estabilización obtenidos para cada dirección evaluada, se identificó la dirección dominante más probable asociada a cada frecuencia característica. La Tabla 5.6 presenta la clasificación de las frecuencias predominantes según su correspondiente dirección ortogonal.

Tabla 5.6: *Frecuencias predominantes por dirección ortogonal en el punto 11.*

Frecuencias predominantes por dirección ortogonal (Hz)			
Longitudinal (X)	Transversal (Y)	Vertical (Z)	Promedio
	0.416		0.416
	0.660		0.660
		1.018	1.018
1.394			1.394
1.661	1.659	1.665	1.662
		2.164	2.164
2.249		2.248	2.249
2.428			2.428
	2.558		2.558
	2.657		2.657
3.033		3.009	3.021

Una vez identificadas las frecuencias naturales a partir de los diagramas de estabilización, se procedió a estimar los factores de amortiguamiento correspondientes. La Tabla 5.7 presenta los valores de factor de amortiguamiento obtenidos para cada una de las frecuencias identificadas.

Tabla 5.7: *Factor de amortiguamiento por dirección ortogonal en el punto 11.*

Factor de amortiguamiento por dirección ortogonal, ξ (%)			
Longitudinal (X)	Transversal (Y)	Vertical (Z)	Promedio
	0.670		0.670
	2.460		2.460
		0.480	0.480
0.910			0.910
0.290	0.570	0.470	0.443
		0.870	0.870
0.160		0.230	0.195
0.400			0.400
	0.720		0.720
	1.340		1.340
1.000		0.670	0.835

La identificación de frecuencias de la estructura se realizó de manera independiente para

cada configuración de sensores, obteniéndose un total de 17 registros.

El valor promedio de las frecuencias naturales y los factores de amortiguamiento estimadas para cada configuración se presentan en las Tablas 5.8 y 5.9, respectivamente. En conjunto, fue posible identificar 11 modos de vibración de la estructura.

Tabla 5.8: *Frecuencias modales identificadas mediante el método SSI-COV.*

Punto	Frecuencia modal m'etodo SSI-COV [Hz]										
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10	Modo 11
1			1.037	1.116	1.667			2.242			3.009
2		0.696	1.029		1.650			2.248			3.030
3	0.417	0.640	1.027		1.669			2.226			3.018
4		0.674	1.044		1.675			2.251			
5		0.663	1.090		1.664						
6	0.416	0.658	1.043	1.191	1.647	2.039		2.278		2.940	3.015
7	0.418		1.029		1.678			2.259	2.601		3.030
8	0.420		1.021		1.669		2.185	2.252	2.619	2.995	3.021
9			1.018		1.671			2.266		2.963	
10	0.420	0.673	1.015		1.667	2.065		2.242		2.937	3.012
11	0.416	0.660	1.018		1.662		2.164	2.249	2.657		3.021
12	0.426	0.684	1.040		1.658			2.215	2.637		
13			1.071		1.672		2.188	2.282			
14			1.029		1.680			2.251	2.654		3.012
15			1.047		1.676			2.271	2.667		3.017
16		0.667	1.027		1.666		2.195	2.281	2.657	2.975	3.046
17		0.658	1.017		1.664		2.157	2.243	2.663	2.926	3.021
Promedio	0.419	0.667	1.035	1.154	1.666	2.052	2.178	2.253	2.644	2.956	3.021

Tabla 5.9: *Factor de amortiguamiento por el método SSI-COV.*

Punto	Factor de amortiguamiento m'etodo SSI-COV [%]										
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10	Modo 11
1			1.35	1.42	0.50			1.01			0.61
2		1.05	0.92		1.06			0.73			0.51
3	0.56	2.23	1.08		0.94			1.93			1.35
4		0.64	0.62		0.54			0.08			
5		0.90	1.92		0.48						
6	0.60	0.65	1.35	1.60	1.91	1.15		0.23		3.87	0.72
7	0.26		0.69		0.54			0.39	0.54		0.73
8	0.60		0.97		0.82		0.24	0.91	1.88	1.23	0.47
9			0.60		0.53			1.26		1.38	
10	1.01	0.73	0.58		0.43	1.26		0.32		0.81	0.40
11	0.67	2.46	0.48		0.44		0.87	0.20	1.34		0.84
12	2.77	1.04	1.37		0.66			0.68	1.00		
13			1.72		0.57		0.51	1.15			
14			1.48		0.97			0.49	1.62		0.45
15			1.26		0.46			0.69	1.07		0.72
16		0.59	1.72		0.68		0.22	2.02	1.04	0.47	0.52
17		1.42	1.31		1.34		2.48	1.17	1.31	0.72	0.67
Promedio	0.92	1.17	1.14	1.51	0.76	1.21	0.86	0.83	1.22	1.41	0.66

En función de los valores promedio de frecuencias naturales y factores de amortiguamiento estimados para cada configuración de sensores, presentados en las Tablas 5.8 y 5.9, se obtuvieron los valores finales mediante el método *SSI-COV*. Estos resultados, asociados a los 11 modos de vibración identificados, se resumen en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10: *Valores finales de frecuencia natural y amortiguamiento obtenidos mediante el método SSI-COV.*

N°	Frecuencia	Amortiguamiento
Modo	[Hz]	[%]
1	0.419	0.92
2	0.667	1.17
3	1.035	1.14
4	1.154	1.51
5	1.666	0.76
6	2.052	1.21
7	2.178	0.86
8	2.253	0.83
9	2.644	1.22
10	2.956	1.41
11	3.021	0.66

Parte IV

Análisis de Resultados

Capítulo 6

Resultados Experimentales y Calibración del Modelo Numérico

Los resultados experimentales y numéricos permiten evaluar la correspondencia entre la respuesta dinámica medida en campo y la representación analítica del puente Fisculco. Para ello, se comparan las frecuencias naturales y los factores de amortiguamiento identificados mediante los métodos *Peak Picking* (PP) y *Stochastic Subspace Identification* basado en covarianzas (*SSI-COV*) con las frecuencias obtenidas a partir del modelo de elementos finitos.

A partir de esta comparación se desarrolla la calibración del modelo numérico, orientada principalmente al ajuste del módulo de elasticidad del hormigón, con el propósito de mejorar la concordancia entre las frecuencias experimentales y teóricas sin perder coherencia física en los parámetros adoptados.

Finalmente, se analiza el comportamiento dinámico del puente durante un período de monitoreo de tres meses, empleando las mediciones obtenidas en el punto 11. Este seguimiento permite evaluar la estabilidad temporal de las frecuencias naturales y establecer una línea base para futuras campañas de monitoreo estructural.

6.1. Comparación de Parámetros Modales

6.1.1. Frecuencias Modales Experimentales

En la Tabla 6.1 se presentan los valores promedio de las frecuencias modales estimadas mediante el método de selección de picos (PP) y el método de identificación de subespacios estocásticos basado en covarianzas (SSI-COV). Esta comparación permite evaluar el nivel de consistencia entre ambos procedimientos de identificación modal operacional.

Tabla 6.1: *Frecuencias identificadas mediante los métodos PP y SSI-COV y su error porcentual.*

Modo	PP [Hz]	SSI-COV [Hz]	% Error
1	0.418	0.419	0.24
2	0.659	0.667	1.21
3	1.018	1.035	1.67
4	1.183	1.154	2.45
5	1.653	1.666	0.79
6	2.079	2.052	1.30
7	2.177	2.178	0.05
8	2.254	2.253	0.04
9	2.529	2.644	4.55
10	2.956	2.956	0.00
11	3.027	3.021	0.20

De acuerdo a esta tabla, las frecuencias modales identificadas mediante los métodos PP y SSI-COV presentan una alta concordancia, con errores porcentuales reducidos y un valor máximo de 4.55 %. En particular, los modos 1, 5, 7, 8, 10 y 11 presentan diferencias inferiores al 1 %, lo que confirma la estabilidad de las frecuencias identificadas. En términos generales, estas diferencias pueden considerarse aceptables para fines de identificación modal experimental. No obstante, desde una perspectiva crítica, la concordancia observada en las frecuencias no implica que ambos métodos tengan la misma robustez. El método PP permitió identificar de manera directa los picos dominantes del espectro, mientras que SSI-COV ofreció una validación adicional mediante la estabilidad de los polos iden-

tificados. Por ello, la coincidencia entre ambos métodos refuerza la confiabilidad de las frecuencias obtenidas, especialmente cuando los resultados de PP fueron corroborados mediante SSI-COV.

Resultados con comportamiento similar han sido reportados por (Jaime et al., 2018) y (Chen et al., 2015), quienes señalan que la aplicación complementaria de métodos en frecuencia y en tiempo permite obtener estimaciones comparables de las frecuencias modales en estructuras sometidos a vibración ambiental.

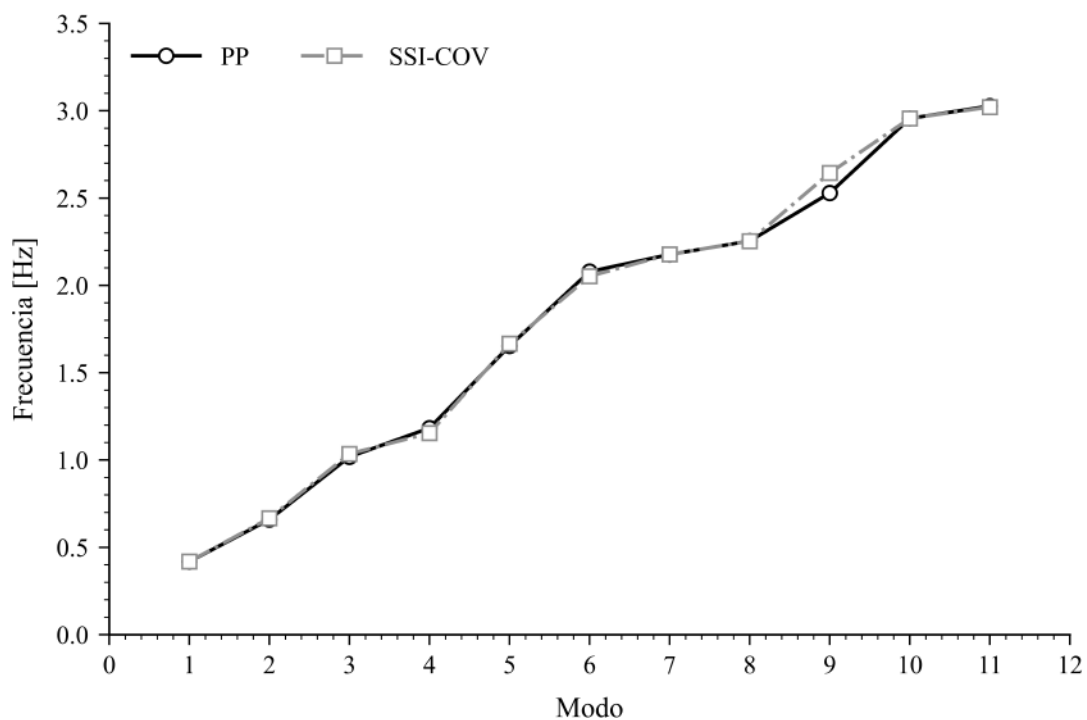


Figura 6.1: Comparación de las frecuencias modales estimadas mediante los métodos PP y SSI-COV.

La Figura 6.1 permite apreciar con mayor claridad la proximidad entre los resultados obtenidos mediante ambos métodos. Se observa que las curvas siguen una tendencia prácticamente coincidente en la mayor parte de los modos identificados, lo que corrobora la concordancia evidenciada en la Tabla 6.1. Las ligeras discrepancias observadas en algunos modos no comprometen la consistencia global del proceso de identificación modal experimental.

Interpretación Física de las Frecuencias Naturales Identificadas

Desde el punto de vista estructural, las frecuencias naturales identificadas representan la relación dinámica entre la rigidez efectiva y la masa movilizada de la estructura. En términos generales, una frecuencia natural mayor se asocia con una mayor rigidez relativa o con una menor masa efectiva participante en el modo correspondiente; por el contrario, una reducción significativa de frecuencia puede estar asociada a pérdida de rigidez, fisuración progresiva, deterioro de elementos estructurales o cambios en las condiciones de apoyo.

En el puente Fisculco, la alta concordancia entre los métodos PP y SSI-COV confirma que las frecuencias identificadas corresponden a características dinámicas consistentes de la estructura. En particular, los modos de menor frecuencia, especialmente el modo fundamental, son los más representativos del comportamiento global del puente; mientras que los modos superiores pueden estar más influenciados por efectos locales, ruido, condiciones de excitación y simplificaciones del modelo numérico.

6.1.2. Factores de Amortiguamiento Experimentales

Tabla 6.2: *Factores de amortiguamiento obtenidos mediante los métodos de media potencia y SSI-COV.*

Modo	PP [%]	SSI-COV [%]
1	1.64	0.92
2	1.35	1.17
3	0.95	1.14
4	0.54	1.51
5	0.58	0.76
6	0.57	1.21
7	0.44	0.86
8	0.35	0.83
9	0.39	1.22
10	0.40	1.41
11	0.30	0.66

En la Tabla 6.2 se presentan los valores promedio de amortiguamiento estimados mediante el método de media potencia y el método SSI-COV, con el propósito de comparar la consistencia de ambas metodologías en la estimación de este parámetro dinámico.

A diferencia de lo observado en las frecuencias, los factores de amortiguamiento obtenidos mediante ambas metodologías presentan una mayor dispersión. Los valores estimados mediante PP varían entre 0.30 % y 1.64 %, mientras que los obtenidos mediante SSI-COV se encuentran entre 0.66 % y 1.51 %. Sin embargo, estos valores pueden considerarse razonables, ya que se encuentran dentro de los rangos típicos reportados para estructuras de hormigón preesforzado, en las cuales los factores de amortiguamiento suelen ser del orden del 2 % (Stevenson, 1980).

Interpretación Física de los Factores de Amortiguamiento

El amortiguamiento representa la capacidad de la estructura para disipar energía durante la vibración. En estructuras de hormigón preesforzado, valores bajos de amortiguamiento son esperables debido a la elevada rigidez del sistema y a la ausencia de mecanismos importantes de disipación asociados a daño, fricción excesiva o fisuración generalizada.

En el presente estudio, los factores de amortiguamiento obtenidos se mantienen en rangos reducidos, lo que sugiere que la estructura presenta un comportamiento dinámico estable y sin indicios de mecanismos anómalos de disipación de energía. Un amortiguamiento excesivamente alto podría asociarse, en ciertos casos, a fenómenos como fisuración, fricción en apoyos, pérdida de continuidad o interacción no lineal entre componentes estructurales. Sin embargo, los valores obtenidos no evidencian este tipo de comportamiento.

6.1.3. Comparación Crítica entre los Métodos PP y SSI-COV

La aplicación conjunta de los métodos *Peak Picking* (PP) y *SSI-COV* permitió contrastar los parámetros modales identificados desde dos enfoques distintos: uno basado en el dominio de la frecuencia y otro formulado en el dominio del tiempo. Esta comparación resulta importante debido a que cada método presenta ventajas y limitaciones particulares frente a señales de vibración ambiental.

En el caso de las frecuencias naturales, ambos métodos mostraron una alta concordancia, con diferencias porcentuales reducidas entre los modos identificados. Esta coincidencia indica que las frecuencias obtenidas corresponden a características dinámicas consistentes de la estructura y no únicamente a efectos aislados del procesamiento. Sin embargo, debe señalarse que el método PP depende directamente de la claridad de los picos espectrales, por lo que su desempeño puede verse afectado cuando existen modos cercanos, bajos niveles de energía modal o presencia de ruido en la señal.

El método SSI-COV, al trabajar directamente con las series temporales y apoyarse en diagramas de estabilización, mostró mayor capacidad para discriminar modos en condiciones donde la respuesta espectral no era completamente clara. Esta característica lo hace menos dependiente de la inspección visual de picos y más robusto frente a señales con ruido o con componentes modales cercanas. No obstante, su aplicación requiere mayor criterio técnico en la selección de polos estables, en la definición del orden del modelo y en la interpretación de los diagramas de estabilización.

En cuanto a los factores de amortiguamiento, se observó una mayor dispersión entre ambos métodos en comparación con las frecuencias naturales. Este comportamiento es esperable, debido a que el amortiguamiento es un parámetro más sensible al ruido, a la duración del registro, a la intensidad de la excitación ambiental y a las condiciones operacionales durante la medición. En este aspecto, los valores obtenidos mediante SSI-COV resultan más consistentes desde el punto de vista metodológico, aunque deben interpretarse con cautela debido a la sensibilidad propia de este parámetro.

Para el caso específico del puente Fisculco, el método PP resultó útil como herramienta preliminar de identificación, ya que permitió reconocer de manera directa las frecuencias dominantes a partir de los espectros de potencia. Sin embargo, el método SSI-COV presentó una mayor robustez para la identificación modal final, debido a su capacidad para evaluar la estabilidad de los modos identificados y reducir la dependencia de la selección visual de picos espectrales.

Con base en el análisis anterior, la Tabla 6.3 resume los principales criterios de comparación entre los métodos PP y SSI-COV, considerando su dominio de análisis, sensibilidad al ruido, capacidad de identificación modal y uso recomendado.

Tabla 6.3: *Comparación crítica entre los métodos PP y SSI-COV.*

Criterio	Peak Picking (PP)	SSI-COV
Dominio de análisis	Dominio de la frecuencia, mediante identificación de picos espectrales.	Dominio del tiempo, mediante identificación estocástica por subespacios.
Facilidad de aplicación	Método sencillo, directo y de fácil interpretación gráfica.	Método más complejo, requiere selección de polos estables y criterio técnico.
Sensibilidad al ruido	Mayor sensibilidad al ruido y a picos espurios del espectro.	Mayor robustez frente al ruido cuando los polos estables son correctamente identificados.
Identificación de modos cercanos	Puede presentar dificultad ante frecuencias próximas o picos superpuestos.	Permite una mejor discriminación de modos cercanos mediante diagramas de estabilización.
Frecuencias naturales	Presentó resultados consistentes y cercanos a SSI-COV.	Presentó resultados estables y alta concordancia con PP.
Amortiguamiento	Su estimación mediante media potencia mostró mayor sensibilidad a la forma del pico espectral.	Proporcionó estimaciones más robustas, aunque también dependientes de la calidad de la señal.
Uso recomendado	Herramienta preliminar de verificación e identificación rápida.	Método principal recomendado para futuras campañas de monitoreo.

6.1.4. Frecuencias Modales Experimentales y Teóricas

Con el propósito de validar las frecuencias modales identificadas experimentalmente mediante los métodos *Peak Picking* (PP) y *Stochastic Subspace Identification* basado en covarianzas (SSI-COV), se elaboró una comparación con las frecuencias naturales calculadas a partir del modelo numérico de elementos finitos (FEM).

De acuerdo con la Tabla 6.4, las frecuencias naturales obtenidas mediante el modelo de elementos finitos presentan, en términos generales, una buena concordancia con aquellas identificadas experimentalmente, con errores inferiores al 10 %. Los menores errores se observan en los modos 1, 6, 10 y 11, lo que indica que el modelo numérico inicial reproduce de manera razonable la respuesta dinámica global del puente, especialmente en los modos de menor frecuencia. Este nivel de aproximación es consistente con lo reportado en investigaciones orientadas a la identificación modal operacional y a la comparación entre resultados experimentales y numéricos en puentes (Toledo et al., 2014; Jaishi and Ren,

2005; Chen et al., 2015; Deza et al., 2022; Jaime et al., 2018).

Tabla 6.4: *Comparación de frecuencias del modelo numérico y las identificadas experimentalmente.*

Modo	FEM [Hz]	PP [Hz]	% Error	SSI-COV [Hz]	% Error
1	0.417	0.418	0.24	0.419	0.48
2	0.699	0.659	5.72	0.667	4.58
3	0.997	1.018	2.11	1.035	3.81
4	1.213	1.183	2.47	1.154	4.86
5	1.517	1.653	8.97	1.666	9.82
6	2.068	2.079	0.53	2.052	0.77
7	2.104	2.177	3.47	2.178	3.52
8	2.202	2.254	2.36	2.253	2.32
9	2.760	2.529	8.37	2.644	4.20
10	2.922	2.956	1.16	2.956	1.16
11	3.042	3.027	0.49	3.021	0.69

No obstante, en los modos 5 y 9 se observan discrepancias más marcadas entre los valores teóricos y experimentales. Estas diferencias pueden atribuirse a simplificaciones del modelo numérico y a condiciones operacionales y ambientales no representadas en la idealización estructural: el tránsito vehicular pesado puede excitar modos que no se manifiestan con igual intensidad bajo tránsito liviano, mientras que el viento y las variaciones de temperatura introducen dispersión en los parámetros identificados (Jaime et al., 2018; Hernandez et al., 2021).

Cabe señalar que tales desviaciones no implican necesariamente daño estructural, sino que reflejan la mayor sensibilidad de los modos superiores frente a efectos locales, incertidumbres en la rigidez efectiva y limitaciones instrumentales.

La tendencia general descrita también puede apreciarse en la Figura 6.2, donde se muestra la comparación gráfica entre las frecuencias modales obtenidas experimentalmente y las calculadas mediante el modelo numérico inicial. La proximidad entre las curvas confirma que el modelo constituye una base adecuada para desarrollar posteriormente el proceso de calibración.

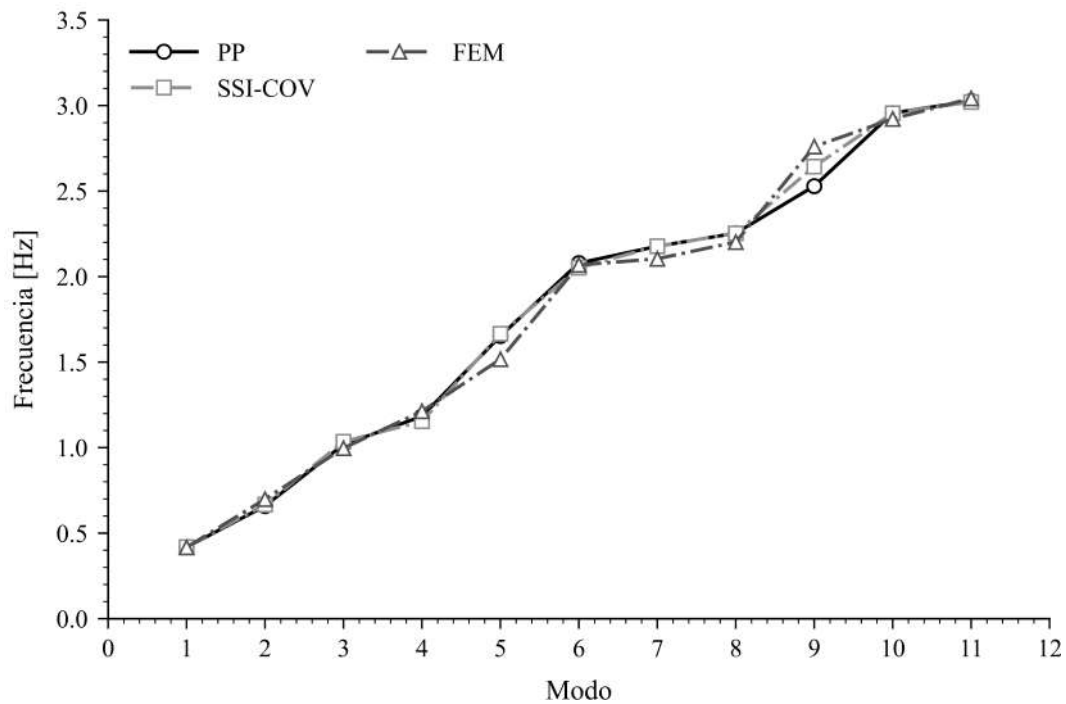


Figura 6.2: Comparación entre las frecuencias modales identificadas experimentalmente mediante los métodos PP y SSI-COV, y las frecuencias obtenidas del modelo numérico de elementos finitos (FEM).

Desde una interpretación física, la buena correspondencia entre las frecuencias experimentales y las calculadas mediante el modelo numérico inicial indica que la representación analítica reproduce adecuadamente la rigidez global de la estructura. Los errores reducidos en los primeros modos sugieren que la idealización general del puente, incluyendo geometría, masa y condiciones de borde principales, es compatible con el comportamiento dinámico medido en campo.

6.2. Calibración del Modelo Numérico

La calibración se desarrolló a partir de los parámetros modales identificados experimentalmente, con el propósito de mejorar la representatividad del modelo de elementos finitos frente al comportamiento dinámico real del puente. Las frecuencias naturales obtenidas mediante monitoreo operacional sirvieron como referencia principal para evaluar el grado de aproximación del modelo inicial y orientar el ajuste de sus parámetros.

La confiabilidad de dichas frecuencias se encuentra respaldada por la concordancia entre

los métodos PP y SSI-COV, la consistencia de los resultados en los distintos puntos de medición y la correspondencia general con el modelo base. Sobre esta base, el proceso de actualización se centró en la comparación entre las frecuencias experimentales y las calculadas numéricamente.

Como paso previo, se revisaron los aspectos de la idealización estructural con mayor incidencia sobre la respuesta modal, a saber, la discretización, las condiciones de borde y la representación de conexiones, a fin de descartar inconsistencias antes de proceder al ajuste. Identificados los parámetros susceptibles de modificación, se realizaron iteraciones sucesivas hasta lograr una correspondencia satisfactoria entre las predicciones numéricas y los resultados experimentales.

La metodología adoptada, siguiendo el enfoque de (Mottershead et al., 2011), se desarrolló en dos etapas.

6.2.1. Etapa 1: Evaluación de Errores en la Idealización del Modelo Numérico

La calibración se desarrolló a partir de un modelo numérico tridimensional de elementos finitos elaborado en el software *MIDAS Civil*. Tanto el tablero como las pilas fueron representados mediante elementos tipo *beam*.

Análisis de Convergencia

Como primera etapa, se efectuó un análisis orientado a identificar posibles fuentes de error en la idealización del modelo. Dado que el modelo fue construido a partir de los planos estructurales *As Built*, inicialmente se asignó un elemento finito por dovela, tanto en el tablero como en las pilas, cuyas longitudes varían entre 3 y 5 metros. Considerando que los elementos finitos constituyen una aproximación numérica de un problema continuo, se realizó un análisis de convergencia con el objetivo de determinar un nivel de discretización adecuado, de modo que las frecuencias asociadas a los primeros cinco modos de vibración no presentaran variaciones significativas ante refinamientos adicionales de la malla.

Condiciones de Contorno

En cuanto a las condiciones de contorno, la cimentación de las pilas se modeló como apoyos empotrados. Esta elección se fundamenta en la elevada rigidez del sistema de cimentación y en la magnitud reducida de los desplazamientos inducidos por las vibraciones ambientales. Bajo estas condiciones, la interacción suelo–estructura no introduce deformaciones relevantes que alteren de manera significativa la respuesta dinámica global del puente. Por tanto, asumir un empotramiento en la base constituye una aproximación razonable y ampliamente aceptada en modelos numéricos de estructuras de características similares.

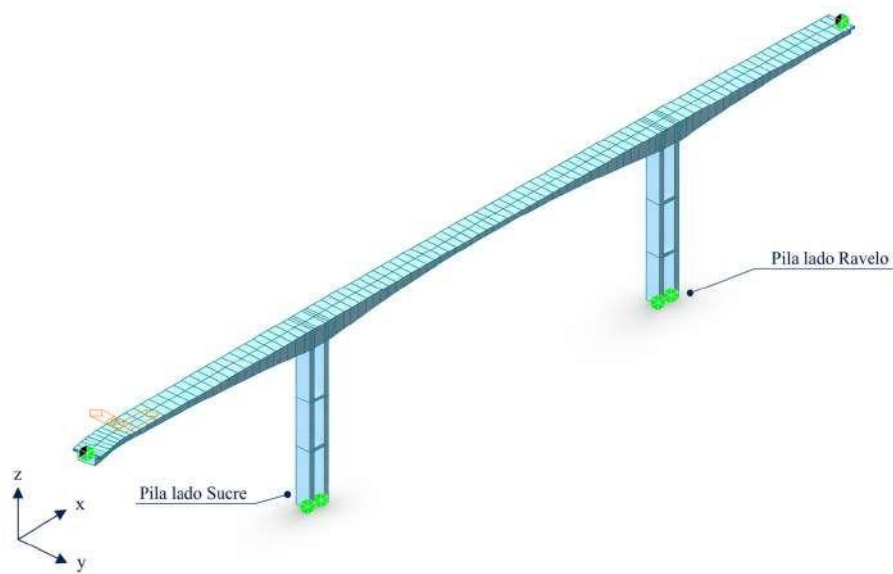


Figura 6.3: *Condiciones de apoyo adoptadas en el modelo numérico.*

En la Figura 6.3 se presenta el modelo numérico junto con las condiciones de borde adoptadas para el análisis.

Rigidez de las Conexiones

La representación precisa de las uniones entre elementos y de las condiciones de borde presenta dificultades inherentes, lo que suele requerir la adopción de supuestos adicionales para su modelación. La introducción de flexibilidad en uniones o apoyos idealizados como rígidos puede abordarse mediante distintos enfoques, aunque con frecuencia conduce a modelos equivalentes cuyos parámetros no siempre cuentan con una justificación física

rigurosa (Mottershead et al., 2011). En el caso particular del puente analizado, construido mediante el sistema de voladizos sucesivos con un esquema estructural aporticado, se consideró adecuado asumir conexiones rígidas en el modelo numérico.

6.2.2. Etapa 2: Correlación Entre las Predicciones del Modelo y los Resultados Experimentales, y Selección de Parámetros de Corrección

Esta etapa corresponde a la actualización de los parámetros del modelo numérico con base en la comparación entre las frecuencias naturales calculadas y las frecuencias identificadas experimentalmente. En términos generales, los parámetros susceptibles de calibración pueden estar asociados a las propiedades mecánicas de los materiales, a la geometría de las secciones transversales, a la masa del sistema estructural o a la rigidez de las condiciones de contorno. Sin embargo, la selección del parámetro de ajuste debe responder a criterios físicos y experimentales, evitando modificaciones arbitrarias que solo mejoren la correlación numérica sin representar adecuadamente el comportamiento real de la estructura.

En el presente estudio, debido a las limitaciones instrumentales señaladas previamente, la calibración del modelo se basó principalmente en la comparación de frecuencias naturales, específicamente en los modos 1, 2, 3, 5 y 8.

Criterios Técnicos Para la Selección del Parámetro de Calibración

Para definir el parámetro de calibración se evaluaron distintas variables con posible incidencia en la respuesta dinámica del puente. En primer lugar, se descartó modificar las propiedades geométricas de la sección transversal, tales como el ancho y altura del cajón, el espesor de sus paredes y los espesores de las losas superior e inferior, debido a que estas dimensiones fueron definidas a partir de los planos *As Built* y de la configuración estructural real del puente. Por tanto, alterar dichas propiedades no tendría un respaldo físico suficiente dentro del alcance de esta investigación.

De igual manera, no se modificó la masa global del modelo, ya que esta se encuentra

directamente relacionada con la geometría, el peso propio y las cargas permanentes consideradas. Si bien la masa influye en la respuesta dinámica de la estructura, su modificación sin evidencia de cargas adicionales significativas podría mejorar numéricamente la correlación, pero reduciría la consistencia física del modelo. Por la misma razón, la densidad del hormigón tampoco fue adoptada como parámetro de calibración, debido a que sus variaciones dentro de rangos razonables tienen una incidencia limitada en las frecuencias naturales, mientras que modificarla fuera de dichos rangos carecería de justificación física (Toledo et al., 2014).

Las condiciones de apoyo tampoco fueron consideradas como primer parámetro de ajuste, puesto que su modificación puede alterar de manera importante la distribución modal de la estructura. Además, para justificar técnicamente un cambio en la rigidez de los apoyos sería necesario contar con evidencia específica de pérdida de restricción, desplazamientos, deterioro localizado o comportamiento anómalo de los dispositivos de apoyo. Al no disponerse de dicha evidencia, su modificación podría introducir incertidumbres adicionales en el proceso de calibración.

Bajo estos criterios, se seleccionó el módulo de elasticidad del hormigón del tablero como parámetro principal de calibración. Esta elección se fundamenta en que dicho parámetro influye directamente en la rigidez flexional de la superestructura y, por tanto, en las frecuencias naturales del puente. Desde el punto de vista dinámico, las frecuencias naturales dependen de la relación entre rigidez y masa; en consecuencia, cuando la masa permanece prácticamente constante, un incremento de rigidez produce un aumento de las frecuencias naturales.

Además, el módulo de elasticidad del tablero presenta una incertidumbre física justificable. Los valores iniciales fueron obtenidos a partir de ensayos de resistencia realizados durante la etapa constructiva; en particular, las probetas asociadas al tablero fueron ensayadas a edades tempranas, aproximadamente a los dos días posteriores al hormigonado de cada dovela, debido al uso de aditivos acelerantes. Por esta razón, resulta razonable asumir que el hormigón del tablero continuó desarrollando resistencia y rigidez con el tiempo, alcanzando valores superiores a los considerados inicialmente en el modelo base.

En consecuencia, el ajuste del módulo de elasticidad del tablero no constituye una mo-

dificación numérica arbitraria, sino una aproximación a la rigidez efectiva actual de la superestructura. Esta decisión permite actualizar el modelo manteniendo constantes la geometría, la masa y las condiciones de apoyo, conservando así la coherencia física del proceso de calibración.

Los valores de partida del módulo de elasticidad del tablero y de las pilas se obtuvieron de los ensayos de rotura de probetas realizados durante la etapa constructiva, consignados en la Tabla 4.1. A partir de ellos, se realizaron iteraciones asignando valores crecientes de resistencia del hormigón y, por consiguiente, módulos de elasticidad superiores al inicial, modificando únicamente el correspondiente al tablero y manteniendo fijo el de las pilas.

La Tabla 6.5 presenta los valores iniciales adoptados para ambos elementos, empleados como referencia en el proceso de actualización del modelo.

Tabla 6.5: *Valores iniciales del módulo de elasticidad del hormigón como parámetro de calibración.*

Elemento estructural	Resistencia del hormigón f'_c [MPa]	Módulo de elasticidad E [MPa]
Pilas	34.91	29872
Tablero	40.20	32055

Análisis de Sensibilidad Paramétrica

Con el propósito de evaluar la incidencia del módulo de elasticidad del tablero sobre la respuesta modal del puente, se desarrolló un análisis de sensibilidad paramétrica. Para ello, se modificó progresivamente el módulo de elasticidad del hormigón del tablero, manteniendo constantes la geometría, la masa, las cargas permanentes, las condiciones de apoyo y el módulo de elasticidad de las pilas. De esta manera, fue posible aislar el efecto de dicho parámetro sobre las frecuencias naturales calculadas por el modelo numérico.

El análisis se realizó considerando distintos valores de resistencia a compresión del hormigón del tablero y sus correspondientes módulos de elasticidad, dentro de un rango físicamente razonable. La respuesta modal obtenida para cada caso fue comparada con las frecuencias identificadas experimentalmente mediante los métodos PP y SSI-COV, con

el fin de evaluar tanto la aproximación del modelo como la tendencia de variación de las frecuencias ante incrementos controlados de rigidez.

Para cuantificar dicha variación se empleó un índice de sensibilidad normalizado, definido como:

$$S_{i,E} = \frac{\Delta f_i / f_i}{\Delta E / E} \quad (6.1)$$

donde $S_{i,E}$ representa la sensibilidad de la frecuencia natural del modo i respecto al módulo de elasticidad del tablero, $\Delta f_i / f_i$ corresponde a la variación relativa de la frecuencia del modo considerado, y $\Delta E / E$ representa la variación relativa del módulo de elasticidad. Este índice permite identificar qué modos presentan mayor cambio relativo frente a la modificación del parámetro de rigidez adoptado.

En las Tablas 6.6 y 6.7 se presentan las frecuencias modales obtenidas a partir de modelos numéricos contruidos con distintos valores del módulo de elasticidad del tablero, estimados en función de la resistencia del hormigón hasta un límite de 45 MPa. Los resultados se comparan con las frecuencias experimentales con el fin de identificar la configuración del modelo FEM que ofrece la mejor aproximación global.

Tabla 6.6: *Variación del módulo de elasticidad del tablero y comparación con las frecuencias identificadas por el método PP.*

f'_c [MPa]	E [MPa]	Modo 1		Modo 2		Modo 3		Modo 5		Modo 8	
		f [Hz]	e [%]	f [Hz]	e [%]	f [Hz]	e [%]	f [Hz]	e [%]	f [Hz]	e [%]
40	31975	0.417	0.24	0.698	5.92	0.996	2.16	1.516	8.29	2.201	2.35
40.2	32055	0.417	0.24	0.699	6.07	0.997	2.06	1.517	8.23	2.202	2.26
41	32373	0.418	0.00	0.701	6.37	1.001	1.67	1.523	7.86	2.205	2.13
42	32765	0.418	0.00	0.703	6.68	1.005	1.28	1.531	7.38	2.210	1.91
43	33153	0.419	0.24	0.705	6.98	1.009	0.88	1.538	6.96	2.214	1.73
44	33536	0.420	0.48	0.708	7.44	1.013	0.49	1.545	6.53	2.220	1.46
45	33915	0.420	0.48	0.710	7.74	1.017	0.10	1.552	6.11	2.225	1.24

Tabla 6.7: *Variación del módulo de elasticidad del tablero y comparación con las frecuencias identificadas por el método SSI-COV.*

f'_c [MPa]	E [MPa]	Modo 1		Modo 2		Modo 3		Modo 5		Modo 8	
		f [Hz]	e [%]	f [Hz]	e [%]	f [Hz]	e [%]	f [Hz]	e [%]	f [Hz]	e [%]
40	31975	0.417	0.48	0.698	4.65	0.996	3.77	1.516	9.00	2.201	2.31
40.2	32055	0.417	0.48	0.699	4.80	0.997	3.67	1.517	8.94	2.202	2.26
41	32373	0.418	0.24	0.701	5.10	1.001	3.29	1.523	8.58	2.205	2.13
42	32765	0.418	0.24	0.703	5.40	1.005	2.90	1.531	8.10	2.210	1.91
43	33153	0.419	0.00	0.705	5.70	1.009	2.51	1.538	7.68	2.214	1.73
44	33536	0.420	0.24	0.708	6.15	1.013	2.13	1.545	7.26	2.220	1.46
45	33915	0.420	0.24	0.710	6.45	1.017	1.74	1.552	6.84	2.225	1.24

Tabla 6.8: *Índice de sensibilidad de las frecuencias naturales respecto al módulo de elasticidad del tablero.*

Modo	f_{E0} [Hz]	f_{Ecal} [Hz]	$\Delta f/f$ [%]	$S_{i,E}$
1	0.417	0.419	0.48	0.14
2	0.699	0.705	0.86	0.25
3	0.997	1.009	1.20	0.35
5	1.517	1.538	1.38	0.40
8	2.202	2.214	0.54	0.16

Según la Tabla 6.8 los resultados del análisis de sensibilidad muestran que todos los modos considerados presentan un incremento de frecuencia al aumentar el módulo de elasticidad del tablero. Este comportamiento es coherente con la teoría dinámica estructural, ya que un aumento de rigidez, manteniendo prácticamente constante la masa, produce mayores frecuencias naturales.

Asimismo, se observa que los modos 3 y 5 presentan los mayores índices de sensibilidad, lo que indica que su respuesta modal es más influenciada por la variación de la rigidez del tablero. Por el contrario, los modos 1 y 8 muestran una sensibilidad menor, aunque conservan la misma tendencia creciente. Estos resultados confirman que el módulo de elasticidad del tablero incide directamente en la respuesta dinámica del puente y justifican su selección como parámetro principal de calibración.

Debe precisarse que el análisis realizado corresponde a una sensibilidad uniparamétrica controlada, debido a que se modificó únicamente el módulo de elasticidad del tablero, manteniendo constantes las demás variables estructurales del modelo. Esta estrategia permitió aislar el efecto del parámetro adoptado y evitar que los resultados fueran influenciados por la variación simultánea de otras propiedades estructurales.

Selección del Valor Calibrado

Con base en el análisis de sensibilidad paramétrica y en la comparación con las frecuencias experimentales presentadas en las Tablas 6.6 y 6.7, se adoptó una resistencia a compresión del hormigón del tablero de 43 MPa, asociada a un módulo de elasticidad de 33153 MPa. Esta selección no responde únicamente al ajuste del modo fundamental, sino a una correspondencia global aceptable entre las frecuencias numéricas y experimentales de los modos considerados.

Si bien valores superiores del módulo de elasticidad reducen el error en determinados modos, el valor adoptado ofrece un equilibrio adecuado entre aproximación modal, coherencia física y razonabilidad del parámetro de calibración. Además, el incremento propuesto se mantiene dentro de un rango compatible con el desarrollo progresivo de resistencia y rigidez del hormigón del tablero.

Los valores finalmente adoptados en el proceso de calibración se resumen en la Tabla 6.9.

Tabla 6.9: *Valores adoptados para el módulo de elasticidad en el modelo calibrado.*

Elemento estructural	Resistencia del hormigón f'_c [MPa]	Módulo de elasticidad E [MPa]
Pilas	34.91	29872
Tablero	43	33153

Es importante precisar que el módulo de elasticidad calibrado no representa únicamente al hormigón como material aislado, sino la rigidez efectiva global de la superestructura. En dicha rigidez intervienen de manera conjunta el hormigón, el acero pasivo y el acero

activo de preesfuerzo. Por tanto, el valor adoptado debe interpretarse como un parámetro equivalente de rigidez, válido dentro del alcance del modelo numérico desarrollado.

Los resultados obtenidos a partir del modelo actualizado se presentan en la Tabla 6.10, donde se comparan las frecuencias del modelo de elementos finitos calibrado con las frecuencias identificadas experimentalmente mediante los métodos PP y SSI-COV.

Tabla 6.10: *Comparación de frecuencias del modelo numérico calibrado y las identificadas experimentalmente.*

Modo	FEM-C [Hz]	PP [Hz]	% Error	SSI-COV [Hz]	% Error
1	0.419	0.418	0.24	0.419	0.00
2	0.705	0.659	6.52	0.667	5.39
3	1.009	1.018	0.89	1.035	2.58
4	1.232	1.183	3.98	1.154	6.33
5	1.538	1.653	7.48	1.666	8.32
6	2.095	2.079	0.76	2.052	2.05
7	2.134	2.177	2.01	2.178	2.06
8	2.214	2.254	1.81	2.253	1.76
9	2.801	2.529	9.71	2.644	5.61
10	2.933	2.956	0.78	2.956	0.78
11	3.087	3.027	1.94	3.021	2.14

De acuerdo con la Tabla 6.10, las frecuencias naturales obtenidas mediante el modelo de elementos finitos calibrado presentan, en términos generales, una correspondencia satisfactoria con aquellas identificadas experimentalmente. En comparación con el modelo inicial, se observa una mejora en la aproximación de las frecuencias teóricas respecto de los resultados experimentales, particularmente en el modo fundamental. En efecto, el error porcentual correspondiente al modo 1 se redujo de 0.48 % a 0.00 % respecto al método SSI-COV, lo que evidencia el efecto favorable de la actualización realizada sobre el módulo de elasticidad del tablero.

De manera global, los errores porcentuales del modelo calibrado se mantienen por debajo del 10 %, rango que puede considerarse aceptable para estudios de identificación modal

operacional y calibración de modelos numéricos de puentes sometidos a vibración ambiental (Toledo et al., 2014; Jaishi and Ren, 2005; Chen et al., 2015; Deza et al., 2022; Jaime et al., 2018). Aunque en algunos modos superiores persisten discrepancias, los resultados obtenidos muestran que el modelo actualizado representa con mayor fidelidad el comportamiento dinámico real de la estructura.

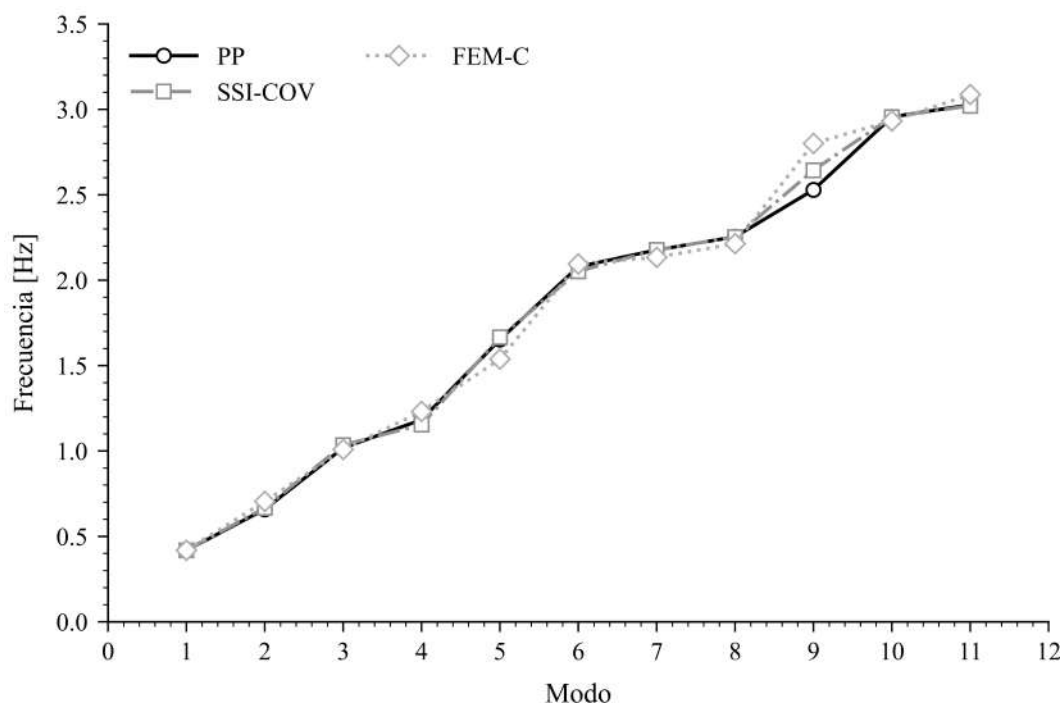


Figura 6.4: Comparación entre las frecuencias modales identificadas experimentalmente mediante los métodos PP y SSI-COV, y las frecuencias obtenidas del modelo numérico de elementos finitos calibrado (FEM-C).

La comparación gráfica entre las frecuencias experimentales y las obtenidas mediante el modelo calibrado se presenta en la Figura 6.4. En esta figura puede apreciarse que la curva correspondiente al modelo numérico actualizado muestra una aproximación más cercana a las tendencias definidas por los métodos experimentales PP y SSI-COV.

En términos cuantitativos, la actualización del módulo de elasticidad del tablero implicó un incremento de 32055 MPa a 33153 MPa, lo que representa una variación del orden de 3.43 %. Este ajuste permitió mejorar la correspondencia entre el modelo numérico y los resultados experimentales, especialmente en el modo fundamental, cuya frecuencia constituye el principal referente dinámico de la estructura. En consecuencia, la calibración efectuada puede considerarse satisfactoria dentro del alcance de esta investigación, dado

que permitió reducir las discrepancias iniciales y mantener los errores dentro de rangos aceptables, sin perder coherencia física en la definición de los parámetros adoptados.

Desde el punto de vista físico, la mejora obtenida luego de la calibración indica que el modelo inicial subestimaba ligeramente la rigidez efectiva del tablero. El incremento del módulo de elasticidad adoptado permitió representar de mejor manera la rigidez actual de la superestructura, lo cual se refleja en el aumento de las frecuencias calculadas y en la reducción de las discrepancias respecto a las frecuencias experimentales.

La mejora en el modo fundamental resulta particularmente relevante, debido a que este modo está asociado al comportamiento global de la estructura. Por tanto, una mejor correspondencia en dicho modo indica que el modelo calibrado reproduce con mayor fidelidad la respuesta dinámica general del puente. Las discrepancias persistentes en algunos modos superiores se consideran aceptables, ya que dichos modos pueden ser más sensibles a efectos locales, condiciones de excitación, simplificaciones de modelación y limitaciones instrumentales.

Alcance Experimental de la Calibración

Tabla 6.11: *Efecto de las limitaciones instrumentales sobre la identificación modal.*

Limitación instrumental	Efecto sobre la identificación modal	Criterio adoptado en la investigación
Número reducido de acelerómetros	Limitó la reconstrucción espacial completa de las formas modales.	Se priorizó la identificación de frecuencias naturales dominantes.
Mediciones no simultáneas en todos los puntos del tablero	Dificultó la comparación directa de amplitudes modales entre puntos.	No se emplearon formas modales como criterio principal de calibración.
Restricciones de acceso e instalación	Condicionaron la ubicación de los sensores en puntos accesibles del tablero.	Se seleccionaron puntos con mayor participación modal esperada según el modelo preliminar.
Excitación ambiental no controlada	Algunos modos pudieron presentar baja amplitud o no ser excitados de manera suficiente durante ciertos registros.	Se contrastaron los resultados mediante dos métodos de identificación: PP y SSI-COV.

Con el propósito de delimitar el alcance experimental de la calibración, la Tabla 6.11 sintetiza las condiciones instrumentales que influyeron en la identificación modal, así como los criterios metodológicos adoptados para garantizar una comparación coherente entre las frecuencias experimentales y las obtenidas mediante el modelo numérico.

6.3. Análisis Temporal de Parámetros Modales

Con el fin de realizar un seguimiento del comportamiento dinámico del puente Fisculco, se efectuó un monitoreo durante un período de tres meses. Las mediciones se realizaron en el punto 11, seleccionado como punto de referencia debido a que, según el modelo numérico, presenta amplitudes modales representativas y no coincide con zonas de inflexión modal. Esta condición favoreció la identificación de un mayor número de modos de vibración y permitió registrar con mayor claridad la respuesta dinámica de la estructura.

En total, se realizaron 24 mediciones, con una frecuencia aproximada de dos registros por semana. Las campañas se efectuaron alrededor de las 10:00 a.m., con el propósito de mantener condiciones de medición relativamente homogéneas y reducir la influencia de variaciones ambientales, especialmente aquellas asociadas a efectos térmicos y acción del viento (Hasani and Freddi, 2023b).

A partir de los registros obtenidos, las frecuencias fueron estimadas mediante los métodos PP y SSI-COV. Para el seguimiento temporal se consideraron los modos 1, 2, 3, 5, 7, 9, 10 y 11, debido a que fueron identificados de manera consistente en el punto de monitoreo. Los resultados correspondientes se presentan en las Figuras 6.5 y 6.6.

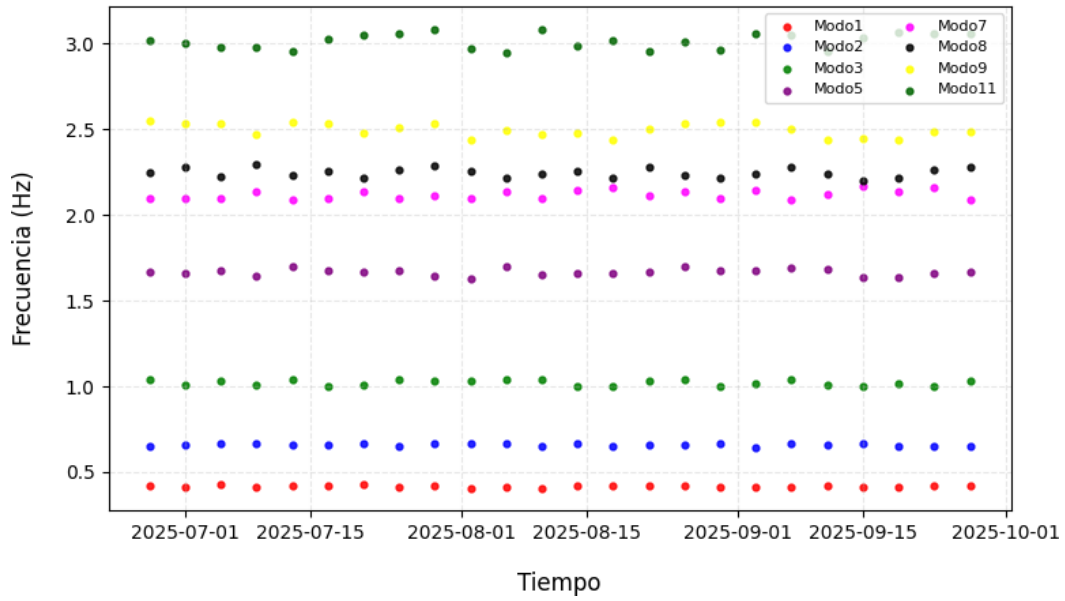


Figura 6.5: Frecuencias naturales identificadas por el método PP en el punto 11 durante el período del 27/06/2025 al 27/09/2025.

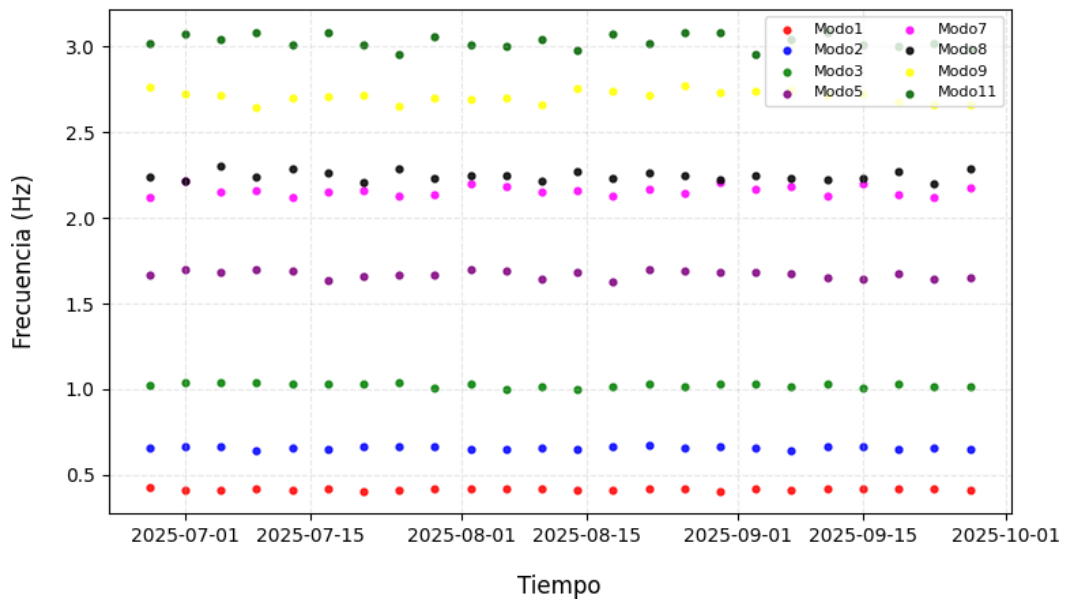


Figura 6.6: Frecuencias naturales identificadas por el método SSI-COV en el punto 11 durante el período del 27/06/2025 al 27/09/2025.

Los resultados muestran un comportamiento estable de las frecuencias durante el período evaluado. La cantidad de estimaciones que se apartan de las alineaciones horizontales esperadas es reducida, lo que respalda la consistencia del procedimiento de identificación modal empleado. Asimismo, las variaciones porcentuales registradas no superaron el 5 %,

rango que puede atribuirse principalmente a la influencia de condiciones ambientales y operacionales, de acuerdo con lo reportado por Magalhães et al. (2009).

Interpretación Estructural de la Estabilidad Modal

La estabilidad observada constituye un indicador favorable del comportamiento dinámico del puente. Dado que las frecuencias dependen principalmente de la relación entre rigidez y masa, la ausencia de reducciones sistemáticas permite inferir que no se produjo una pérdida apreciable de rigidez global durante el intervalo de monitoreo.

Desde el punto de vista estructural, una disminución progresiva de estos valores podría asociarse a deterioro, fisuración acumulada, pérdida de continuidad, degradación de apoyos o cambios relevantes en la rigidez de la superestructura. En contraste, las pequeñas variaciones registradas pueden relacionarse con factores ambientales y operacionales, tales como temperatura, viento o tránsito vehicular, sin evidenciar un cambio estructural permanente.

Este comportamiento respalda la decisión adoptada en la calibración del modelo numérico de no considerar efectos de fisuración, ya que los resultados experimentales no muestran indicios dinámicos de degradación significativa. Estudios previos señalan que las variaciones temporales de las frecuencias pueden estar asociadas a condiciones ambientales y de operación; sin embargo, en el caso analizado no se identificaron tendencias descendentes persistentes (Chen et al., 2015; Jaime et al., 2018; Magalhães et al., 2009; Hasani and Freddi, 2023b).

En consecuencia, el monitoreo realizado permite establecer una línea base inicial del comportamiento dinámico del puente Fisculco. Esta referencia podrá emplearse en futuras campañas para comparar nuevas mediciones e identificar posibles cambios asociados a variaciones de rigidez, condiciones de apoyo o procesos de deterioro estructural.

Parte V

Conclusiones

Capítulo 7

Conclusiones y Recomendaciones

7.1. Conclusiones

La aplicación de técnicas de monitoreo operacional mediante vibración ambiental permitió identificar de manera confiable los parámetros modales dominantes del puente Fisculco, calibrar un modelo numérico representativo de su comportamiento dinámico y establecer una línea base inicial para futuras campañas de monitoreo estructural.

Los resultados demuestran que la respuesta dinámica del puente puede caracterizarse adecuadamente bajo condiciones reales de servicio, sin necesidad de aplicar excitación artificial ni interrumpir el tránsito vehicular. La concordancia entre los resultados experimentales, el modelo calibrado y el seguimiento temporal de las frecuencias naturales evidencia que la metodología aplicada es pertinente para el estudio dinámico de puentes en operación.

La estrategia de instrumentación, basada en acelerómetros ubicados en puntos representativos del tablero, permitió registrar la respuesta vibratoria de la estructura y captar adecuadamente las frecuencias naturales dominantes. La selección del punto 11 para el monitoreo temporal resultó pertinente, dado que en dicha ubicación se obtuvo mayor información modal y una respuesta más clara para el seguimiento dinámico.

La aplicación conjunta de los métodos *Peak Picking* y *SSI-COV* permitió identificar once modos de vibración. La concordancia entre ambos fue elevada: el error máximo alcanzó

el 4.55 % en el modo 9, mientras que en los modos 1, 5, 7, 8, 10 y 11 las diferencias se mantuvieron por debajo del 1 %, lo que respalda la estabilidad y confiabilidad de los resultados obtenidos.

Los factores de amortiguamiento evidenciaron una mayor dispersión entre métodos: los valores estimados por PP variaron entre 0.30 % y 1.64 %, en tanto que los obtenidos mediante SSI-COV oscilaron entre 0.66 % y 1.51 %. Dicha variabilidad es esperable, dado que el amortiguamiento constituye un parámetro inherentemente sensible al ruido de medición, la calidad de la señal, el tránsito vehicular y las condiciones ambientales durante el registro, por lo que no compromete la validez de los resultados.

Si bien ambos métodos arrojaron frecuencias naturales consistentes con diferencias porcentuales reducidas, el SSI-COV demostró mayor robustez para la identificación final, al no depender de la selección visual de picos espectrales y al incorporar criterios de estabilidad modal que refuerzan la confiabilidad de los resultados.

El modelo de elementos finitos mostró una correspondencia aceptable con la respuesta dinámica medida en campo, con errores generalmente inferiores al 10 %, lo que validó su utilidad como herramienta de representación del comportamiento global de la estructura.

La calibración se realizó incrementando el módulo de elasticidad del tablero de 32,055 MPa a 33,153 MPa, una variación del 3.43 % que mejoró la correspondencia entre las frecuencias calculadas y las experimentales, especialmente en el modo fundamental, cuyo error respecto al SSI-COV se redujo de 0.48 % a 0.00 %. Los errores del modelo actualizado se mantuvieron por debajo del 10 % en todos los modos, y aunque persisten discrepancias en algunos superiores, estas se consideran aceptables dentro del alcance de la investigación.

Dicho incremento resulta compatible con el desarrollo progresivo de resistencia del hormigón a lo largo del tiempo, por lo que la actualización no constituye un ajuste numérico arbitrario sino una aproximación físicamente coherente a la condición estructural actual de la superestructura.

Las limitaciones instrumentales condicionaron la reconstrucción espacial de las formas modales, razón por la cual las frecuencias naturales fueron empleadas como criterio principal de calibración. Su validez queda respaldada por la consistencia entre PP y SSI-COV, con diferencias porcentuales menores al 5 %, lo que las hace adecuadas para establecer

una referencia dinámica inicial del puente.

El monitoreo temporal mostró que las frecuencias naturales se mantuvieron dentro de un rango estable, con variaciones inferiores al 5 % y sin reducciones progresivas que sugieran pérdida de rigidez global. Las fluctuaciones observadas se atribuyen a variables ambientales y operacionales como temperatura, humedad, viento y tránsito vehicular. En conjunto, los resultados no evidencian indicios dinámicos de deterioro estructural y respaldan la decisión de no incorporar efectos de fisuración en el modelo calibrado.

Finalmente, la integración de los resultados experimentales, la actualización del modelo y el seguimiento temporal permitió consolidar una referencia dinámica inicial del puente Fisculco, a partir de la cual futuras campañas de medición podrán identificar posibles cambios asociados a pérdida de rigidez, variaciones en las condiciones de apoyo, efectos ambientales u otros procesos de deterioro estructural.

7.2. Recomendaciones

A partir de los resultados obtenidos en la identificación modal operacional, la calibración del modelo numérico y el análisis temporal de los parámetros modales del puente Fisculco, se recomienda implementar campañas periódicas de monitoreo dinámico, preferentemente con una frecuencia anual. Estas campañas permitirán comparar nuevas mediciones con la línea base establecida en esta investigación e identificar posibles variaciones en las frecuencias naturales, factores de amortiguamiento o respuesta modal de la estructura.

Se recomienda incrementar el número de acelerómetros y mejorar su distribución espacial en el tablero, pilas y zonas próximas a los apoyos. Una mayor cobertura instrumental permitiría obtener una representación más completa de las formas modales, reducir la incertidumbre asociada a mediciones puntuales y fortalecer la calibración del modelo numérico.

Asimismo, se recomienda registrar de manera simultánea variables ambientales y operacionales, tales como temperatura, humedad, velocidad del viento y tránsito vehicular. Esta información permitiría diferenciar las variaciones modales producidas por efectos ambientales de aquellas que podrían estar asociadas a cambios estructurales permanentes.

Finalmente, se recomienda avanzar progresivamente hacia un sistema de monitoreo estructural semipermanente o permanente, orientado a la detección temprana de cambios anómalos en la respuesta dinámica del puente. Dicho sistema podría incorporar umbrales de alerta basados en reducciones persistentes de frecuencia, incrementos inusuales de amortiguamiento o cambios relevantes en la respuesta modal.

7.3. Futuras Líneas de Investigación

Como continuidad del presente trabajo, se propone desarrollar un programa de monitoreo estructural periódico y progresivamente continuo para el puente Fisculco, utilizando la línea base dinámica obtenida en esta investigación como referencia inicial. Este programa permitiría evaluar la evolución de los parámetros modales a lo largo del tiempo e incorporar mediciones en diferentes épocas del año.

Una primera línea futura consiste en ampliar la instrumentación mediante un mayor número de sensores distribuidos en puntos estratégicos del tablero, pilas y zonas próximas a los apoyos. Esta mejora permitiría reconstruir con mayor precisión las formas modales, identificar modos con menor amplitud de respuesta y comparar no solo frecuencias, sino también deformadas modales experimentales y analíticas.

Una segunda línea de investigación corresponde al análisis de la relación temperatura-frecuencia. Para ello, se recomienda realizar mediciones simultáneas de vibración, temperatura, humedad, viento y tránsito vehicular durante períodos prolongados. Esta información permitiría cuantificar la influencia ambiental sobre los parámetros modales y evitar que variaciones reversibles sean interpretadas erróneamente como daño estructural.

Como línea metodológica futura, se recomienda emplear el método *SSI-COV* como procedimiento principal de identificación modal en futuras campañas de monitoreo, debido a su mayor robustez frente al ruido, su menor dependencia de la selección visual de picos espectrales y su capacidad para evaluar la estabilidad de los modos identificados mediante diagramas de estabilización. No obstante, el método *Peak Picking* (PP) debería mantenerse como herramienta complementaria de verificación preliminar, ya que permite reconocer de manera rápida las frecuencias dominantes en el dominio de la frecuencia.

Asimismo, se propone desarrollar modelos numéricos más detallados que incorporen de manera explícita la interacción vehículo–estructura, la variabilidad de las condiciones de apoyo, los efectos térmicos y posibles cambios en la rigidez efectiva de la superestructura. Estos modelos permitirían representar con mayor precisión el comportamiento dinámico del puente bajo condiciones reales de servicio.

Otra línea relevante consiste en analizar escenarios simulados de daño estructural mediante modelos numéricos calibrados. En este enfoque, reducciones sistemáticas de frecuencia, incrementos anómalos de amortiguamiento o cambios significativos en las formas modales podrían utilizarse como indicadores preliminares de pérdida de rigidez, deterioro de apoyos, fisuración progresiva o alteraciones en la continuidad estructural.

Adicionalmente, se recomienda explorar el uso de técnicas de procesamiento automatizado de señales, aprendizaje automático e inteligencia artificial para la clasificación de estados estructurales. Estas herramientas podrían fortalecer la capacidad predictiva del sistema de monitoreo y facilitar la identificación temprana de patrones anómalos.

También se plantea incorporar técnicas de monitoreo estructural basadas en visión artificial mediante cámaras, como complemento a las mediciones con acelerómetros. Esta alternativa permitiría registrar de forma no invasiva desplazamientos, vibraciones y deformaciones durante la operación normal del puente, contribuyendo al desarrollo de sistemas de monitoreo más económicos y aplicables a estructuras existentes.

Finalmente, se propone avanzar hacia la implementación de un sistema automatizado de monitoreo de salud estructural, conocido como *Structural Health Monitoring* (SHM), capaz de integrar sensores permanentes, adquisición continua de datos, procesamiento automático de señales, análisis ambiental y generación de alertas tempranas. Esta línea permitiría transformar el monitoreo dinámico del puente Fisculco en una herramienta de gestión preventiva para la conservación, mantenimiento y seguridad estructural.

A modo de síntesis, en la Tabla 7.1 se presentan las principales líneas futuras propuestas, junto con su propósito y aporte esperado.

Tabla 7.1: *Propuesta de líneas futuras para el monitoreo estructural del puente Fisculco.*

Línea futura	Propósito	Aporte esperado
Monitoreo periódico anual	Comparar nuevas mediciones con la línea base inicial.	Detectar variaciones temporales en la rigidez global del puente.
Incremento de sensores	Mejorar la cobertura espacial del tablero, pilas y apoyos.	Reconstruir formas modales y reducir incertidumbre experimental.
Análisis temperatura–frecuencia	Cuantificar la influencia térmica sobre los parámetros modales.	Diferenciar efectos ambientales de posibles cambios estructurales.
Detección temprana de daño	Identificar reducciones persistentes de frecuencia o cambios anómalos de amortiguamiento.	Reconocer posibles procesos de deterioro antes de que sean visibles.
Sistema SHM automatizado	Integrar sensores, adquisición continua, procesamiento y alertas.	Apoyar la gestión preventiva del mantenimiento y la seguridad estructural.

Bibliografía

- Allemang, R. J. (2003). The modal assurance criterion—twenty years of use and abuse. *Sound and vibration*, 37(8):14–23.
- Anaya D'íaz, M., Quintana Rodríguez, J., Carrión Viramontes, F., Martínez Trujano, L., Hernández Figueroa, J., Gasca Zamora, H., Guzmán Acevedo, G., and Hernández Guzmán, A. (2020). Monitoreo y evaluación de los parámetros estructurales del puente mezcala. *Publicación técnica*, (597).
- Araujo, I. G., Rondón, E. M., and Cho, G. C. (2010). Pruebas de vibración ambiental en puentes. *Revista UIS Ingenierías*, 9(1):55–68.
- Bendat, J. S. and Piersol, A. G. (1980). Engineering applications of correlation and spectral analysis. *New York*.
- Biescas Górriz, B. (2003). *Aplicación de la sismología al estudio y detección de aludes de nieve*. Universitat de Barcelona.
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., and Tordesillas, J. (1999). Registro y tratamiento de acelerogramas. *Física de la Tierra*, 11(1):81–111.
- Castillo, A. and Boroschek, R. (2005). Código na14-11 uso del método de frecuencia no paramétrica y ssi para la identificación de propiedades modales de edificios. In *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas*.
- Castro Beltrán, E. (2021). Factores para el deterioro temprano de pavimentos flexibles y planteamiento de métodos de reparación, aplicado en la carretera sucre - ravelo (progresiva km 19+000 – km 22+000).

- Chen, G., Beskhyroun, S., and Omenzetter, P. (2015). A comparison of operational modal parameter identification methods for a multi-span concrete motorway bridge. In *Proc. of "the New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Conference"*.
- Clough, R. W. and Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, 2 edition.
- Dall'Asta, A. and Dezi, L. (1996). Discussion of "prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges" by m. saidi, b. douglas, and s. feng. *Journal of structural engineering*, 122(4):458–458.
- Desjardins, S. L. and Lau, D. T. (2024). Enhanced operational modal analysis and change point detection for vibration-based structural health monitoring of bridges. *Journal of Infrastructure Intelligence and Resilience*, 3(4):100121.
- Deza, J. A. L., Placencia, C. J. M., and Moya, V. S. (2022). Metodos de identificacion modal en puentes atirantados caso de estudio: Puente rayitos de sol. *Tecnia*, 32(2):101–111.
- Ereiz, S., Duvnjak, I., and Jiménez-Alonso, J. F. (2022). Review of finite element model updating methods for structural applications. In *Structures*, volume 41, pages 684–723. Elsevier.
- Ewins, D. J. (2009). *Pruebas modales: teor'ia, práctica y aplicación*. John Wiley Sons.
- Fuentes, M. A. H. (2024). *Time-Dependent Dynamic Identification: A New Approach for Structural Health Monitoring Through Vibration Measurements*. PhD thesis, Universidade do Minho (Portugal).
- Grosel, J., Sawicki, W., and Pakos, W. (2014). Application of classical and operational modal analysis for examination of engineering structures. *Procedia Engineering*, 91:136–141.
- Hamed, E. and Frostig, Y. (2006). Natural frequencies of bonded and unbonded prestressed beams—prestress force effects. *Journal of sound and vibration*, 295(1-2):28–39.
- Harris, F. J. (2005). On the use of windows for harmonic analysis with the discrete fourier transform. *Proceedings of the IEEE*, 66(1):51–83.

- Hasani, H. and Freddi, F. (2023a). Operational modal analysis on bridges: A comprehensive review. *Infrastructures*, 8(12):172.
- Hasani, H. and Freddi, F. (2023b). Operational modal analysis on bridges: a comprehensive review. *Infrastructures*, 8(12):172.
- Henao Ángel, D. (2013). Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral.
- Hernandez, W., Viviescas, Á., and Jerez, C. A. R. (2021). Identificación modal de puentes segmentales mediante simulaciones numéricas de pruebas de vibración forzada con vehículos. *Investigación e Innovación en Ingenierías*, 9(2):59–78.
- Jaime, Á. V., León, W. J. C., and Carvajal, L. A. V. (2018). Línea base para el monitoreo de salud estructural del puente gómez ortiz a partir de pruebas de vibración ambiental. *Inge CuC*, 14(1):52–65.
- Jaimes, Á. V., Carvajal, L. A. V., and Jerez, C. A. R. (2019). Identificación modal de un puente viga cajón usando mediciones óptimamente seleccionadas de ensayos de excitación ambiental. *Revista UIS Ingenierías*, 18(2):31–40.
- Jaishi, B. and Ren, W.-X. (2005). Structural finite element model updating using ambient vibration test results. *Journal of structural engineering*, 131(4):617–628.
- Jin, S.-S., Jeong, S.-H., Sim, S.-H., Seo, D.-W., and Park, Y.-S. (2021). Fully automated peak-picking method for an autonomous stay-cable monitoring system in cable-stayed bridges. *Automation in Construction*, 126:103628.
- Magalhães, F., Cunha, Á., and Caetano, E. (2009). One-year dynamic monitoring of a bridge: modal parameters tracking under the influence of environmental effects. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23(2):316–329.
- Márquez, F., Rioseco, F., Cerda, F., and Ortega, N. (2026). Structural health monitoring of the bicentenario bridge, biobío region. In *LATAM SHM 2026 - Latin American Conference on Structural Health Monitoring*.
- Martín, J. (2006). Analizadores de espectros: tipos (ii). el analizador fft. *Revista española de electronica*, (619):78–81.

- Micozzi, F., Morici, M., Zona, A., and Dall'Asta, A. (2023). Vision-based structural monitoring: Application to a medium-span post-tensioned concrete bridge under vehicular traffic. *Infrastructures*, 8(10):152.
- Mottershead, J. E., Link, M., and Friswell, M. I. (2011). The sensitivity method in finite element model updating: A tutorial. *Mechanical systems and signal processing*, 25(7):2275–2296.
- Núñez Acuña, T. R. (2009). Variación debido a cambios de masa y rigidez de las propiedades dinámicas de una estructura en proceso constructivo.
- Olshausen, B. and Aliasing, P. (2000). 129-sensory processes. *University of California, Berkeley*.
- Pandey, S., Jaishi, B., Parajuli, H. R., and Maharjan, D. K. (2023). Dynamic characteristic of existing balkhu khola bridge (along maitrinagar-tinthana road) using ambient vibration test.
- Peeters, B. (2000). System identification and damage detection in civil engineering.
- Peeters, B. and De Roeck, G. (1999). Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis. *Mechanical systems and signal processing*, 13(6):855–878.
- Ponsi, F., Buoli, E., Eslami Varzaneh, G., Bassoli, E., Briseghella, B., and Vincenzi, L. (2024). Vision-based approach for the static and dynamic monitoring of bridges. *Procedia Structural Integrity*, 62:946–954.
- Quintero Parra, A. F. and Villamizar Mejía, R. (2010). Estado del arte en monitorización de salud estructural: Un enfoque basado en agentes inteligentes. *Ciencia e Ingeniería neogranadina*, 20(1):117–132.
- Rangel, C. C. (2016). Evaluación del impacto de las alteraciones climáticas en un puente de concreto preesforzado. Master's thesis, Universidade do Minho (Portugal).
- Rodrigues, J. (2004). *Identificação Modal Estocástica Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Universidade do Porto (Portugal).

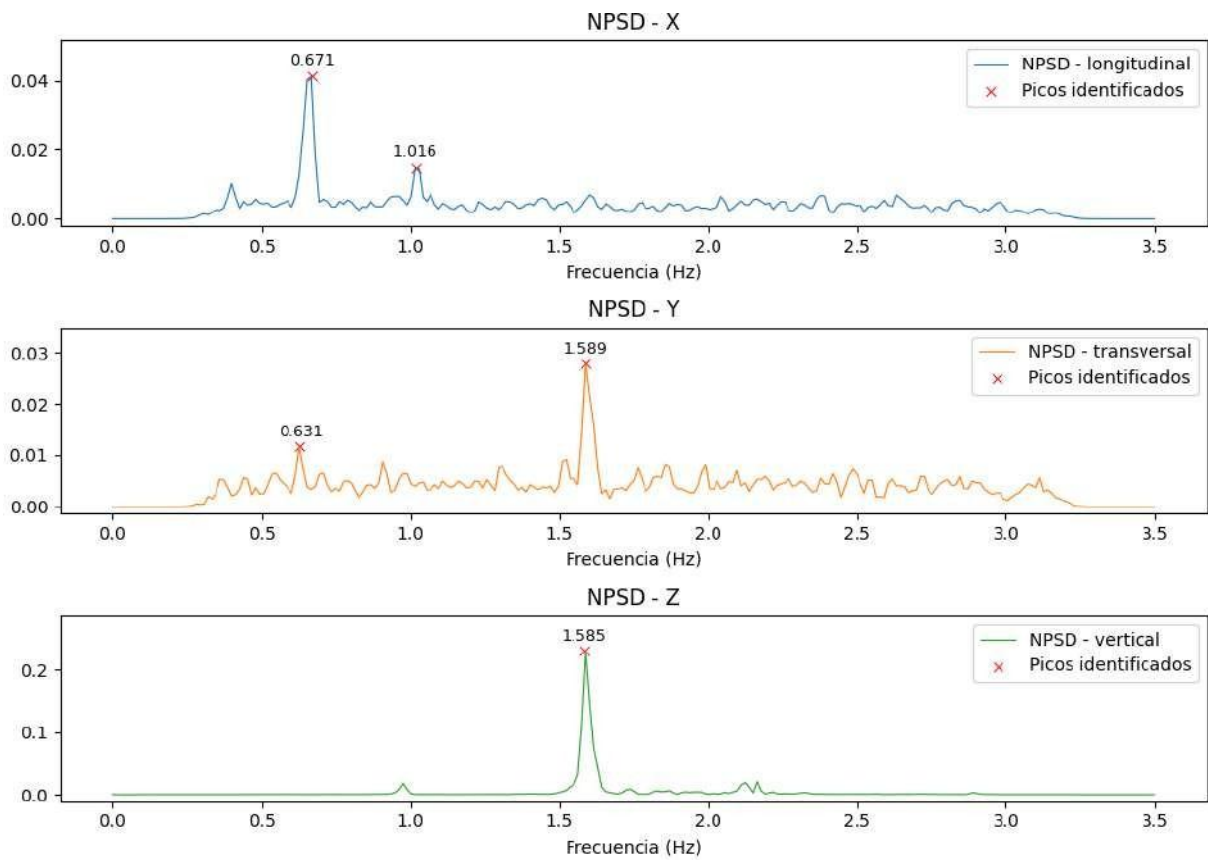
- Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F. M., and Czarnecki, J. J. (2002). A review of structural health review of structural health monitoring literature 1996-2001.
- Stevenson, J. (1980). Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformation levels. *Nuclear engineering and design*, 60(2):211–237.
- Toledo, M. W. E., Sánchez, E. D., Quinteros, R. D., and Pérez, G. (2014). Análisis de la variación de las características dinámicas de un puente en la ciudad de salta.
- Van Overschee, P. and De Moor, B. (2012). *Subspace identification for linear systems: Theory—Implementation—Applications*. Springer Science & Business Media.
- Welch, P. (2003). The use of fast fourier transform for the estimation of power spectra: A method based on time averaging over short, modified periodograms. *IEEE Transactions on audio and electroacoustics*, 15(2):70–73.
- Yang, H., Li, H., Li, C., Yang, Q., and Jiang, J. (2024). Biaxial compressive failure criteria and constitutive model of high-strength geopolymer concrete after high temperature. *Construction and Building Materials*, 426:136165.
- Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., and Zhu, J. Z. (2005). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*. Elsevier Butterworth-Heinemann, 6 edition.

ANEXOS

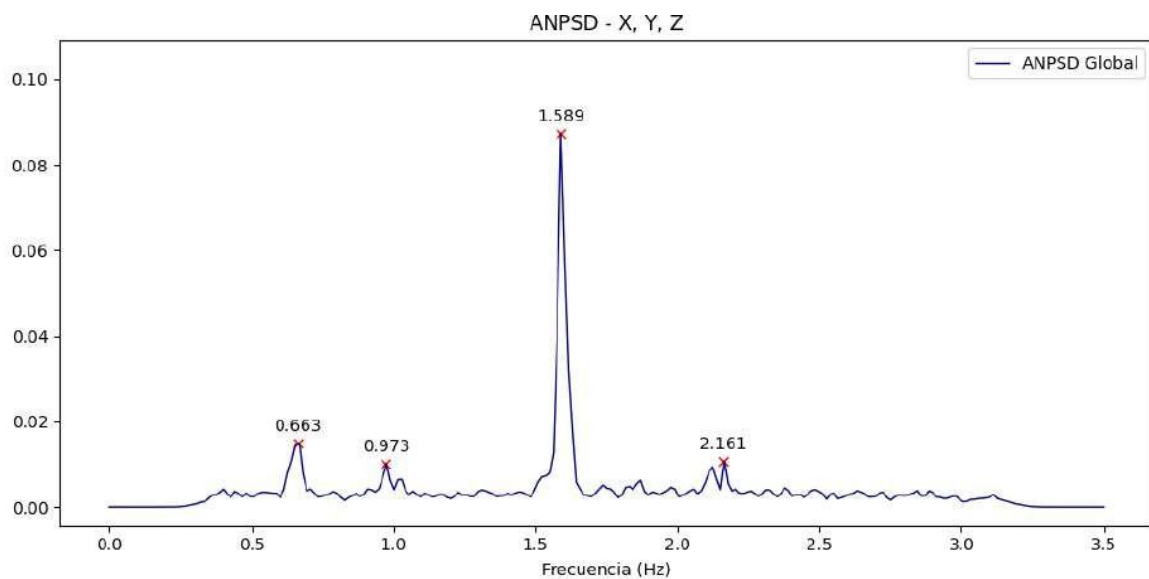
ANEXO A

DIAGRAMAS DE NPSD Y ANPSD DE LOS PUNTOS REGISTRADOS

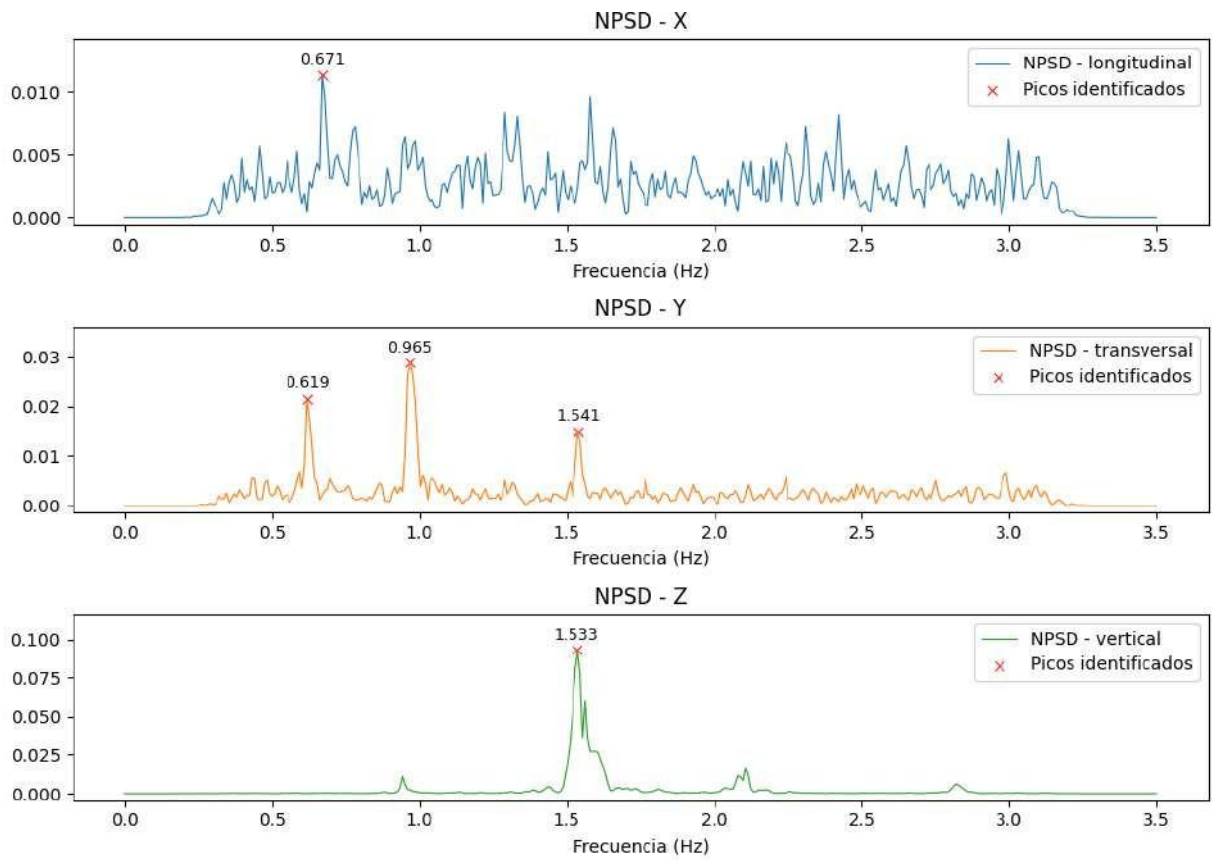
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 1)



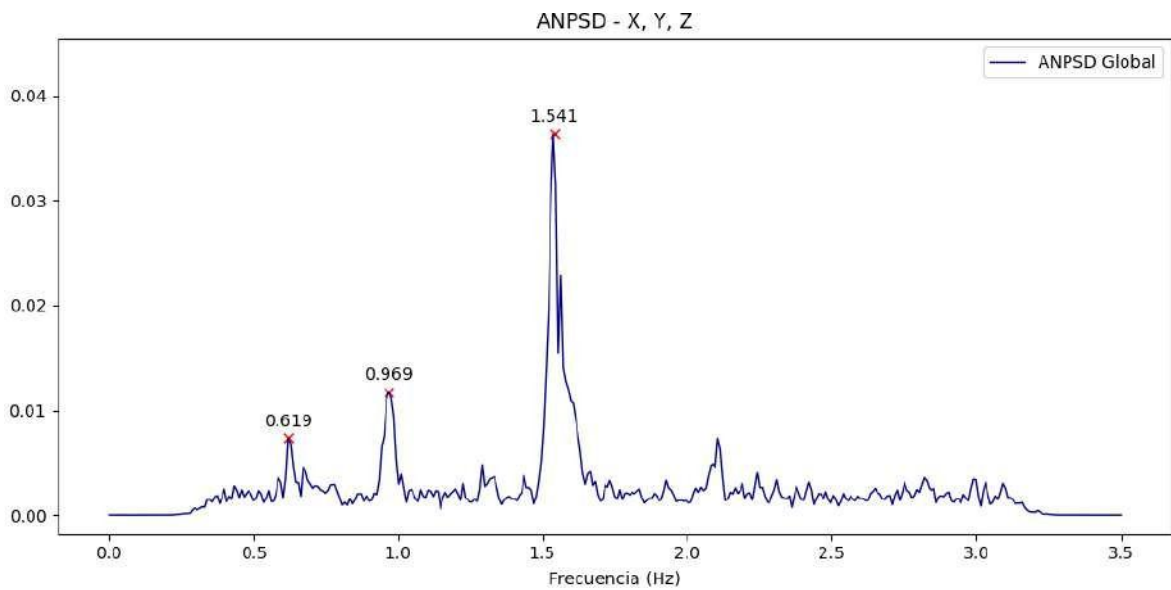
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 1)



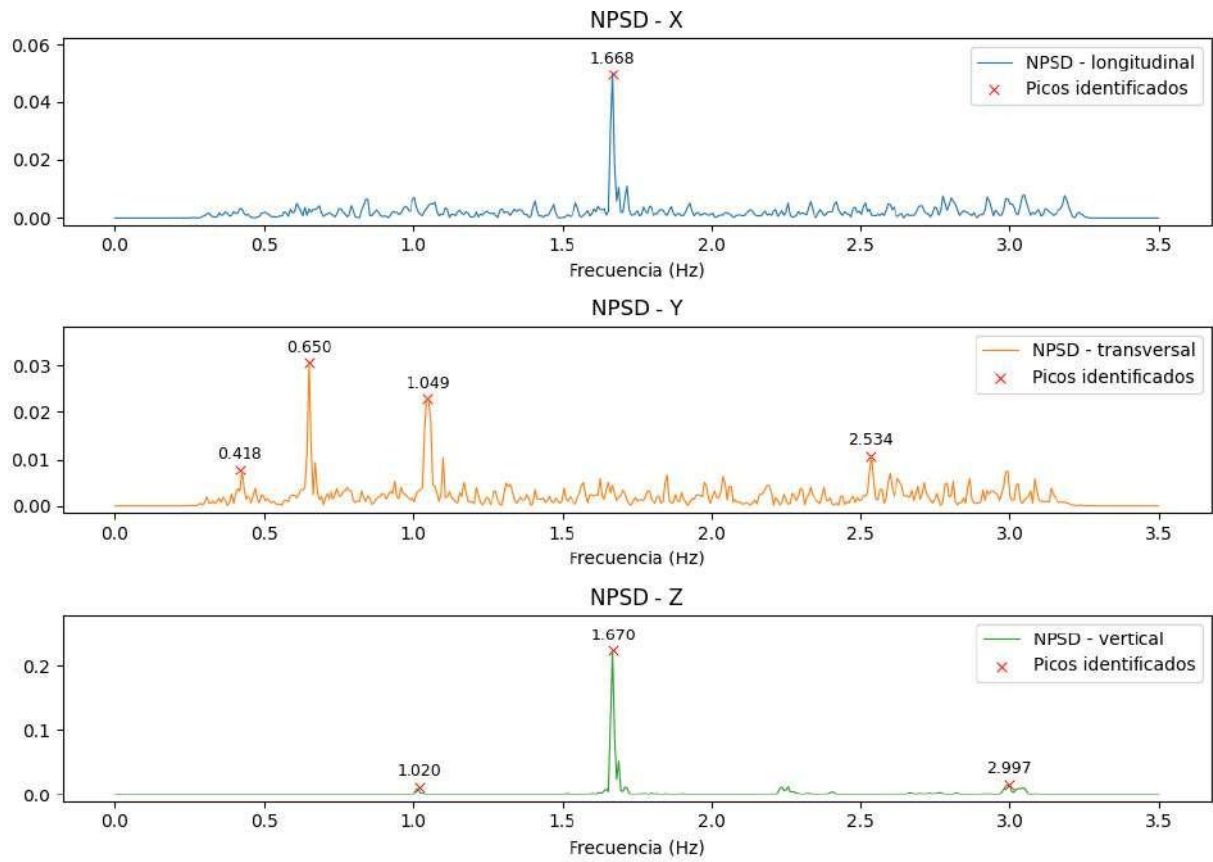
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 2)



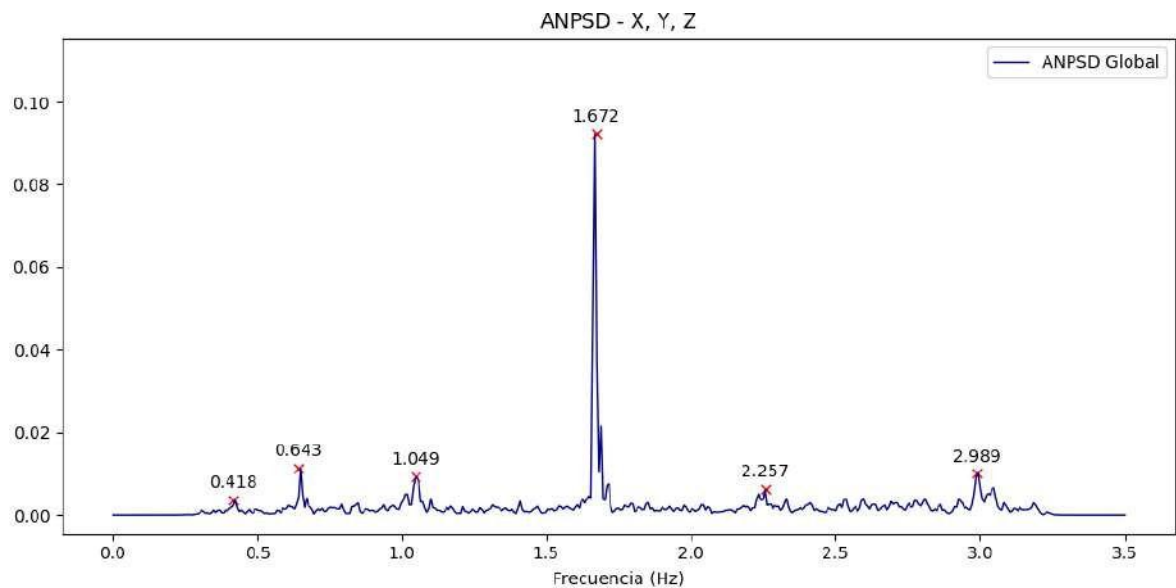
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 2)



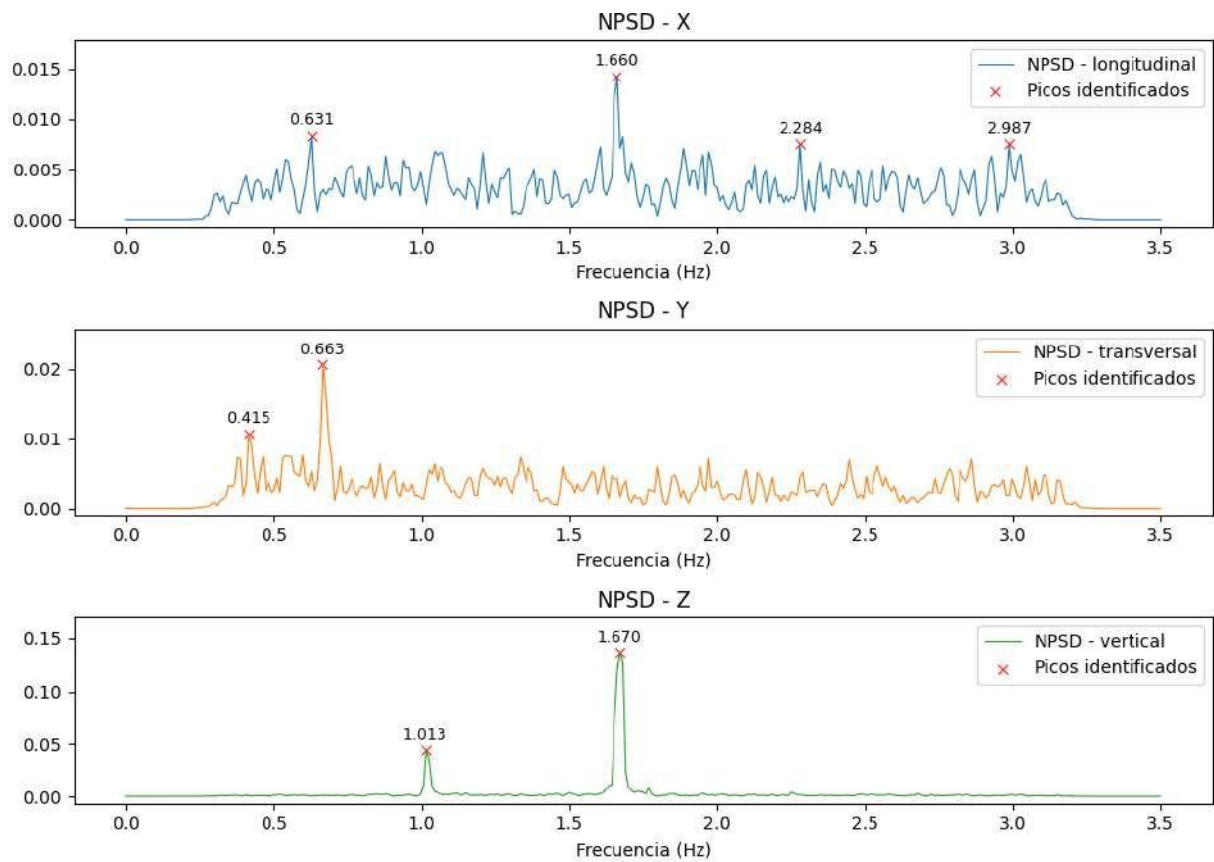
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 3)



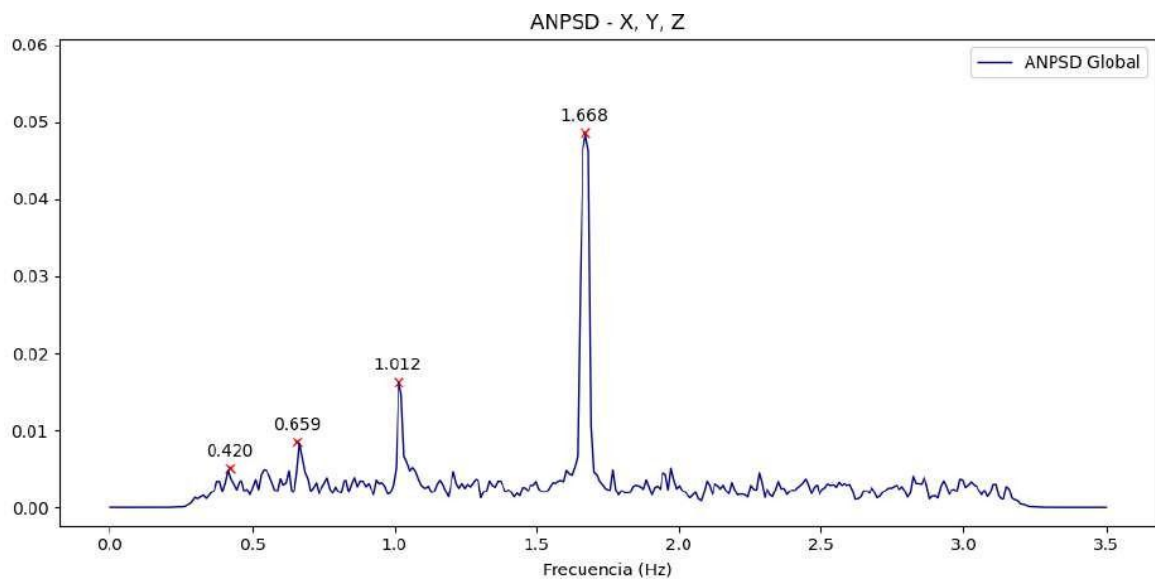
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 3)



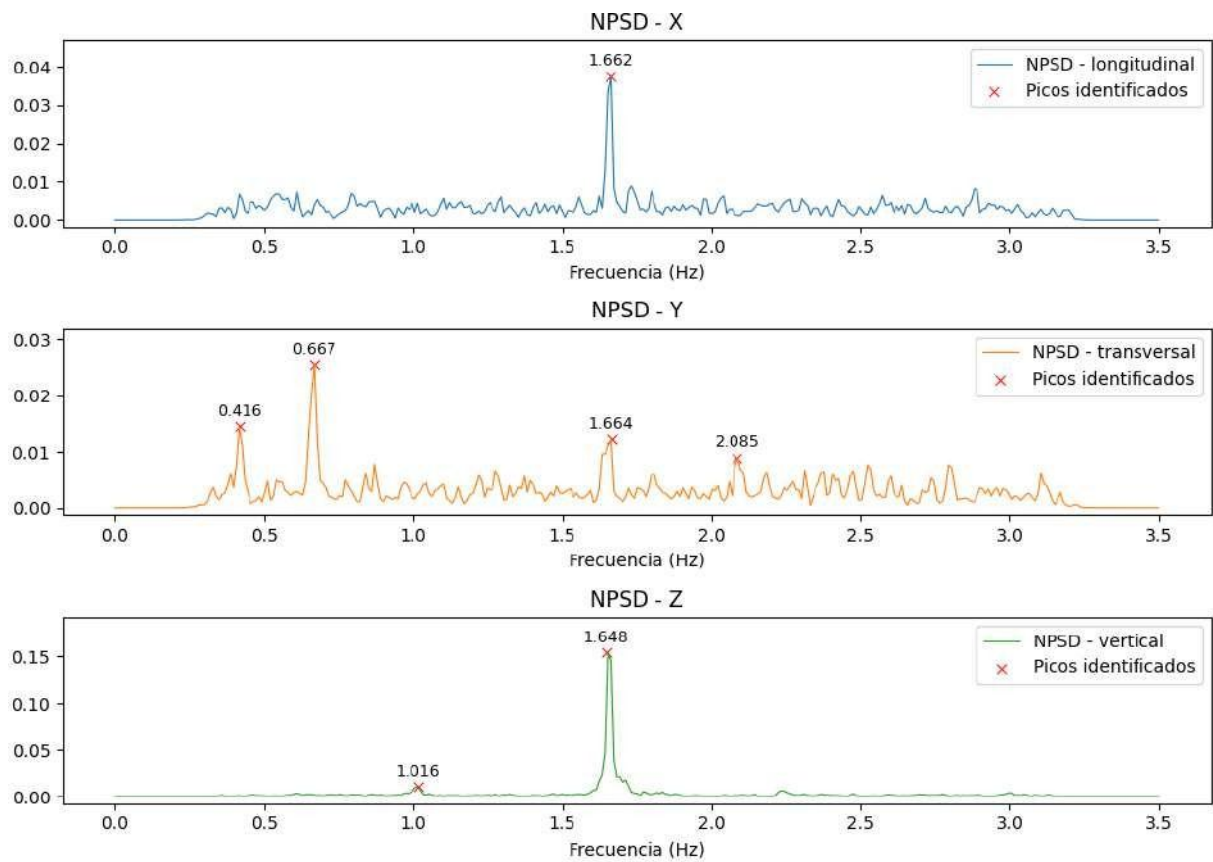
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 4)



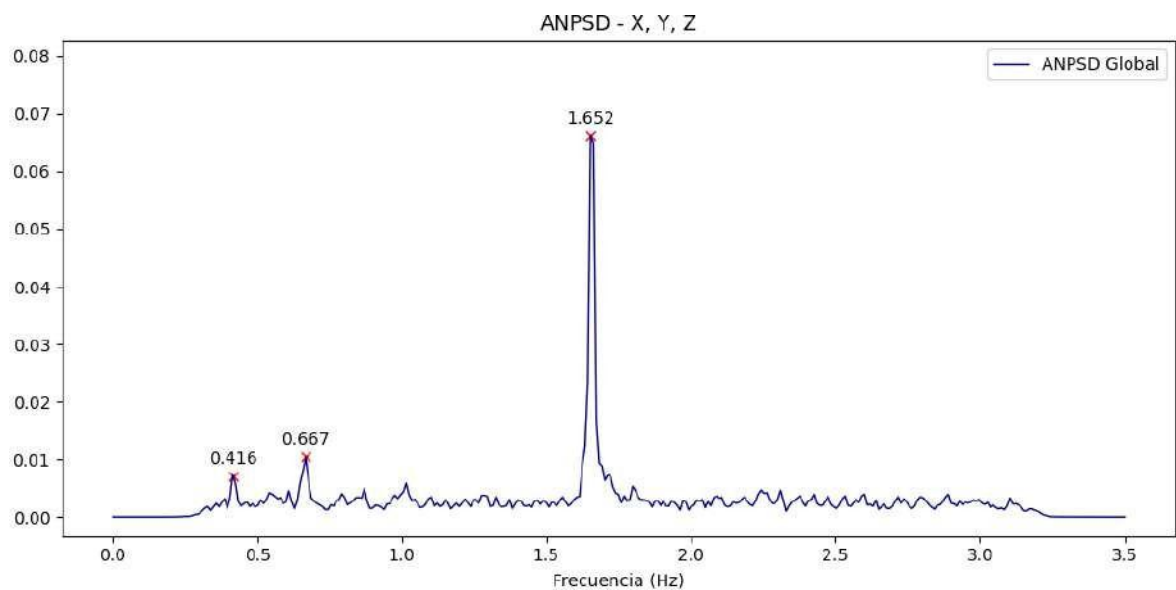
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 4)



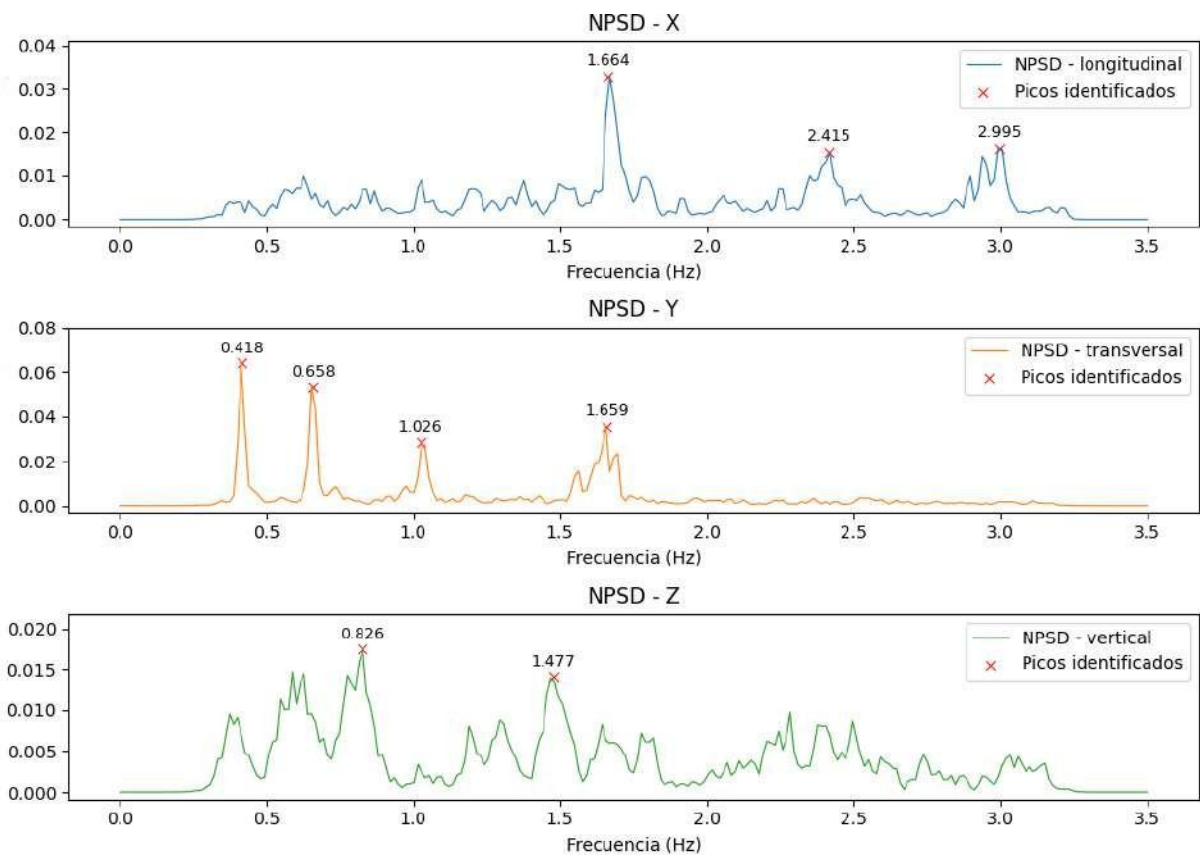
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 5)



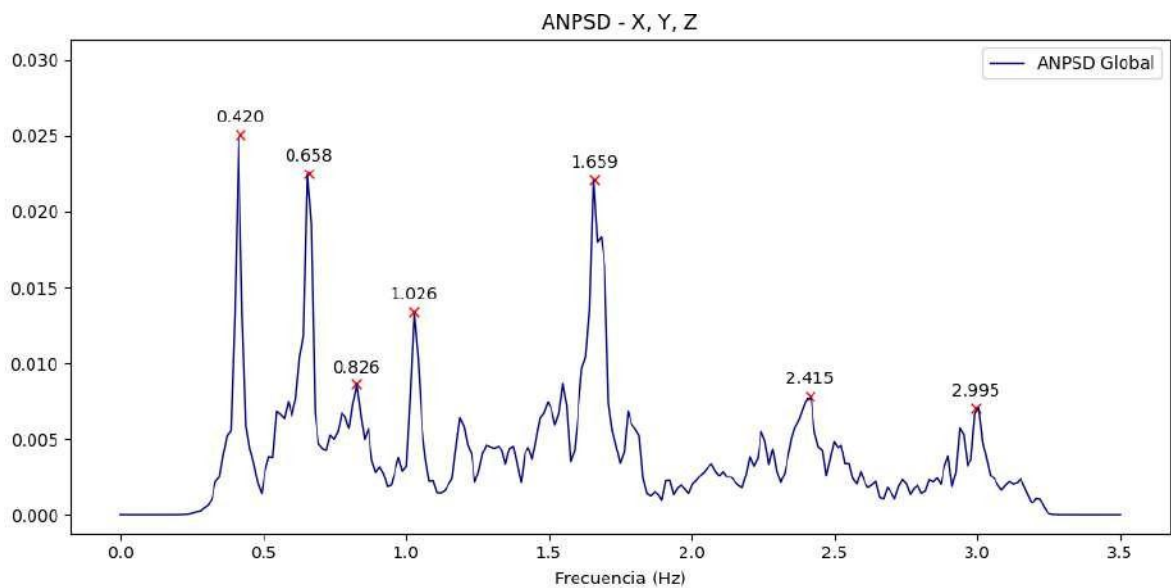
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 5)



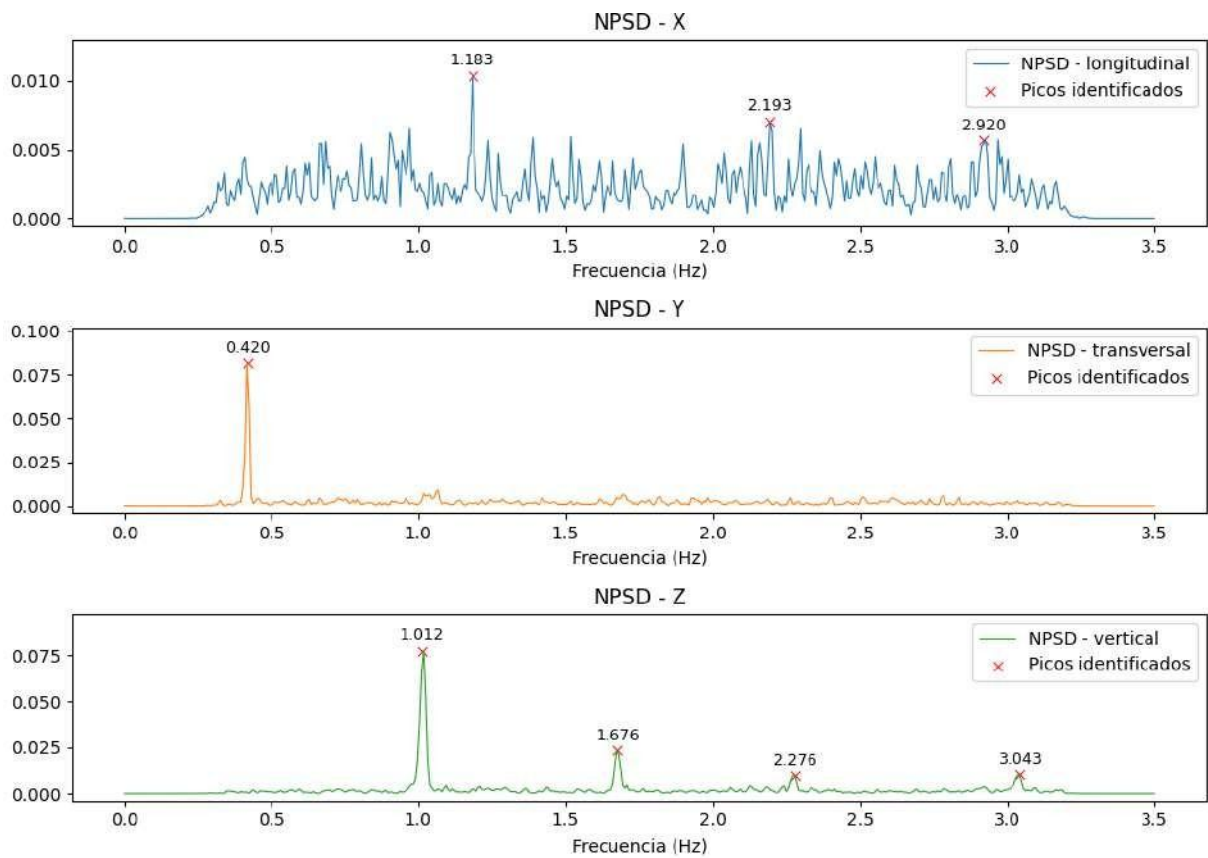
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 6)



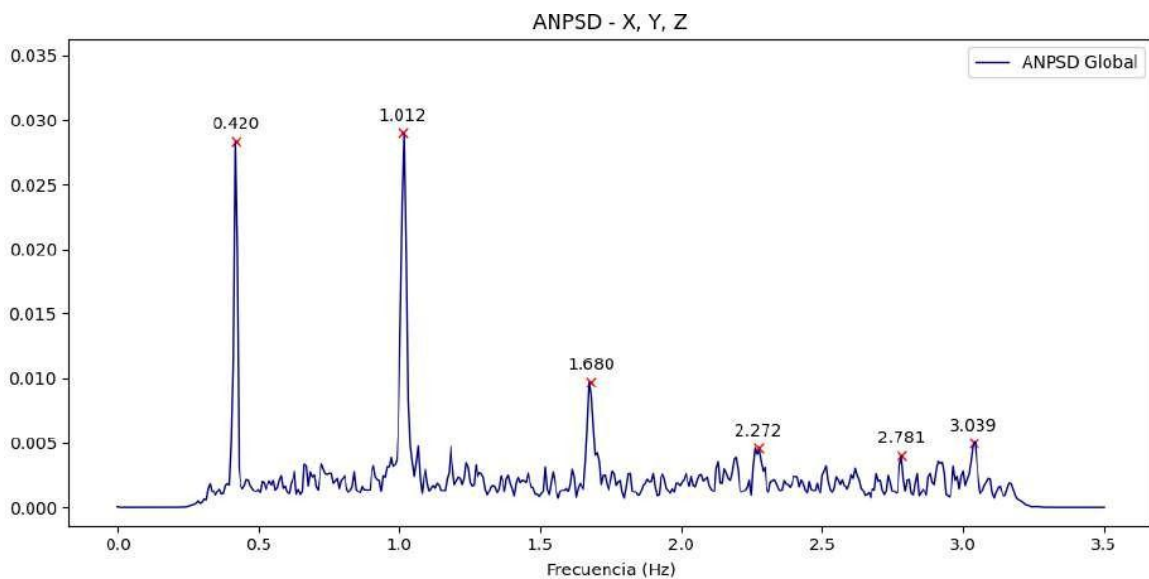
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 6)



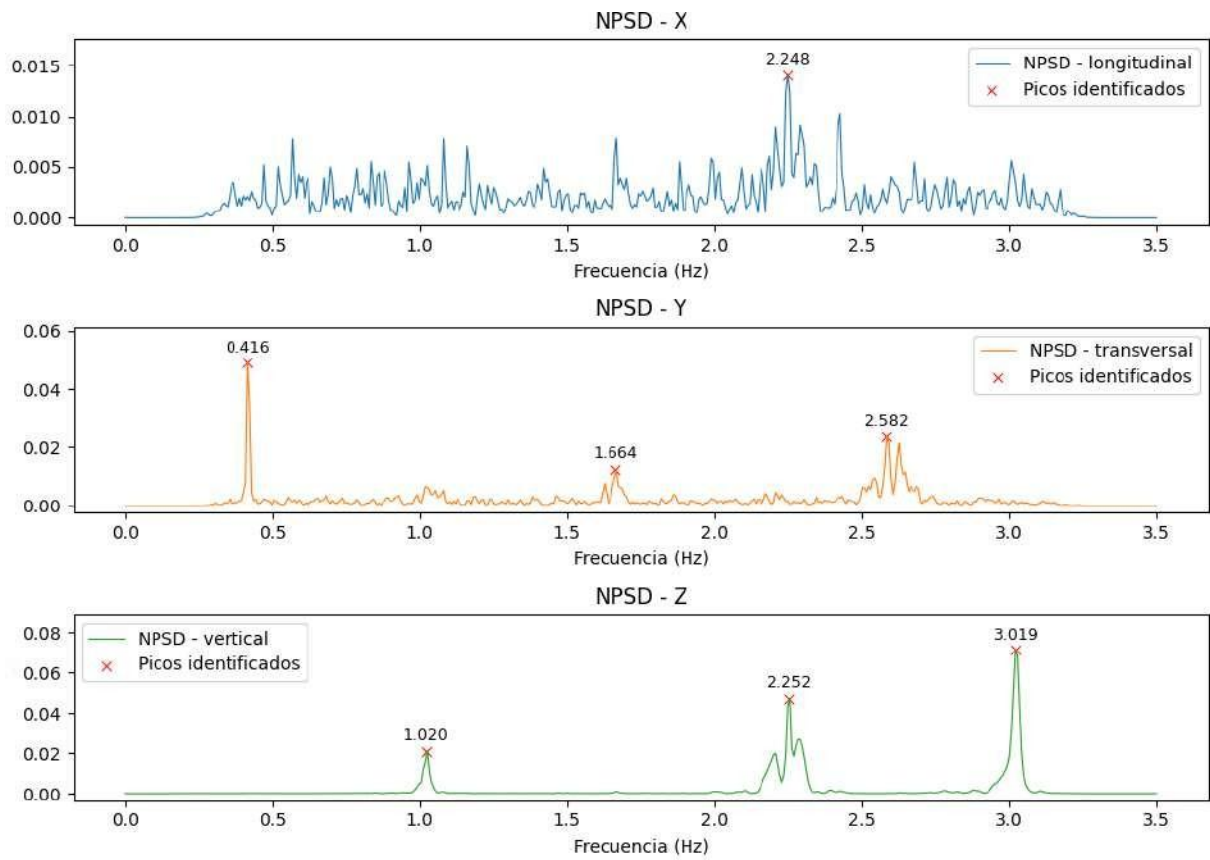
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 7)



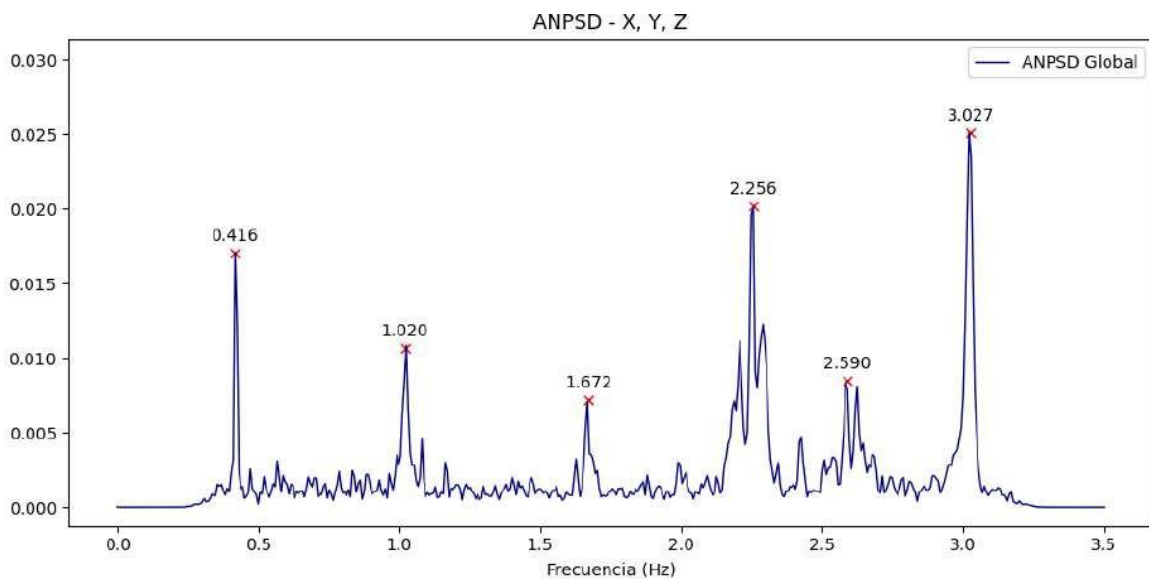
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 7)



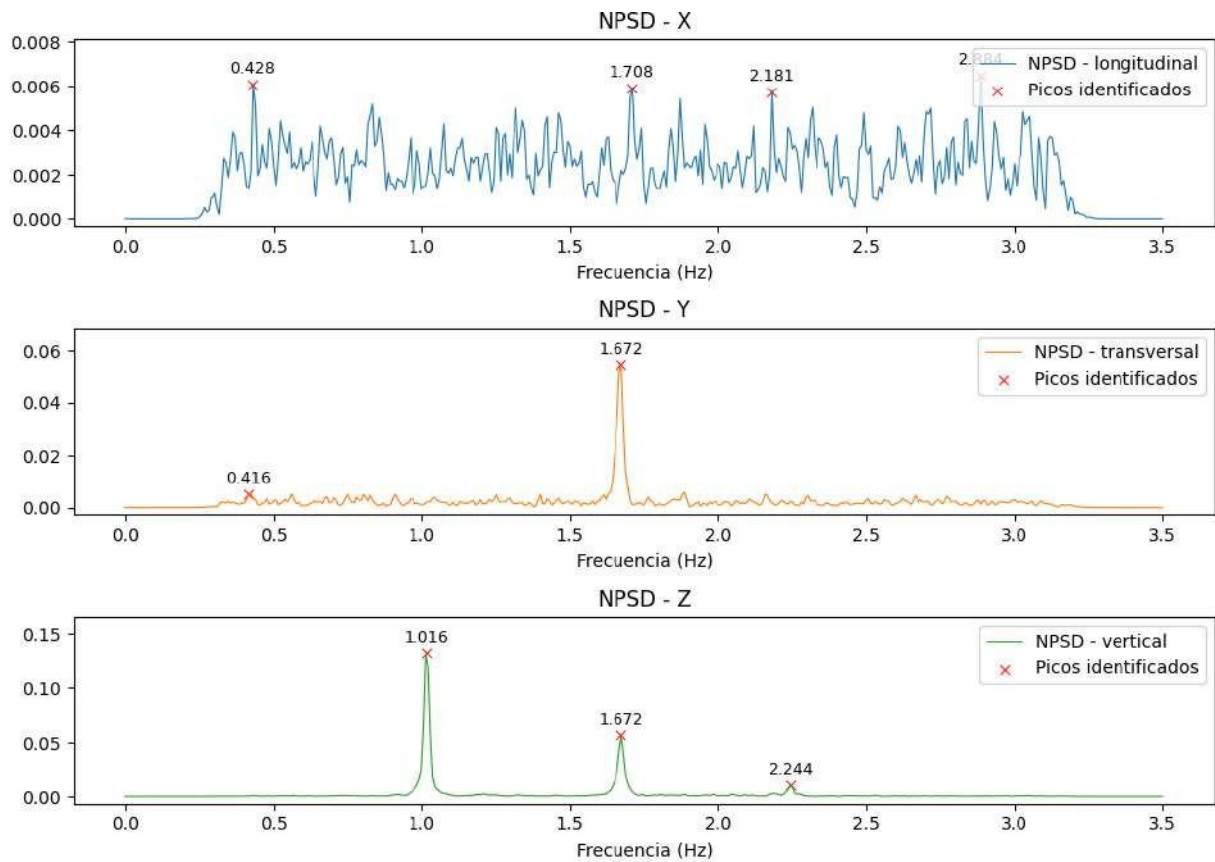
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 8)



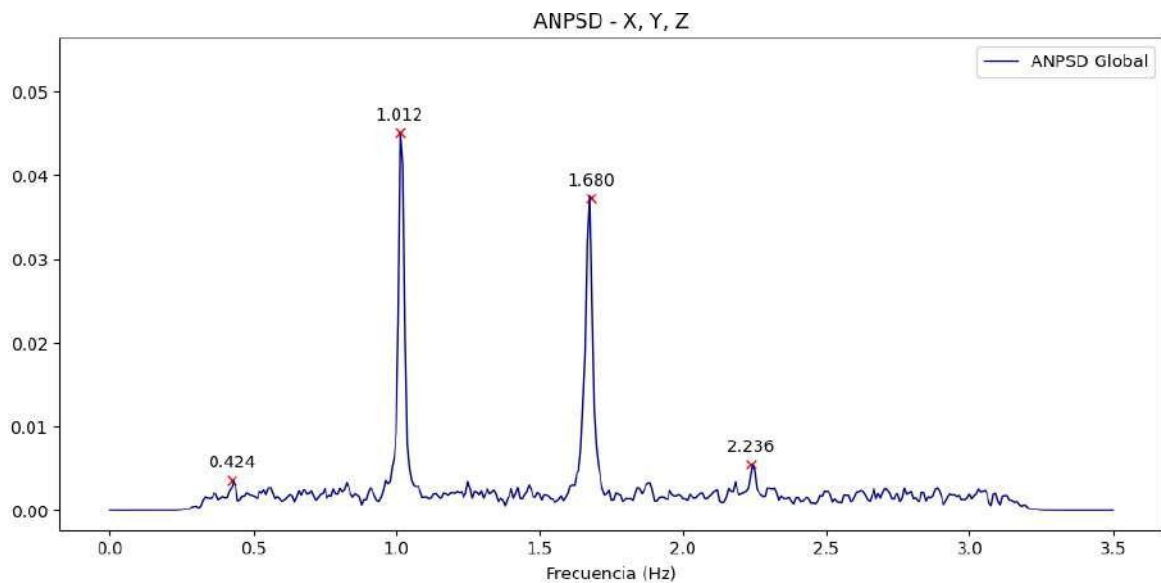
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 8)



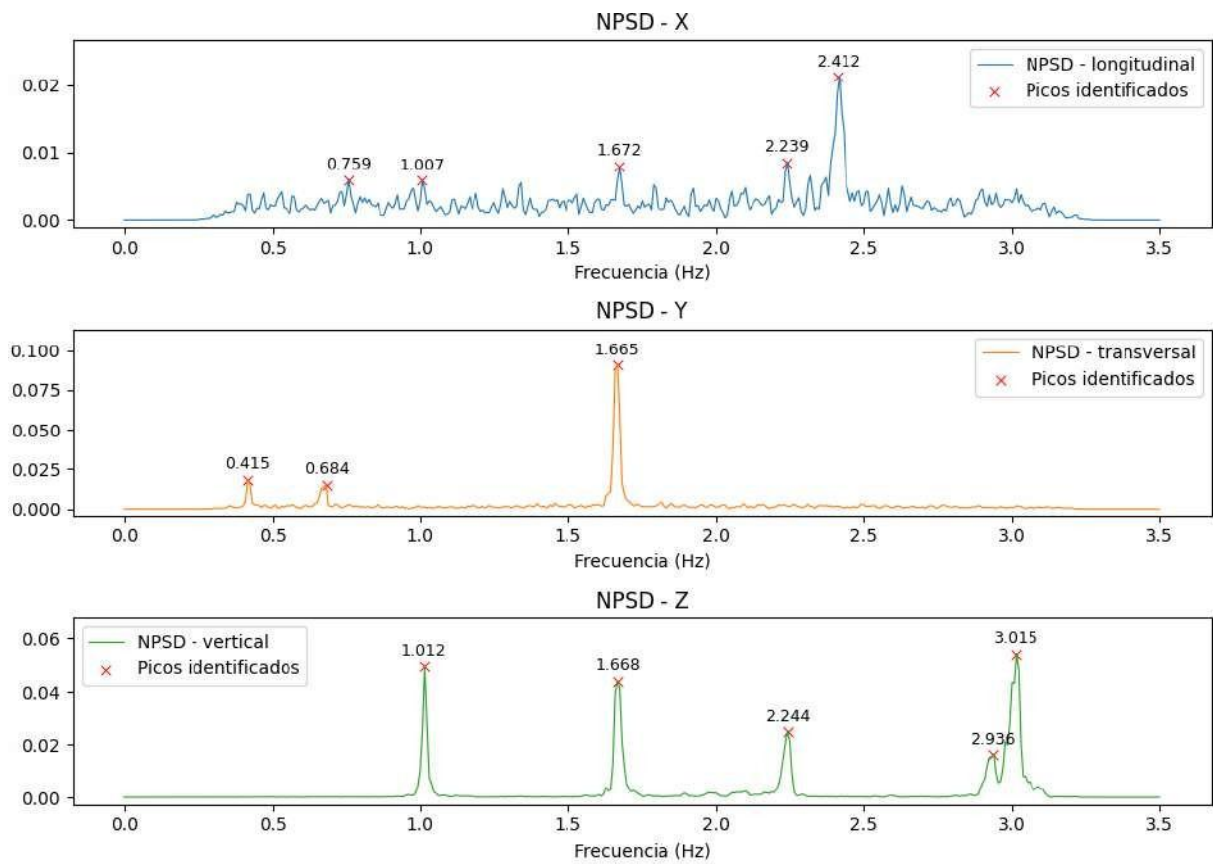
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 9)



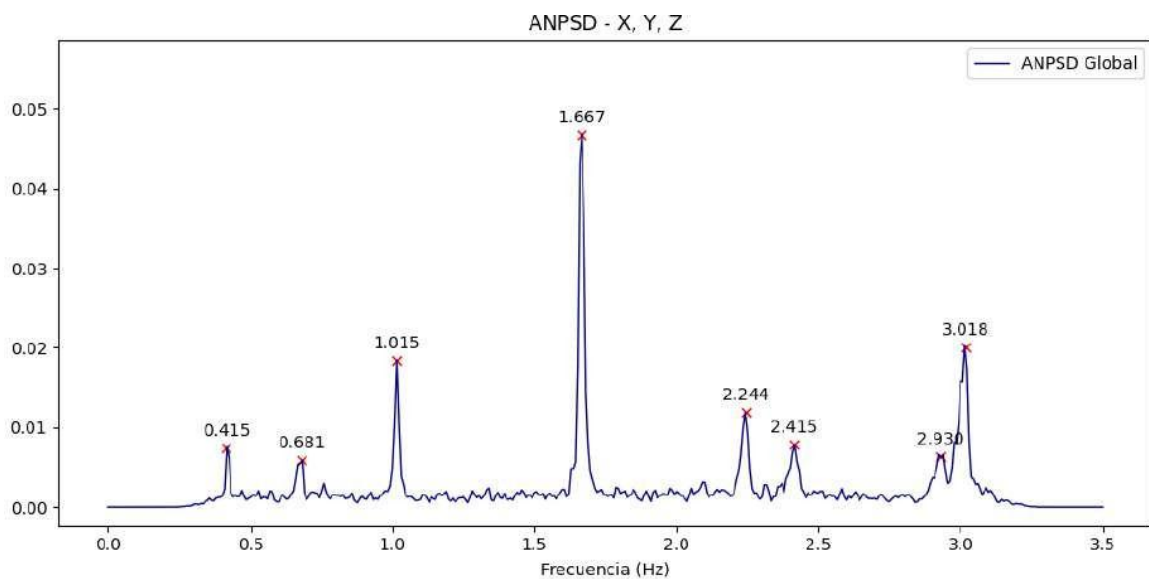
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 9)



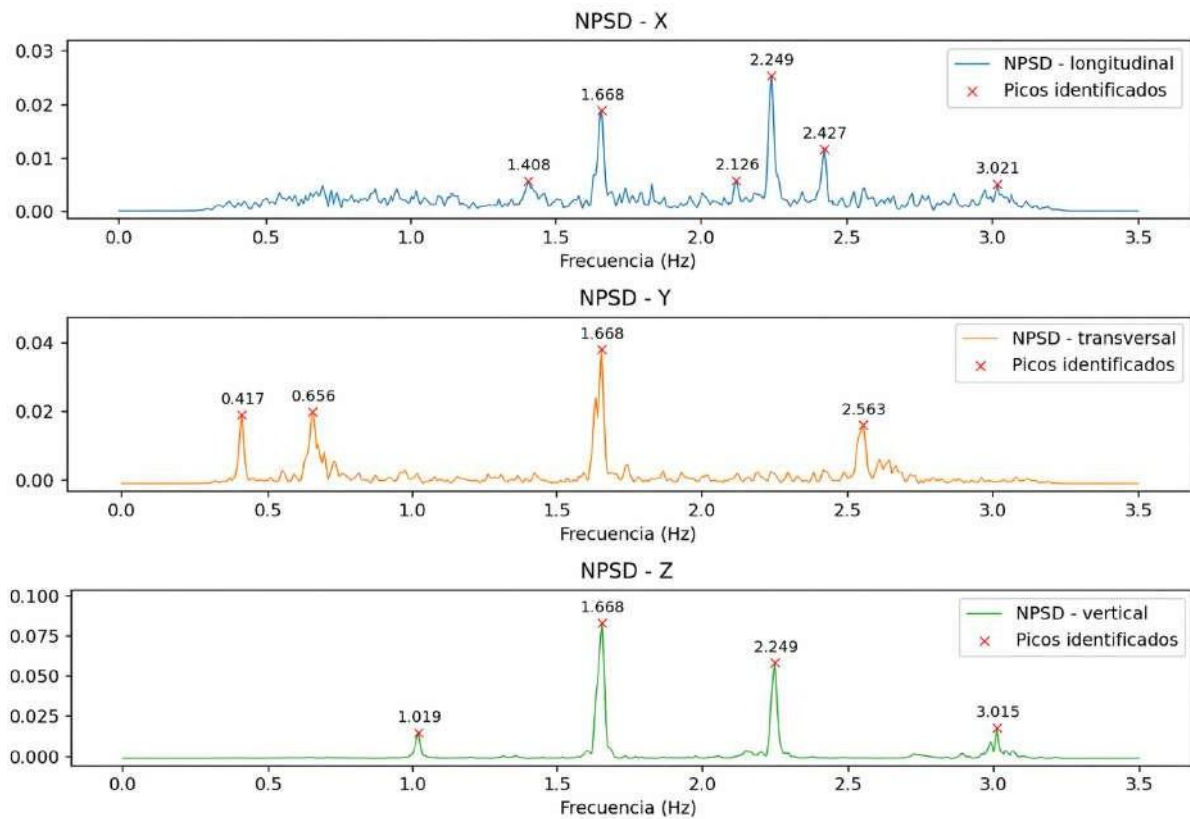
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 10)



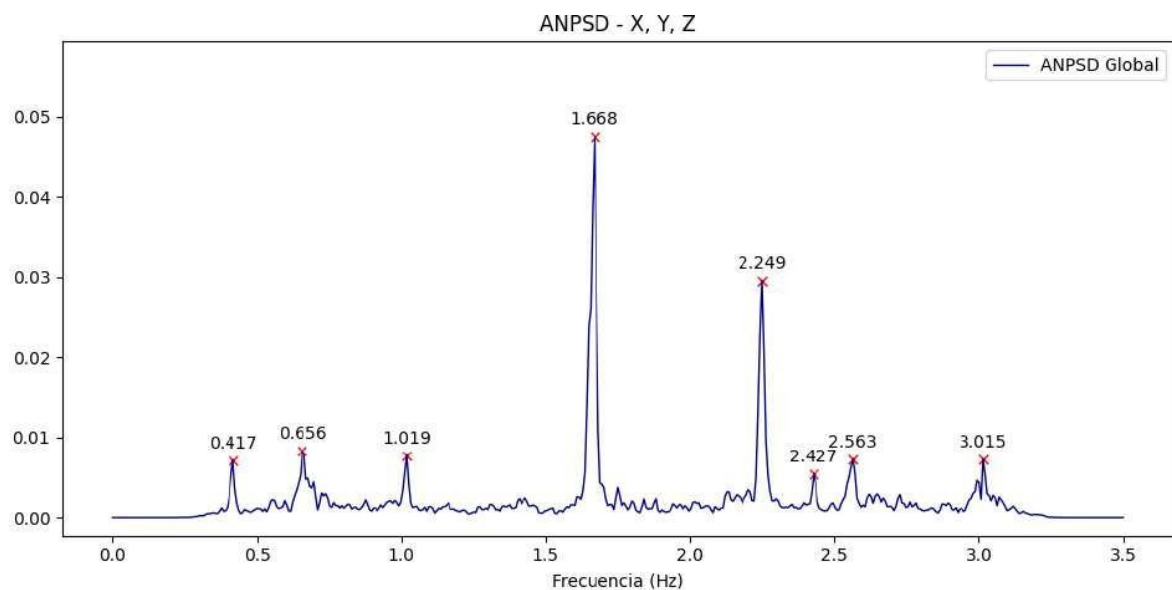
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 10)



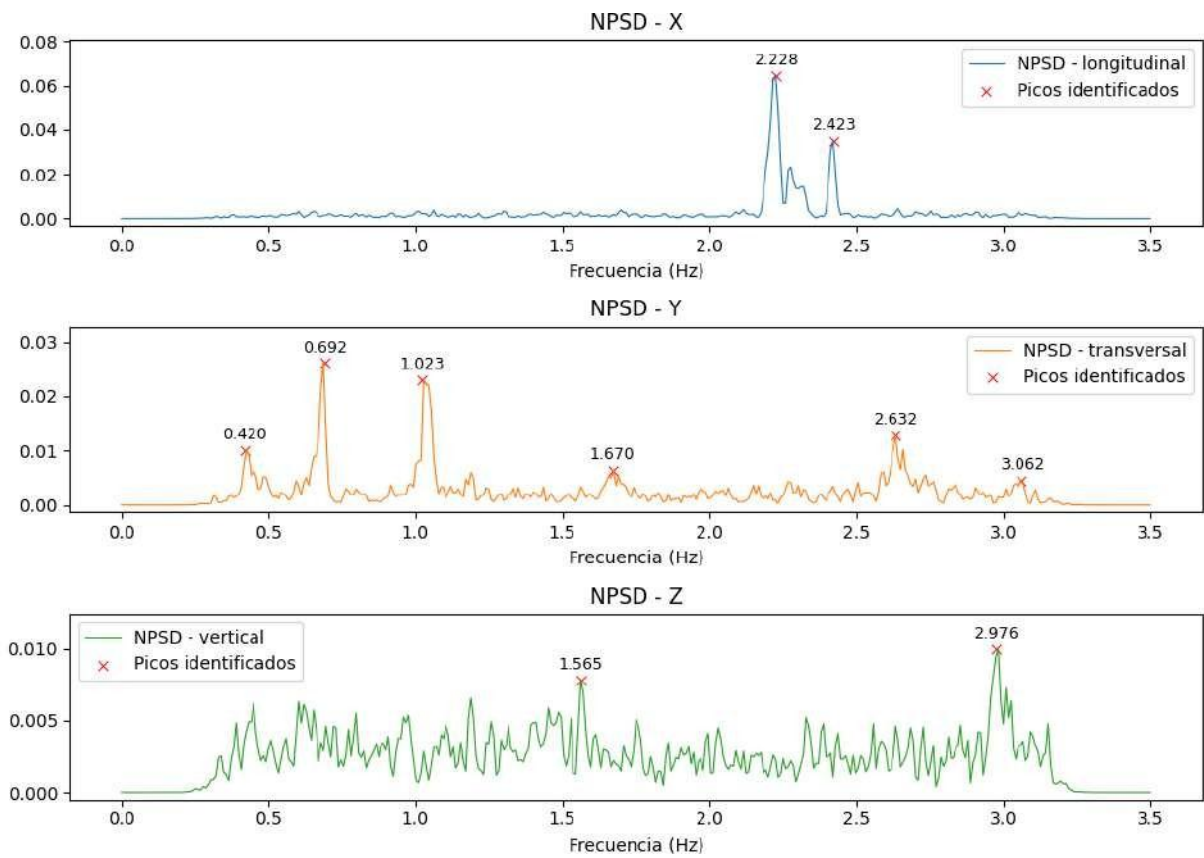
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 11)



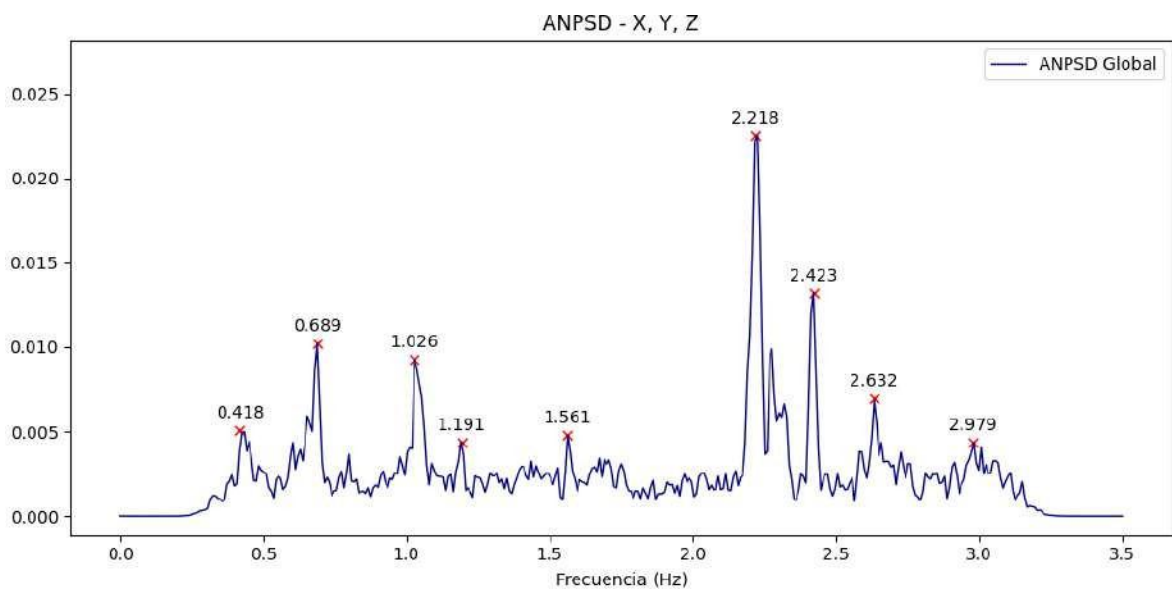
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 11)



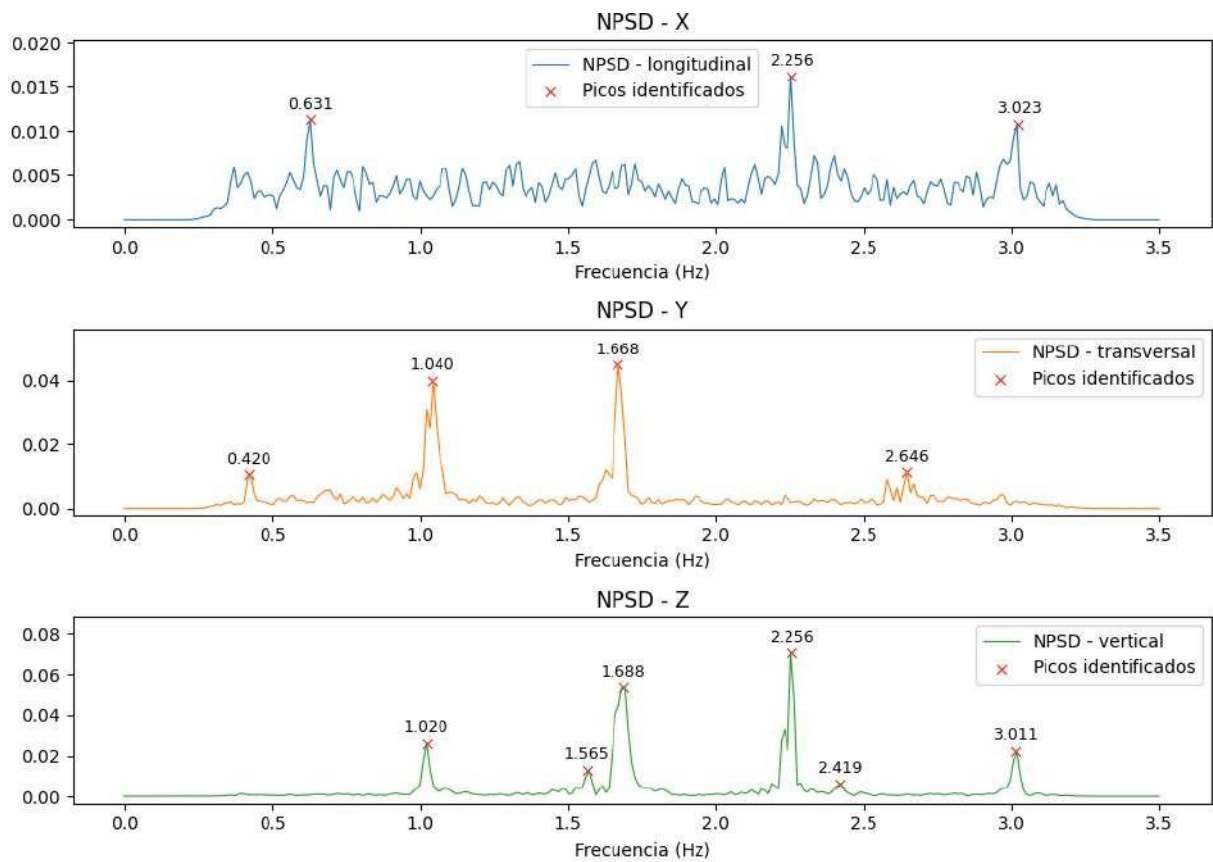
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 12)



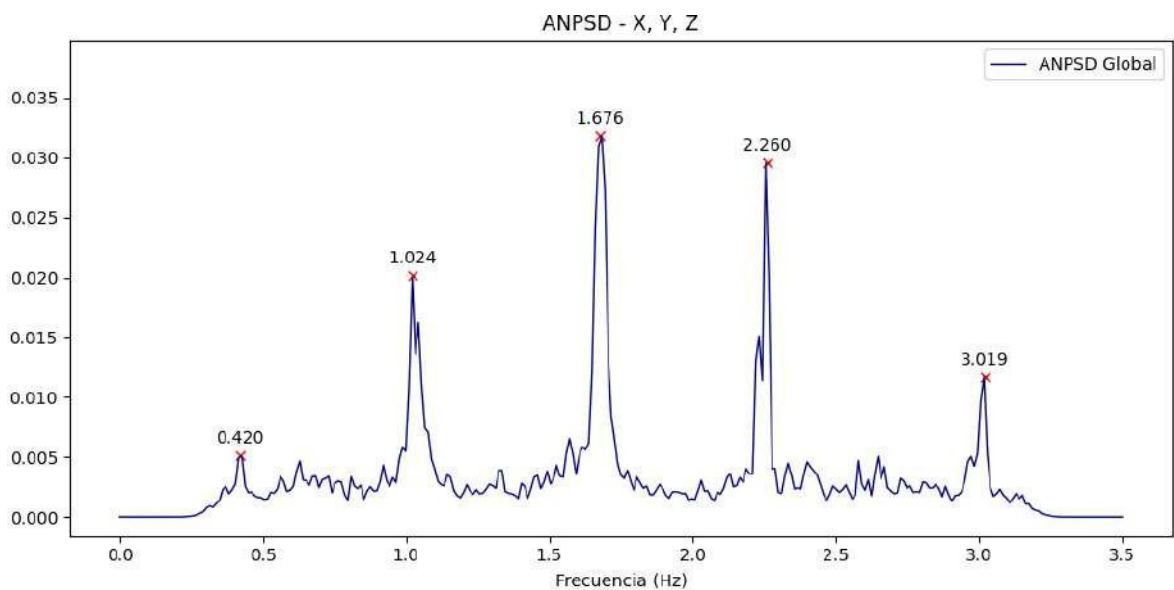
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 12)



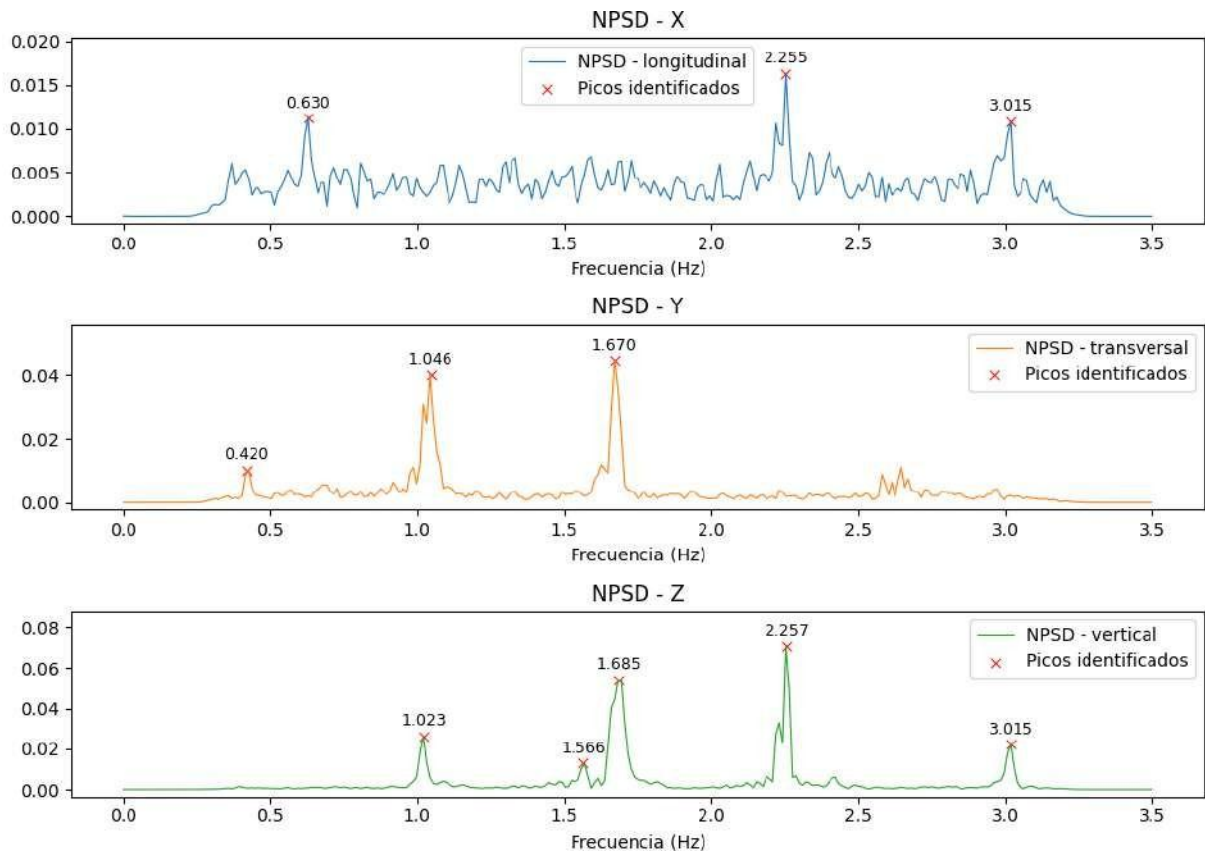
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 13)



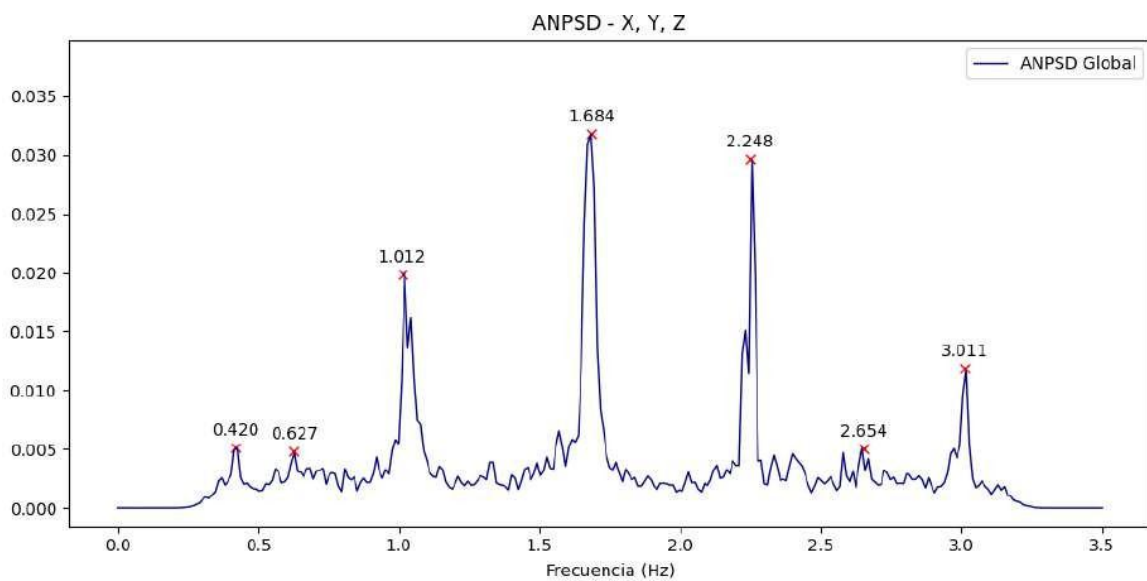
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 13)



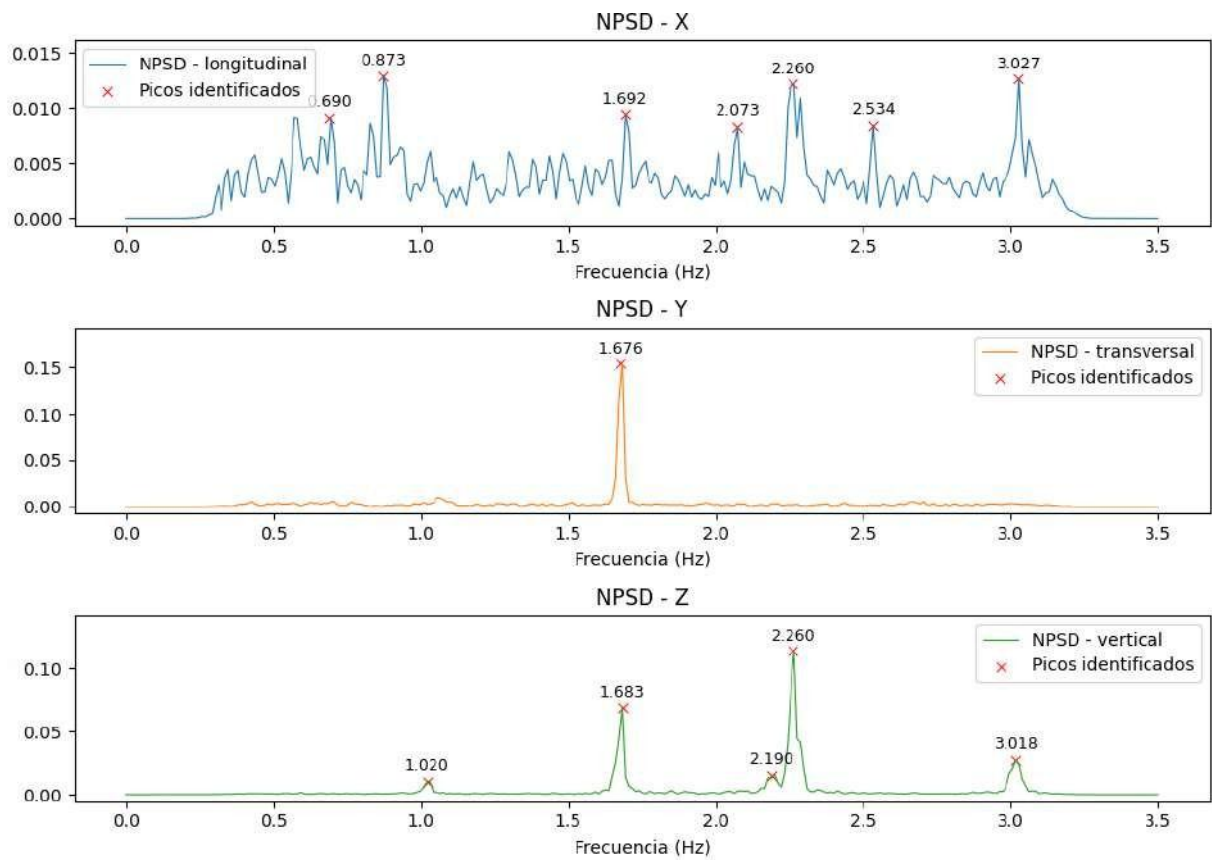
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 14)



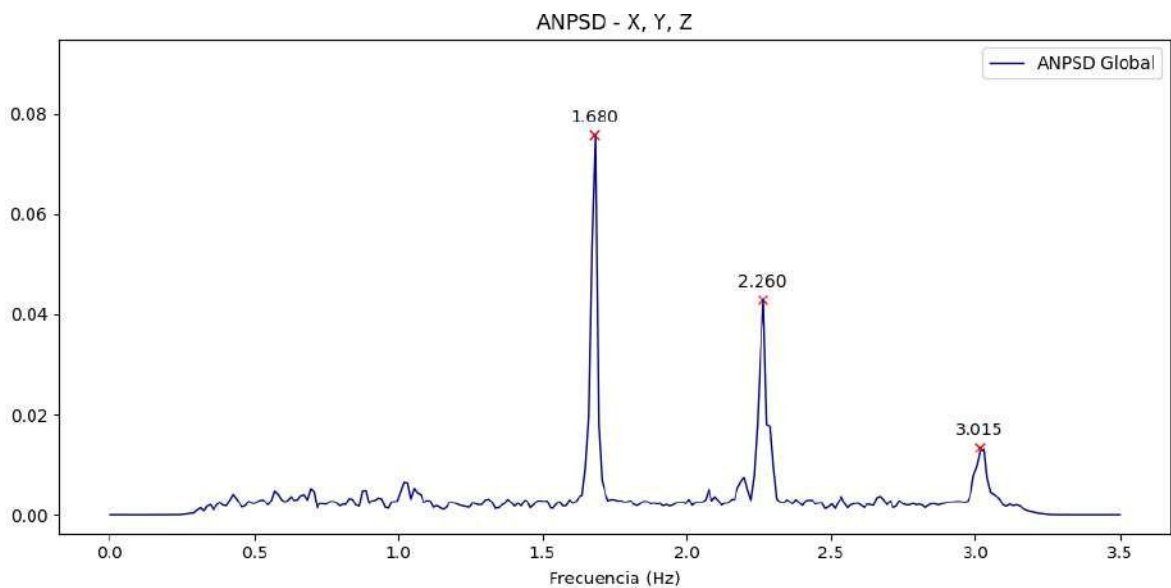
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 14)



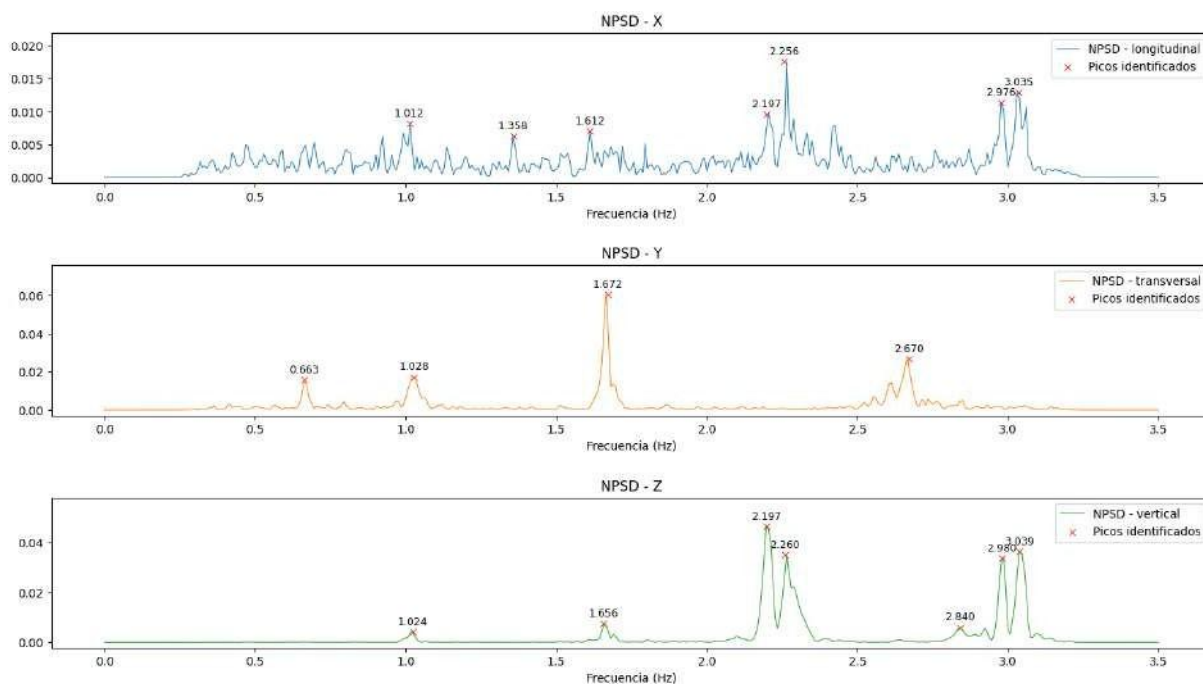
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 15)



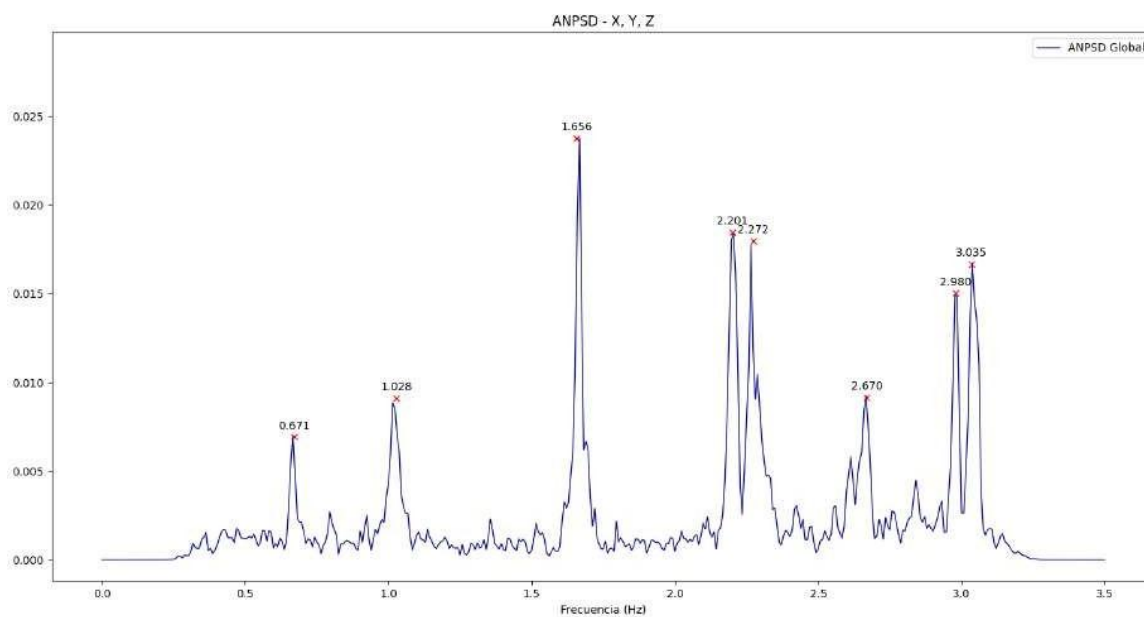
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 15)



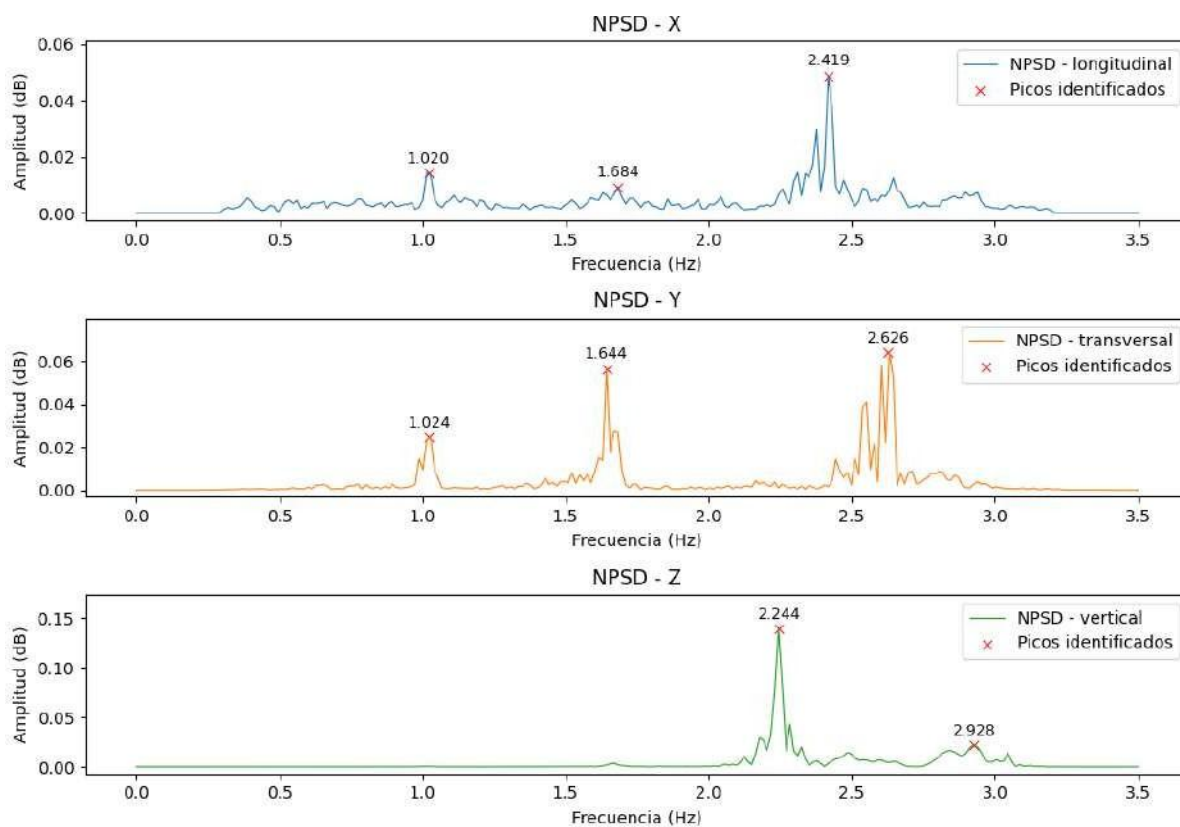
Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 16)



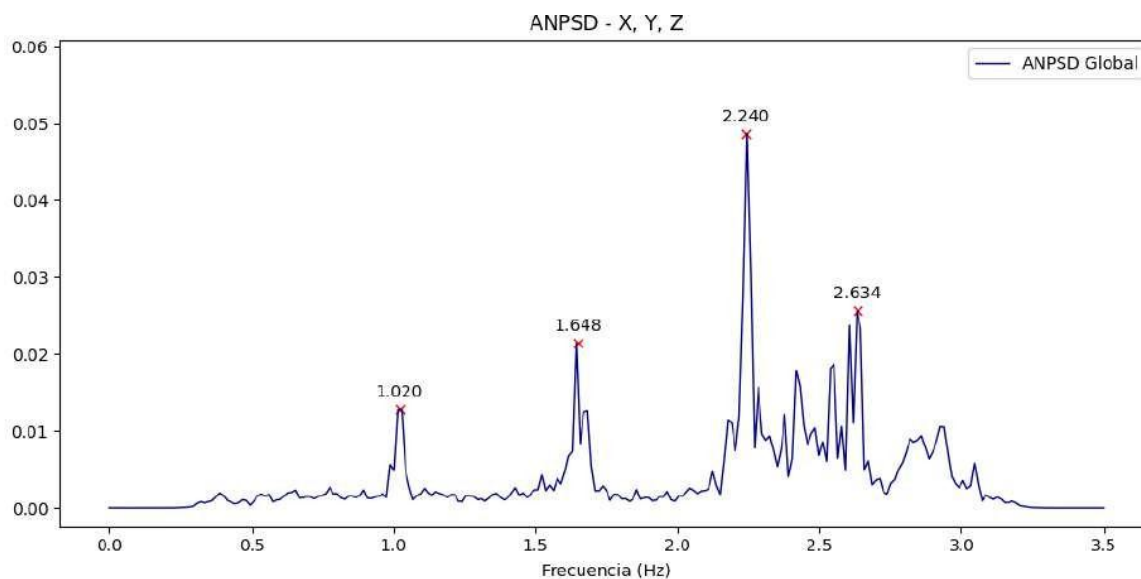
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 16)



Espectro de Potencia Normalizado (NPSD) (Registros Punto 17)



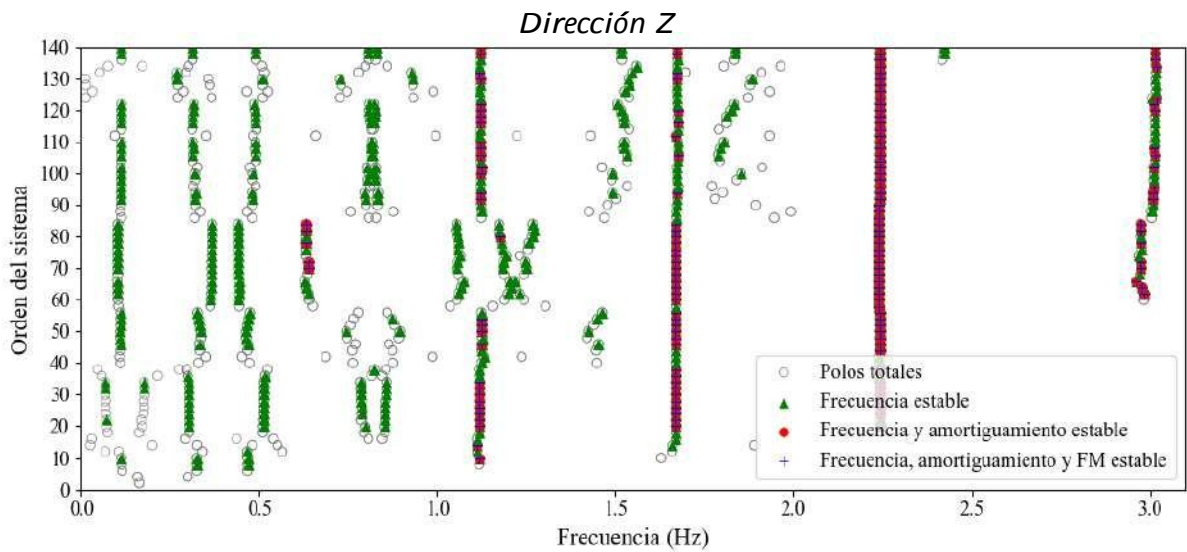
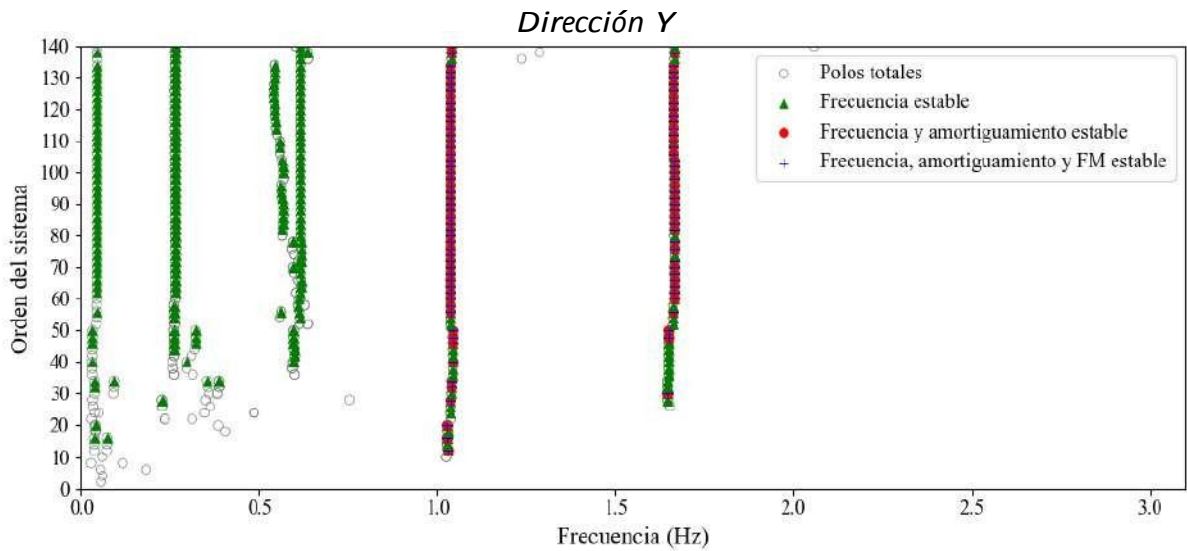
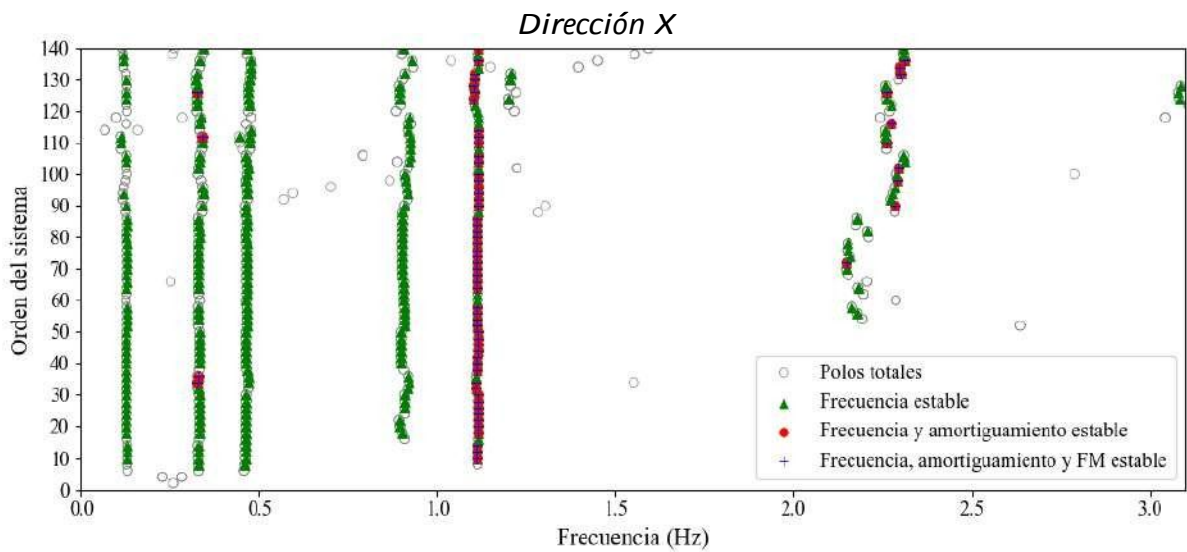
Espectro de Potencia Media Normalizado (ANPSD) (Registros Punto 17)



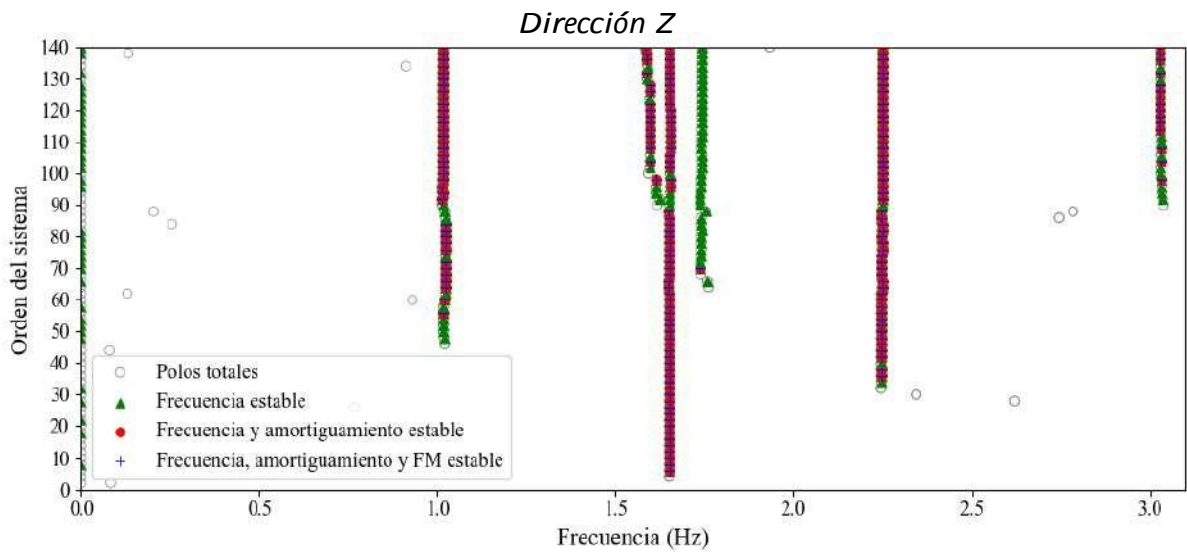
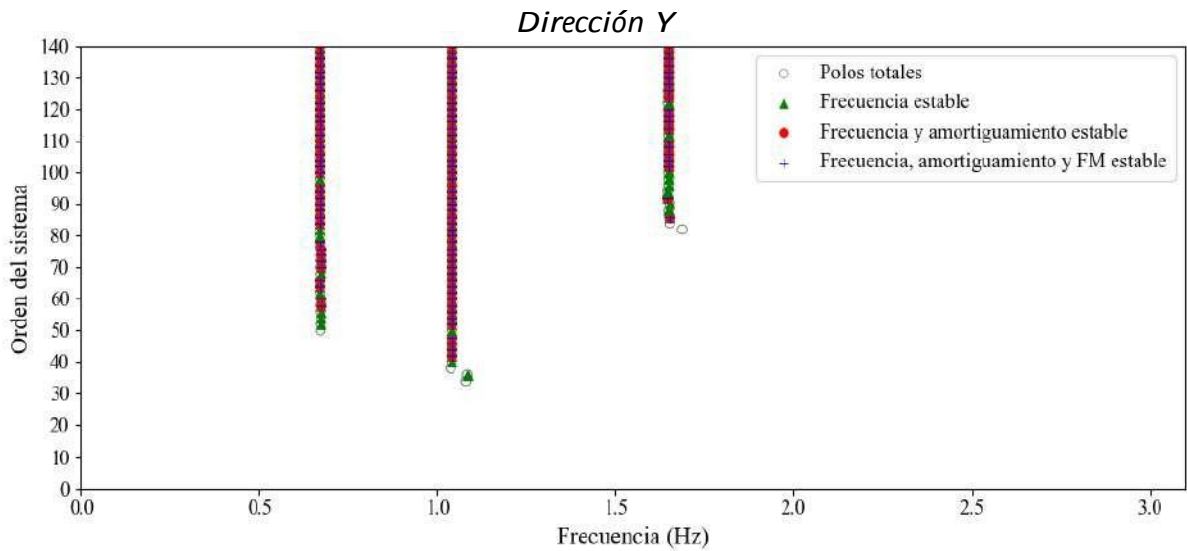
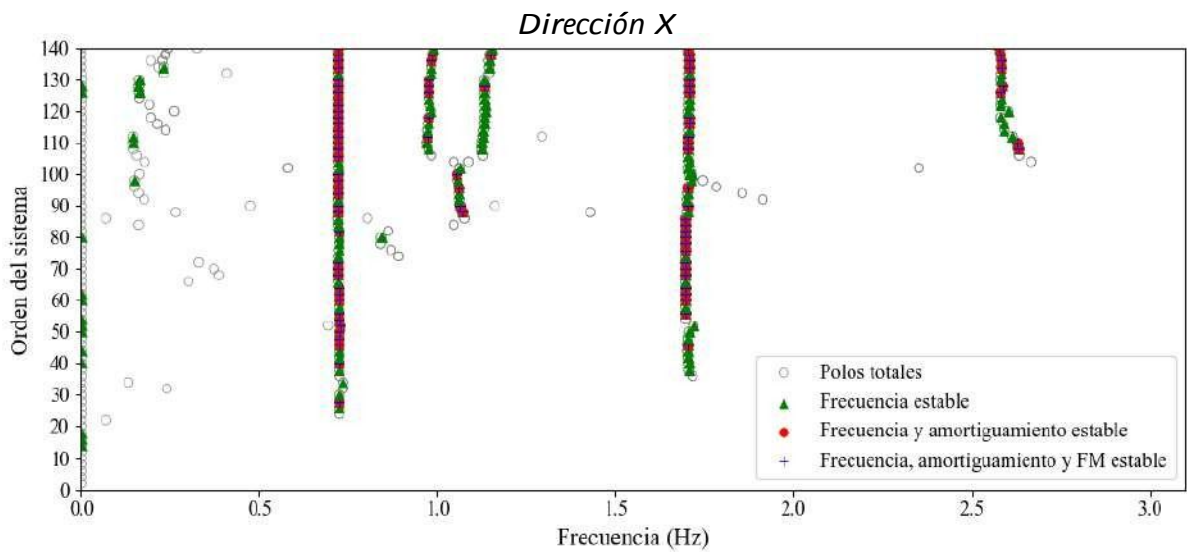
ANEXO B

DIAGRAMAS DE ESTABILIZACIÓN DE LOS PUNTOS REGISTRADOS

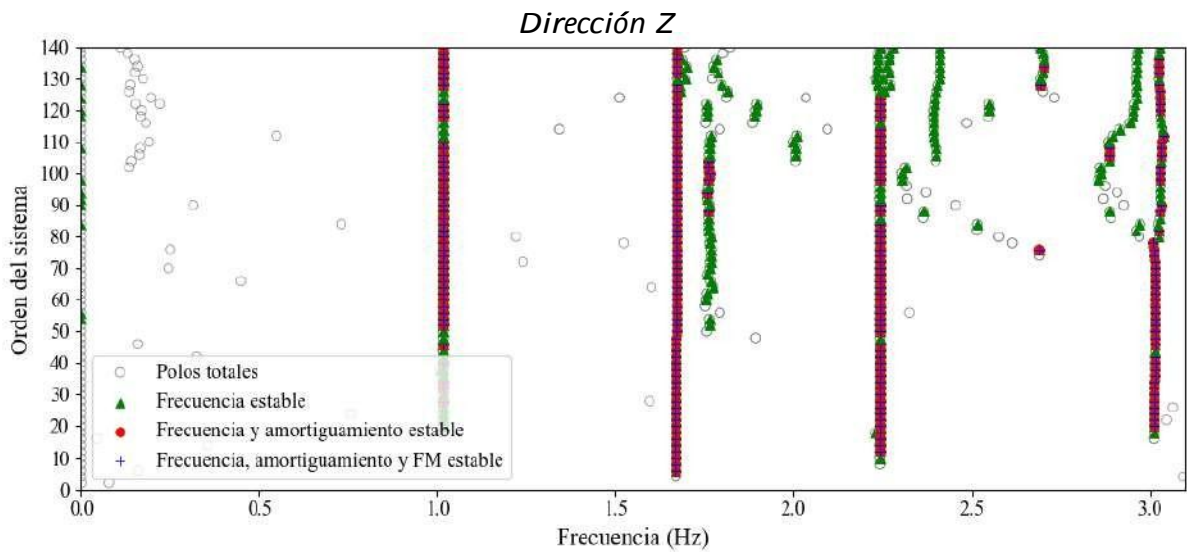
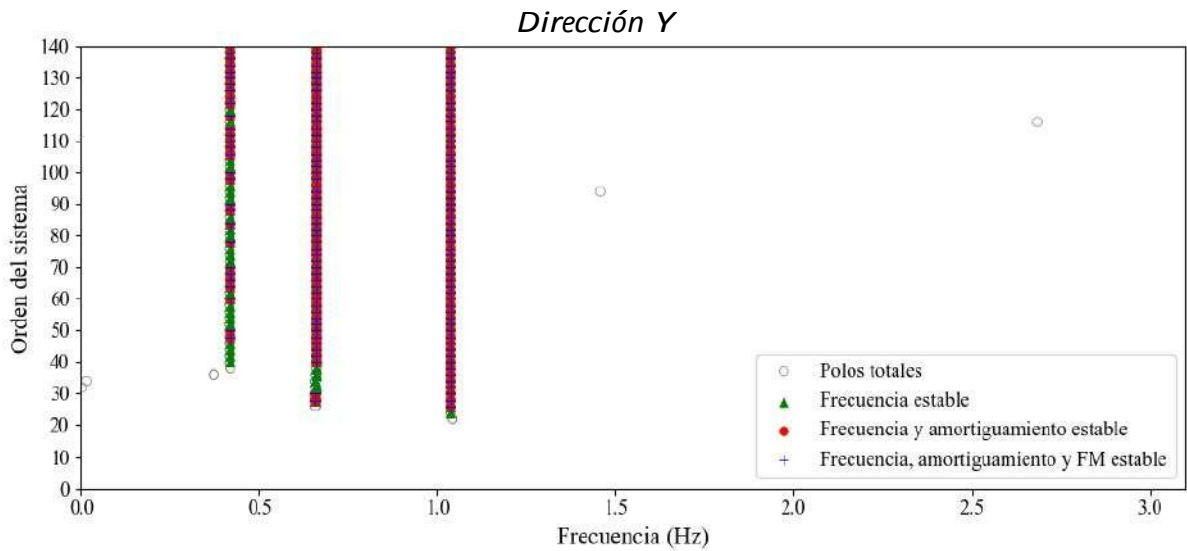
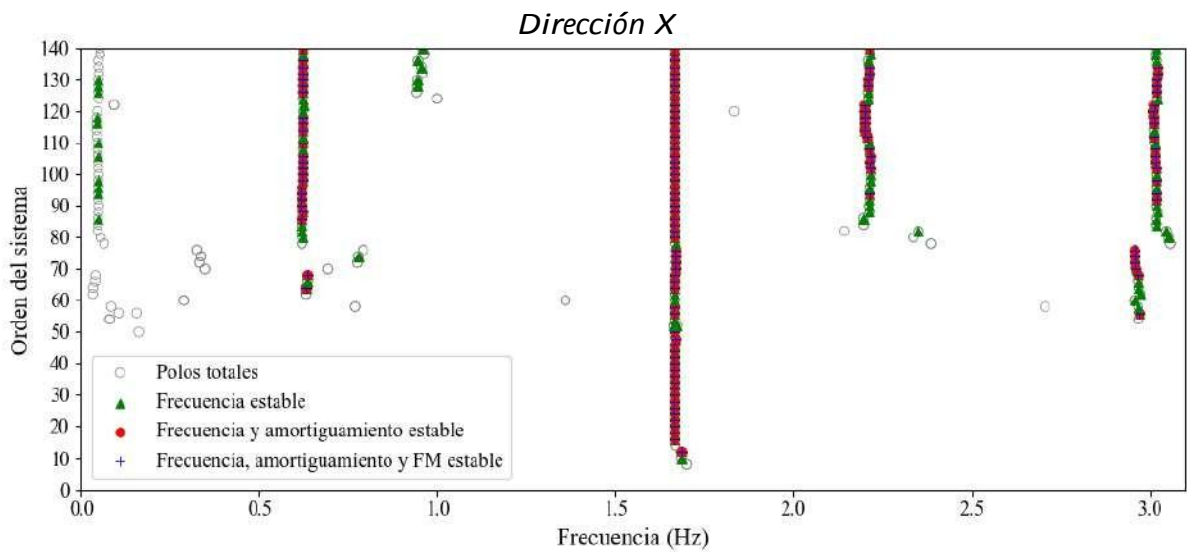
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 1)



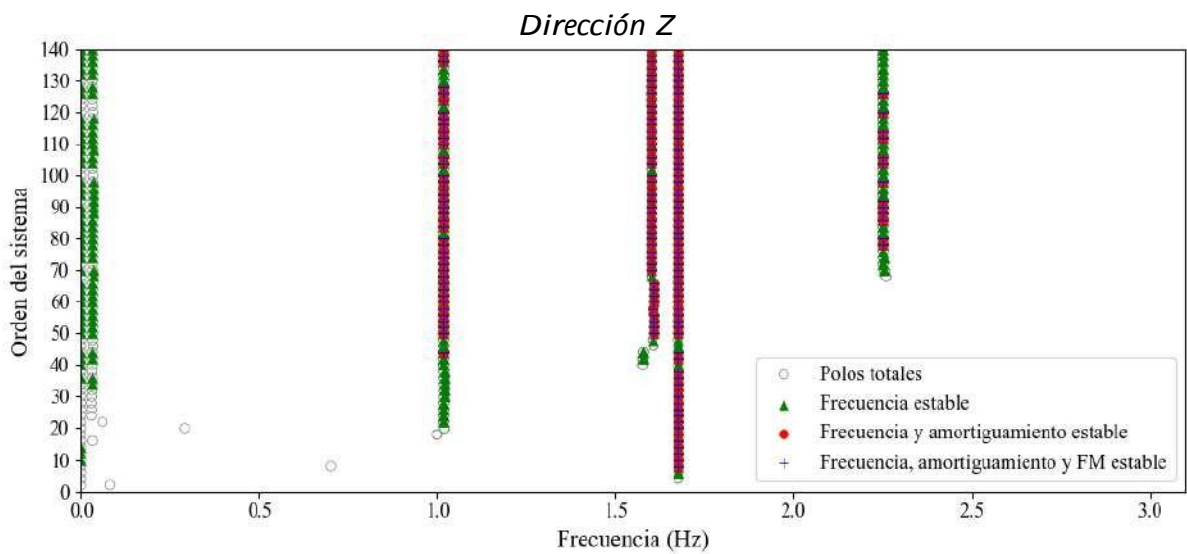
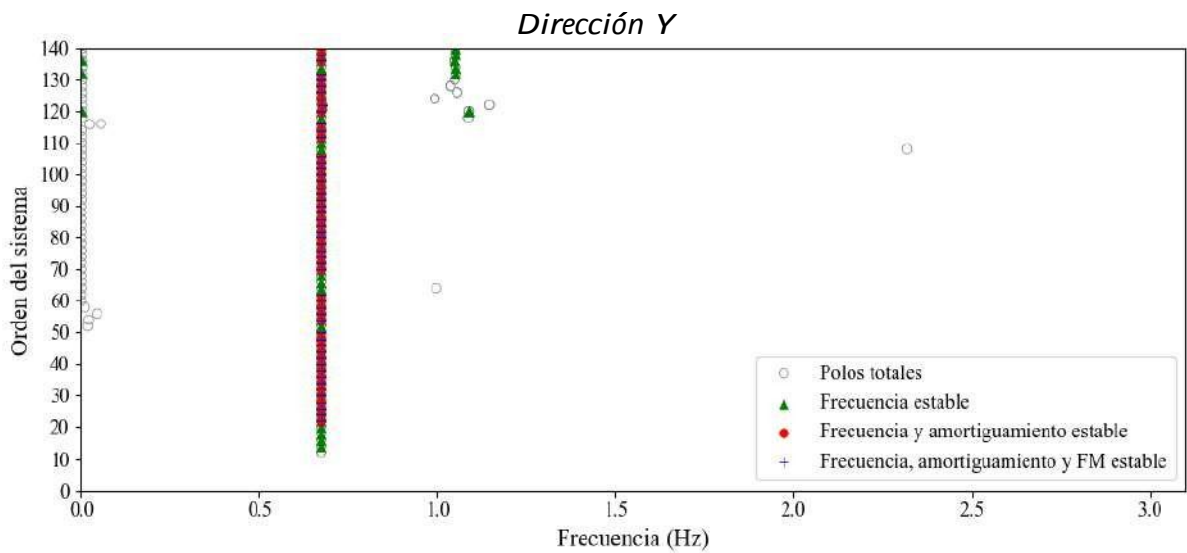
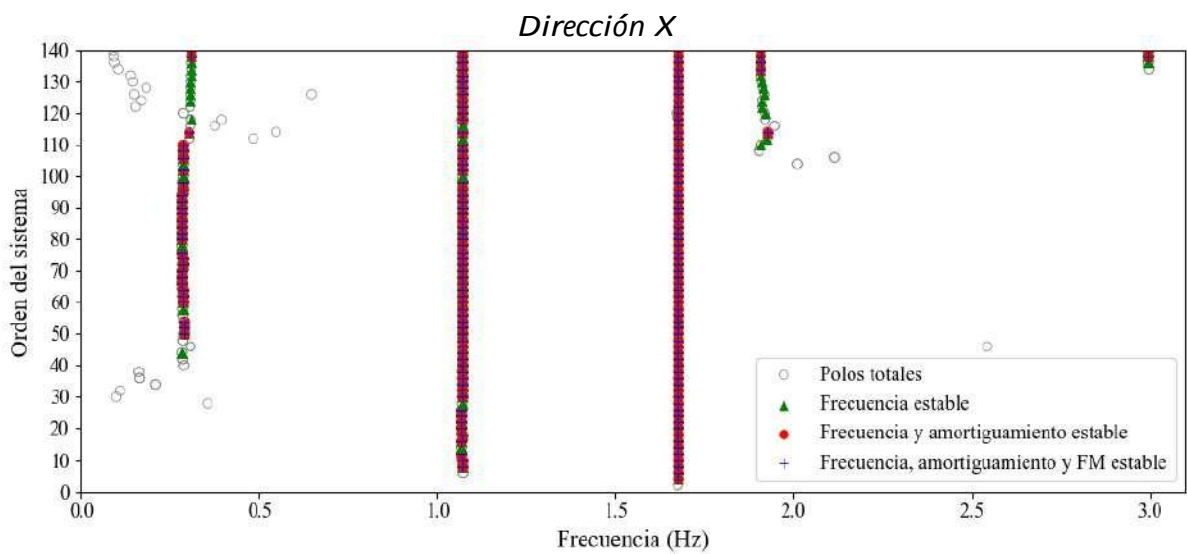
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 2)



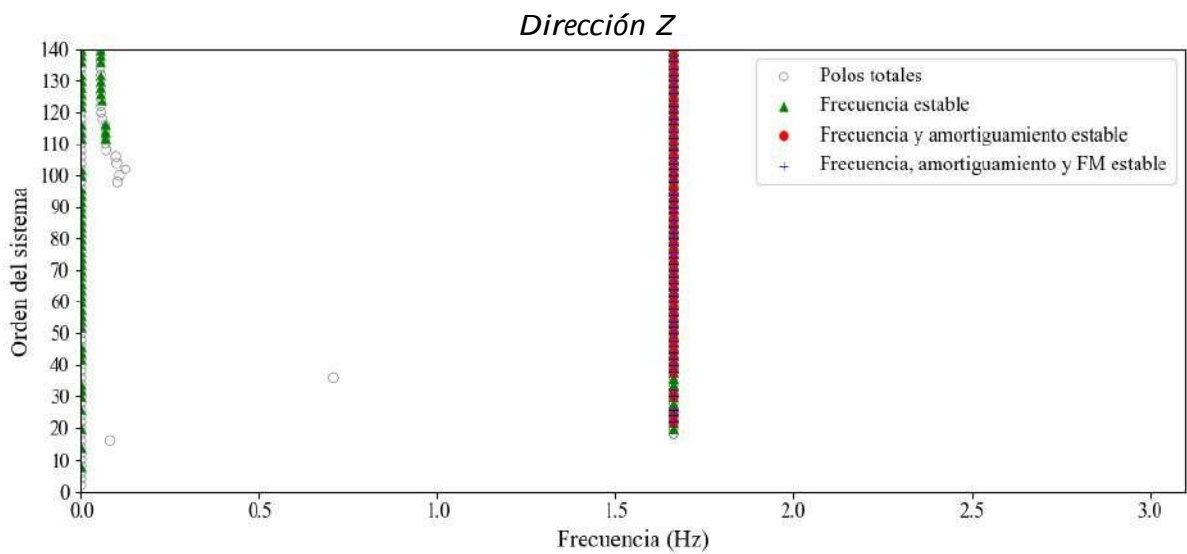
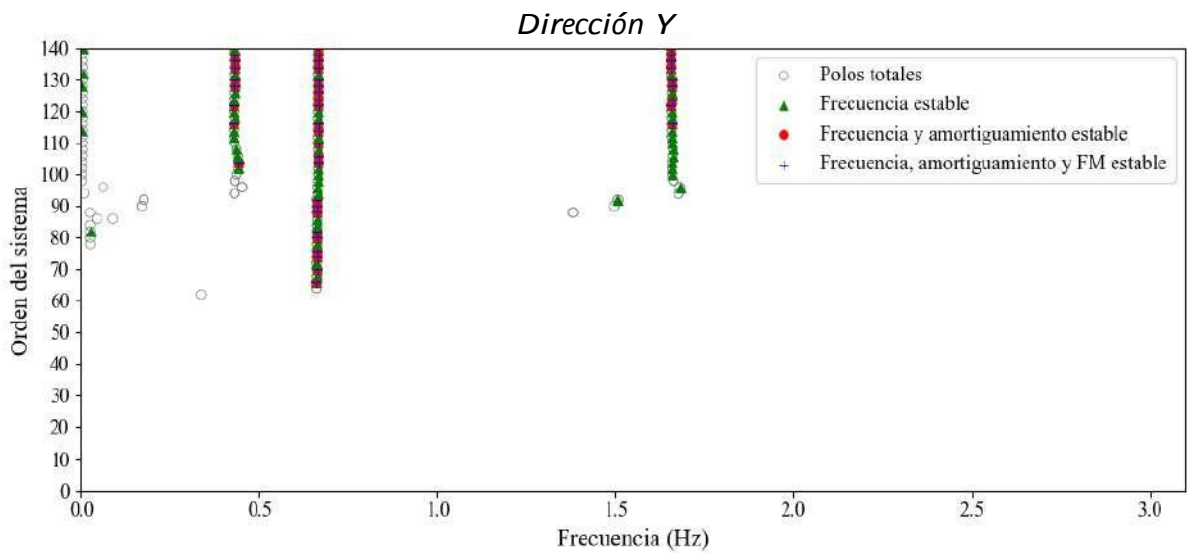
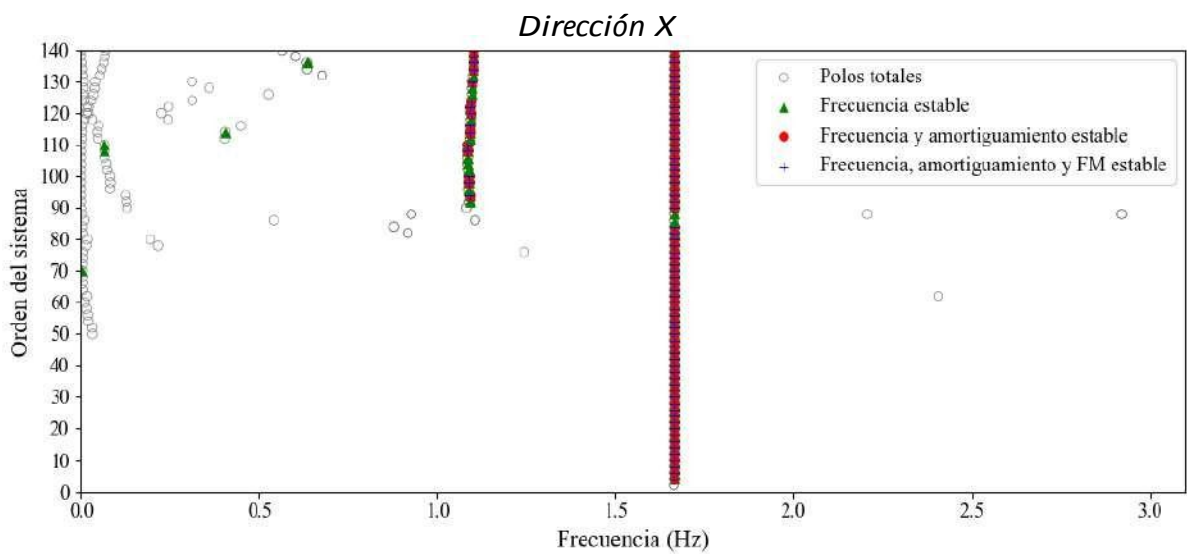
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 3)



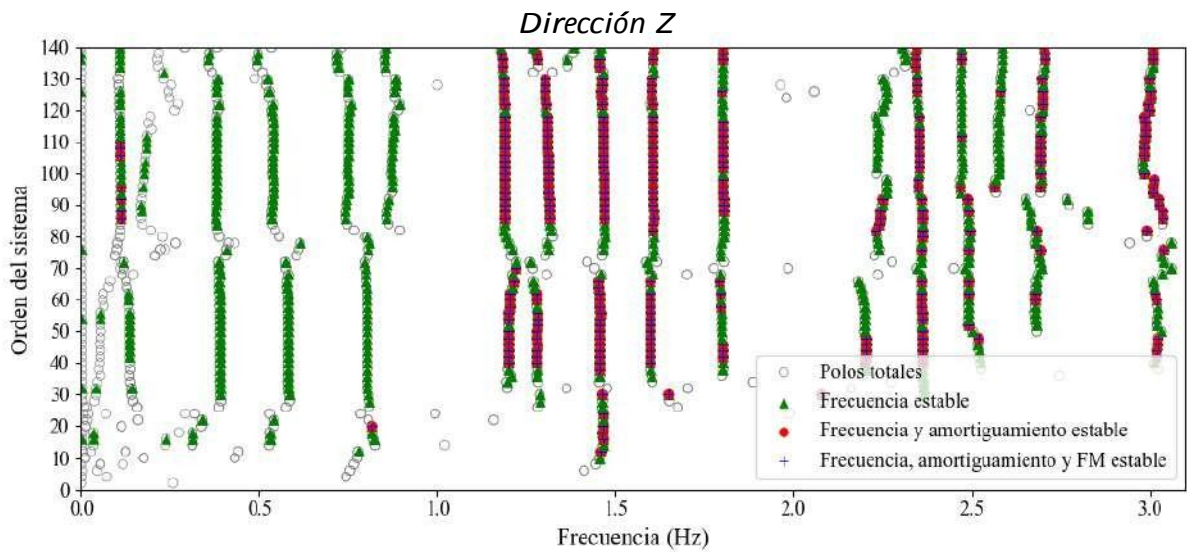
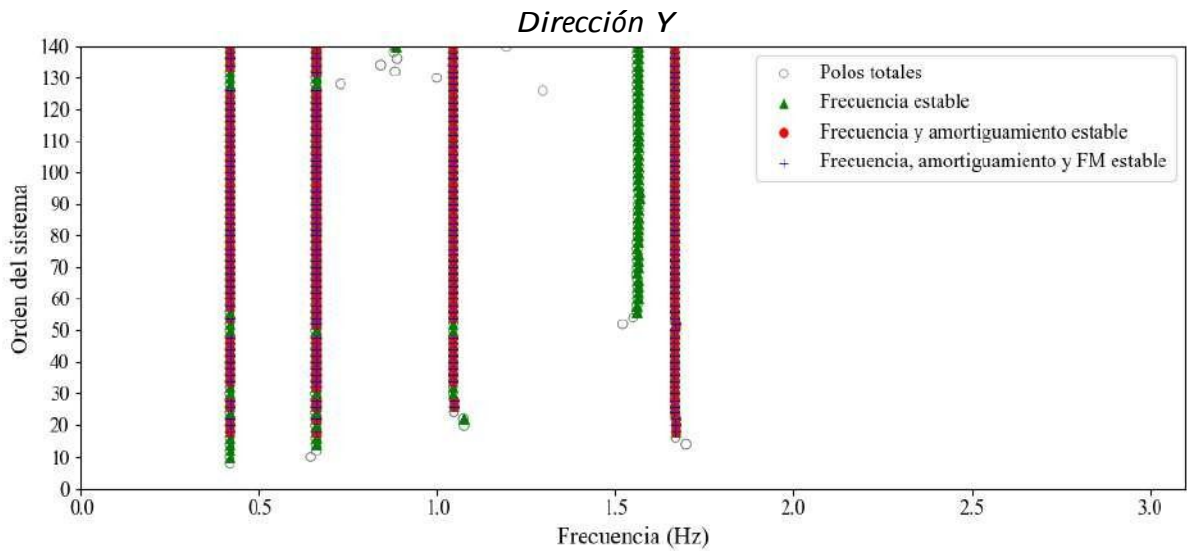
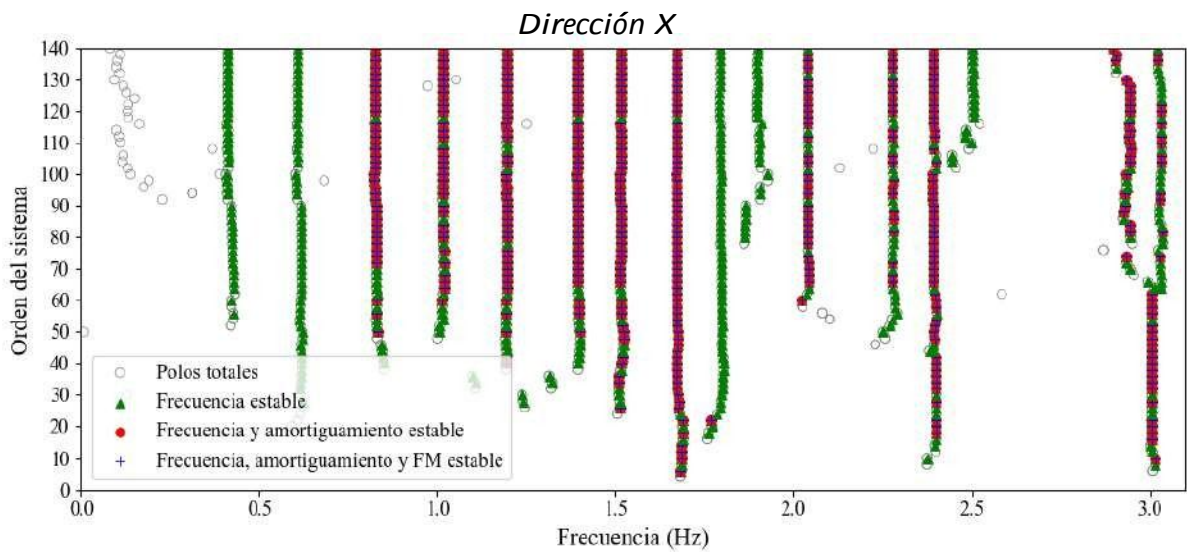
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 4)



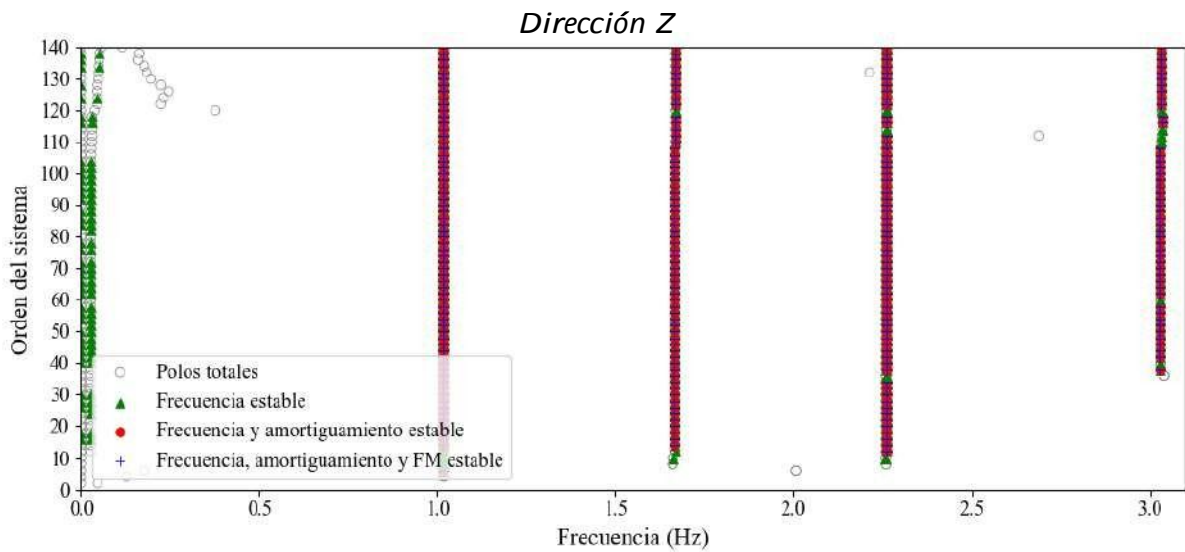
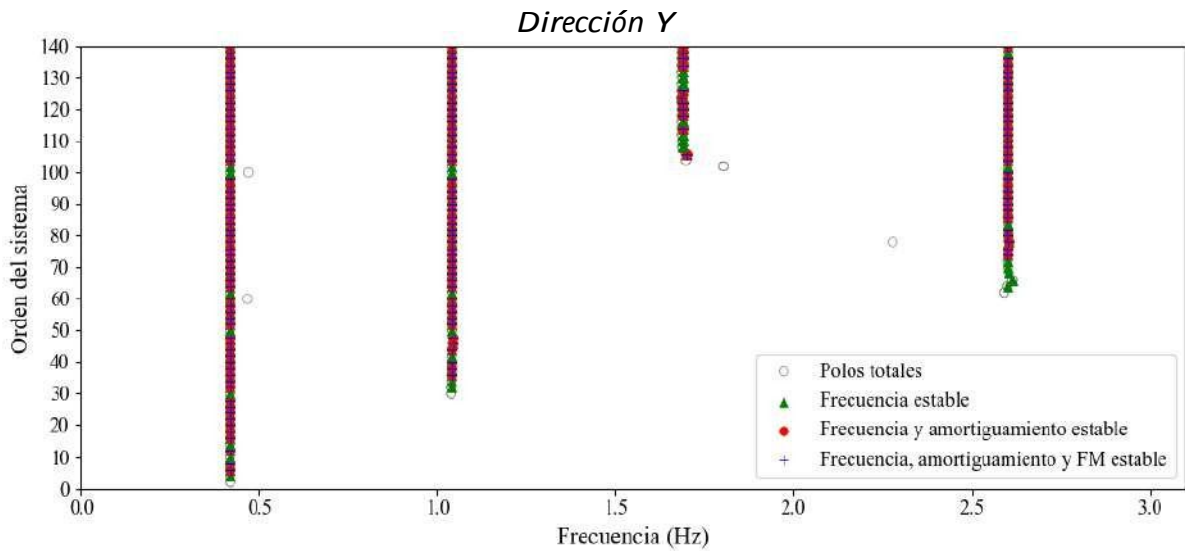
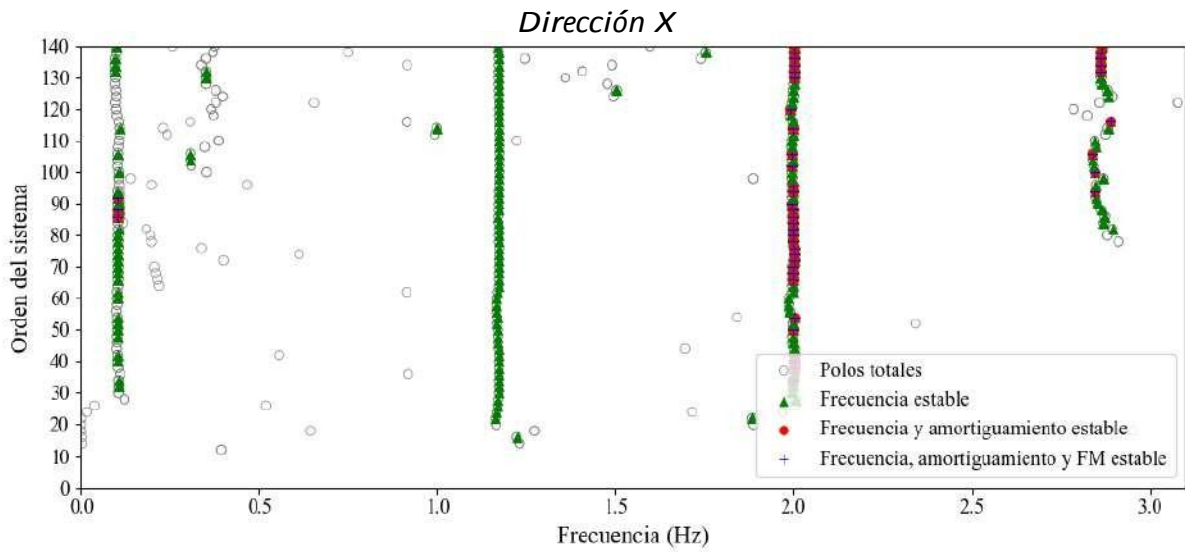
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 5)



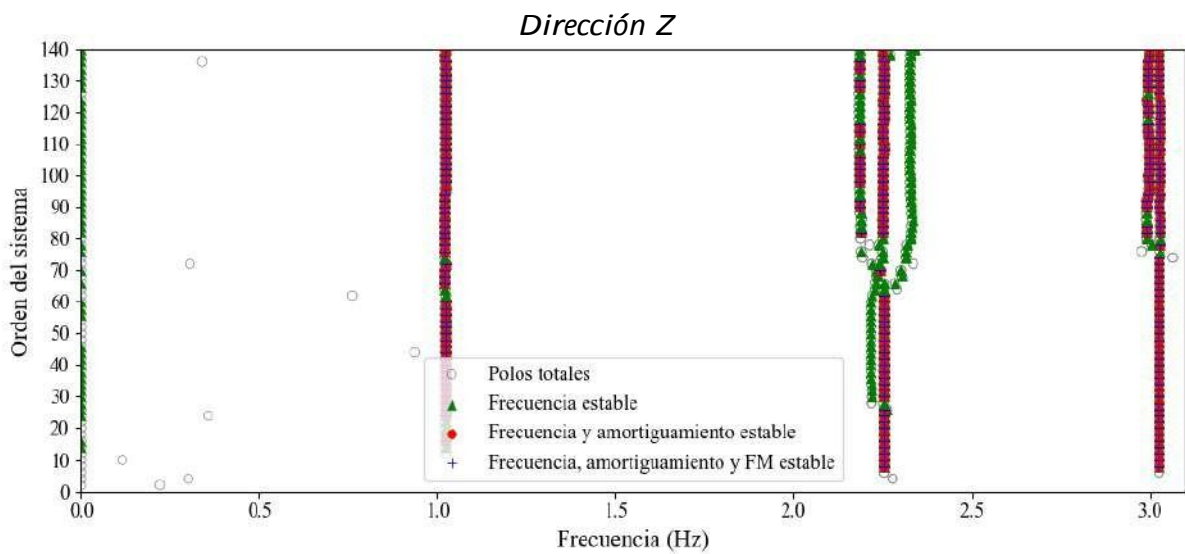
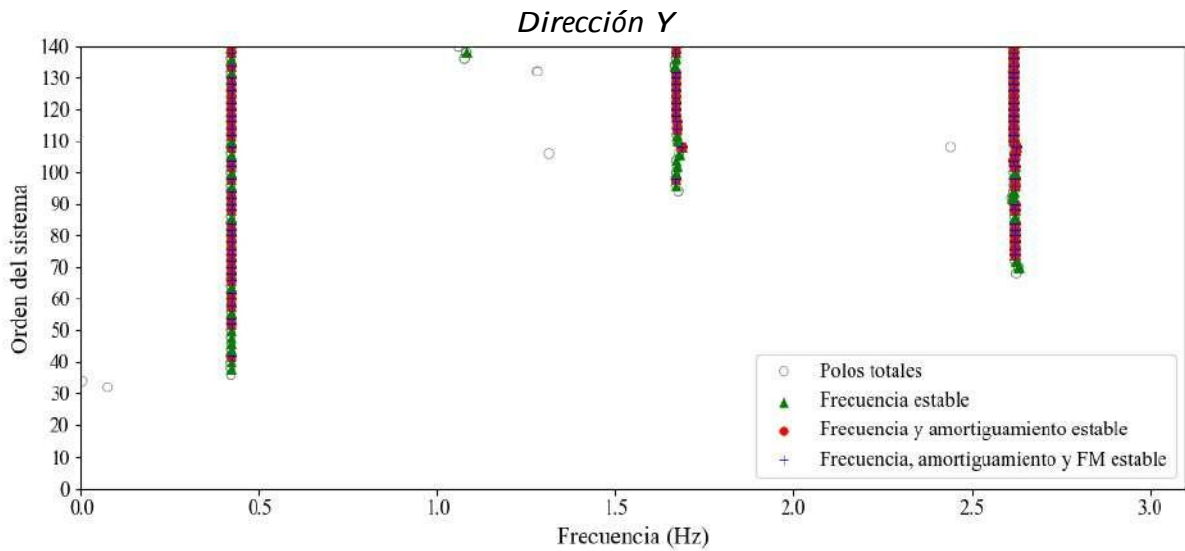
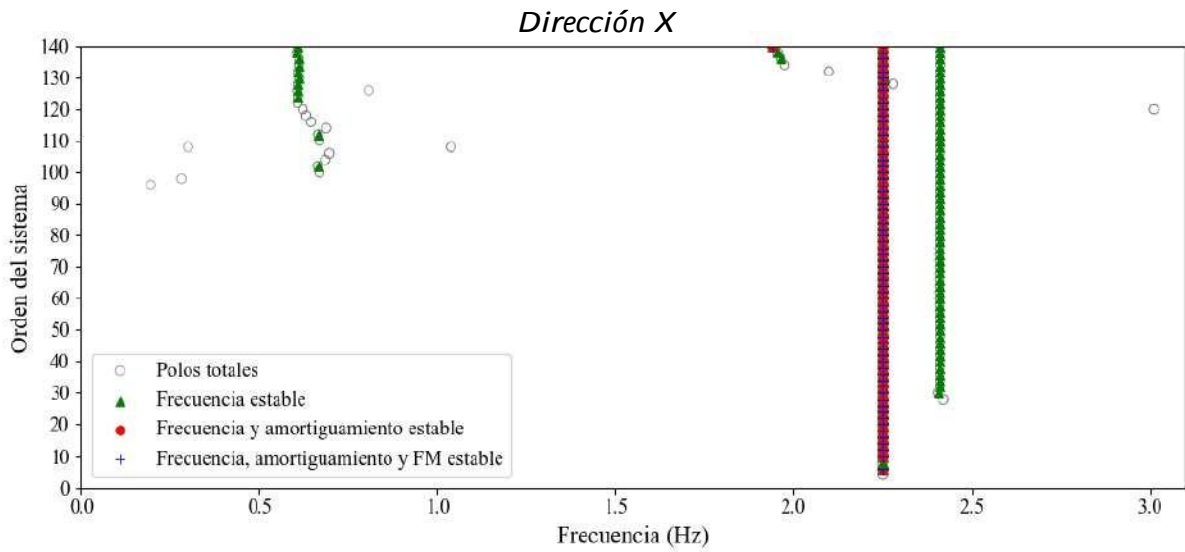
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 6)



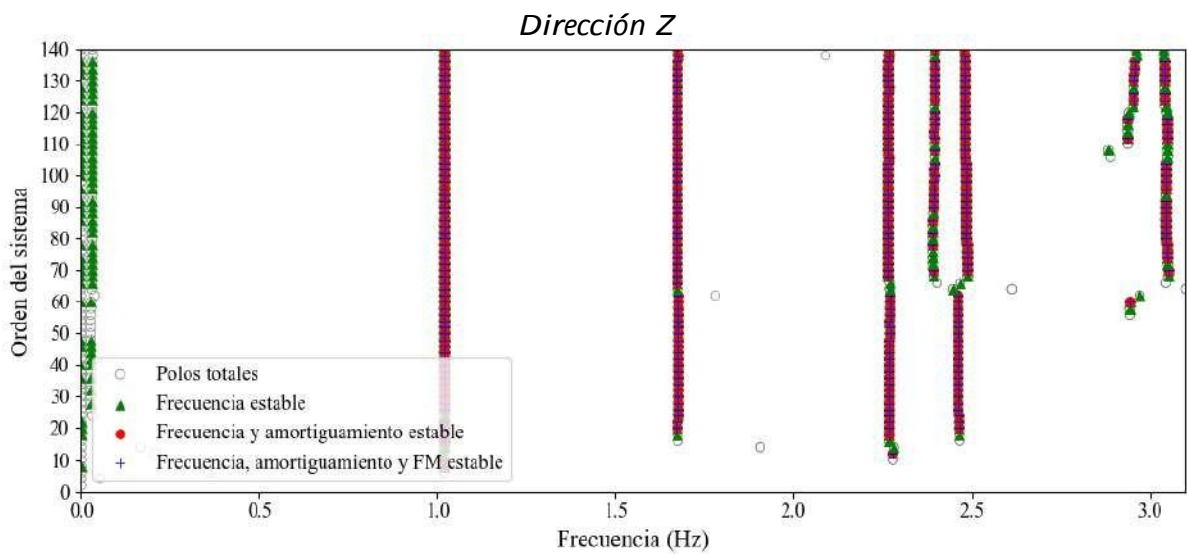
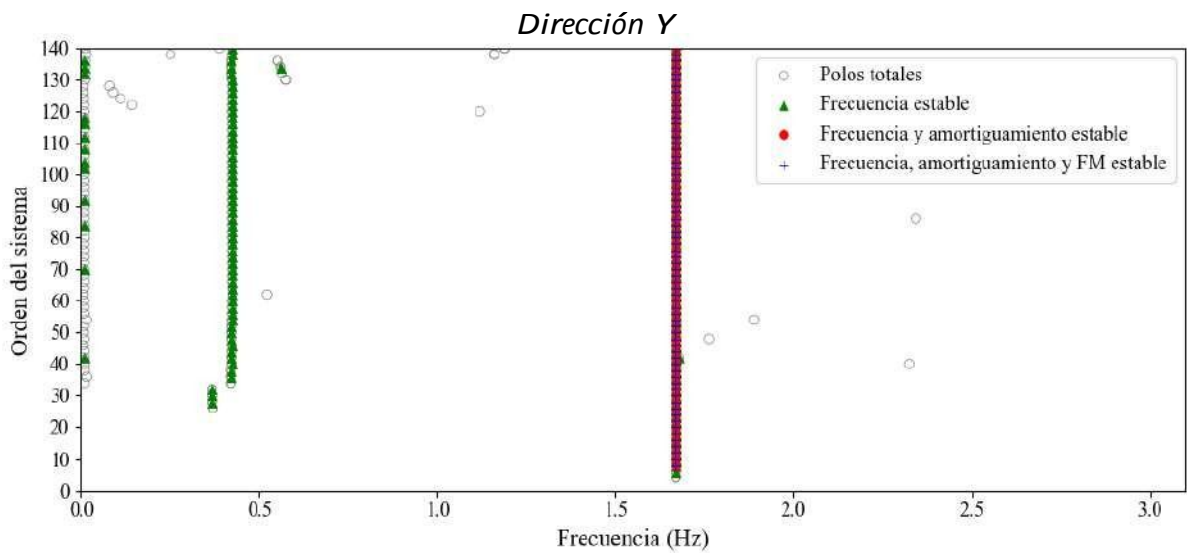
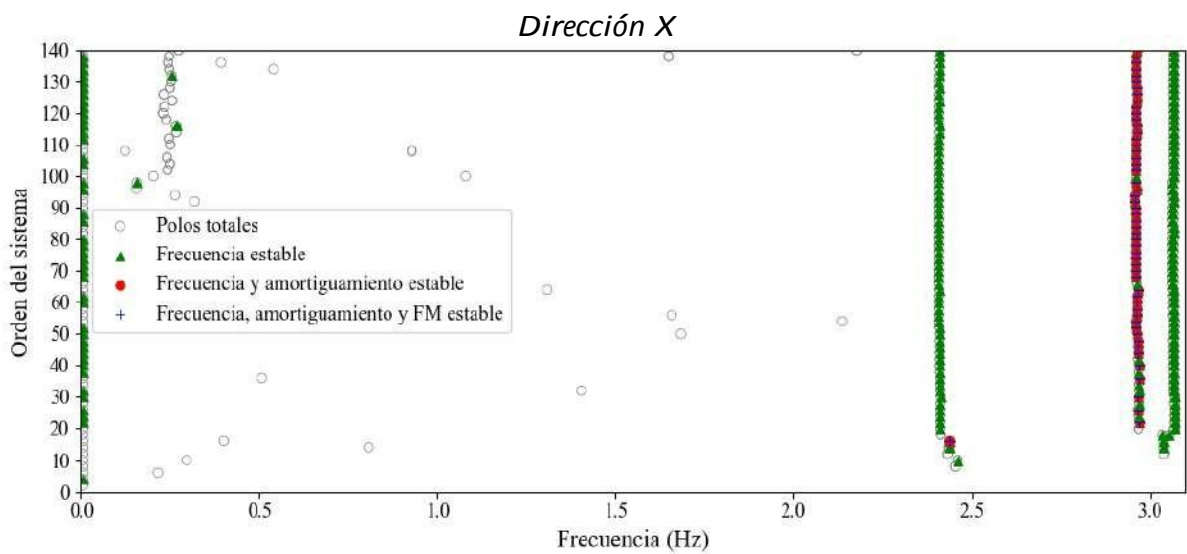
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 7)



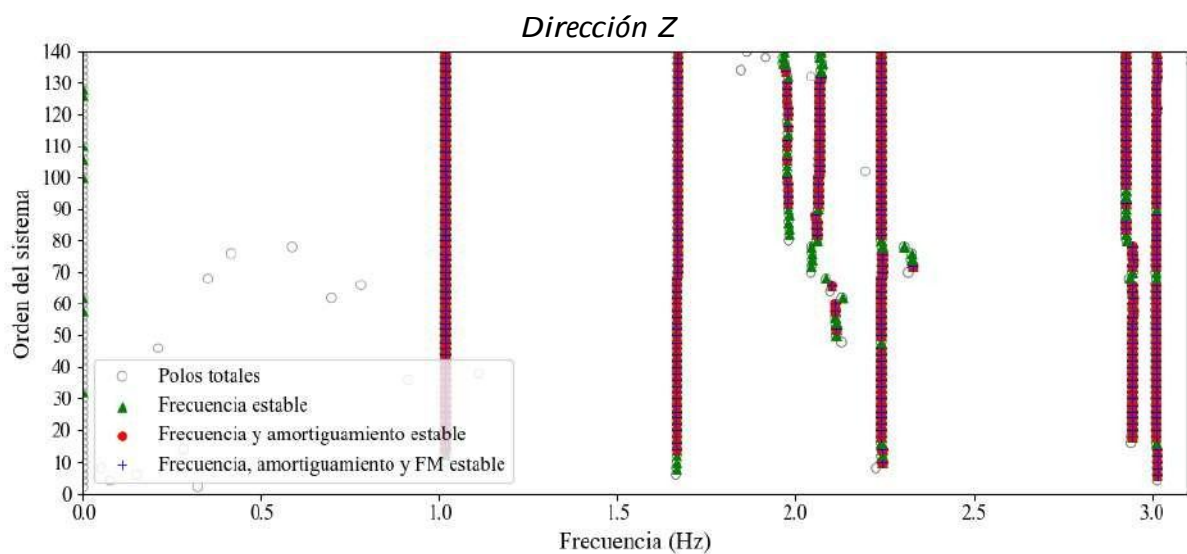
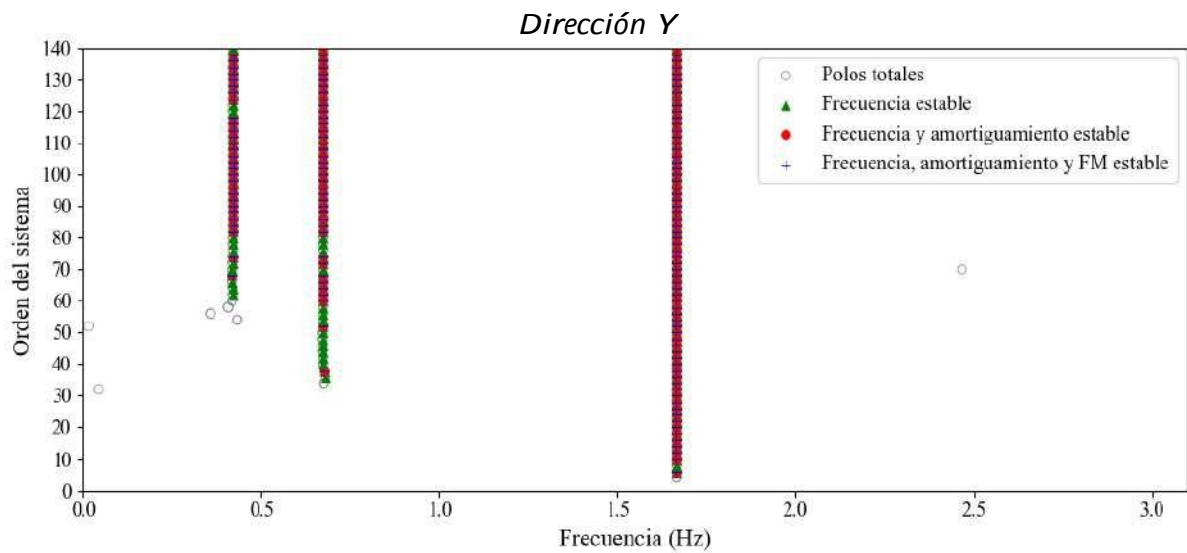
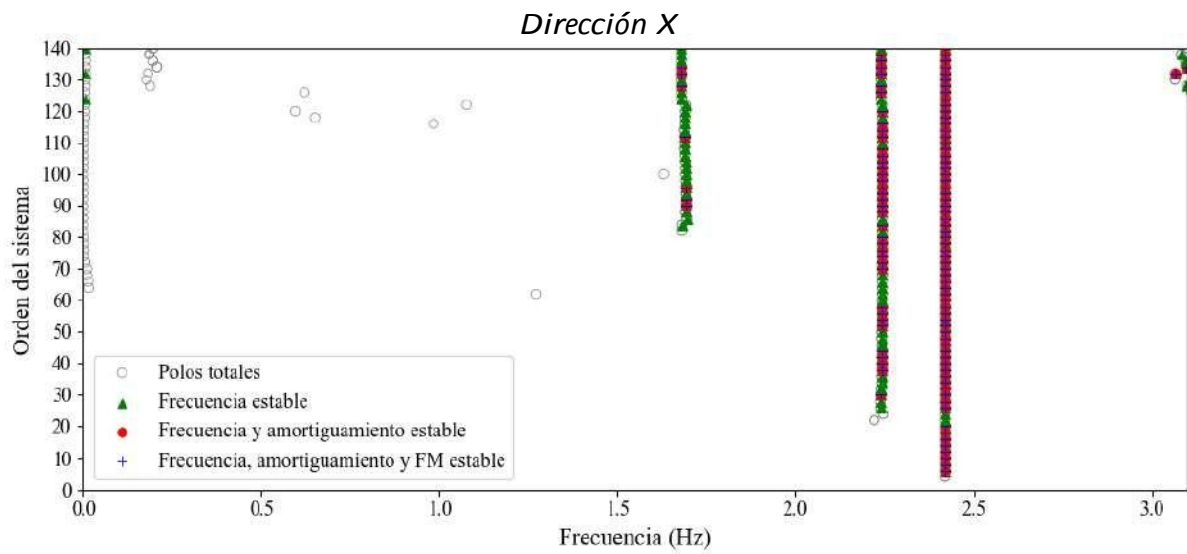
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 8)



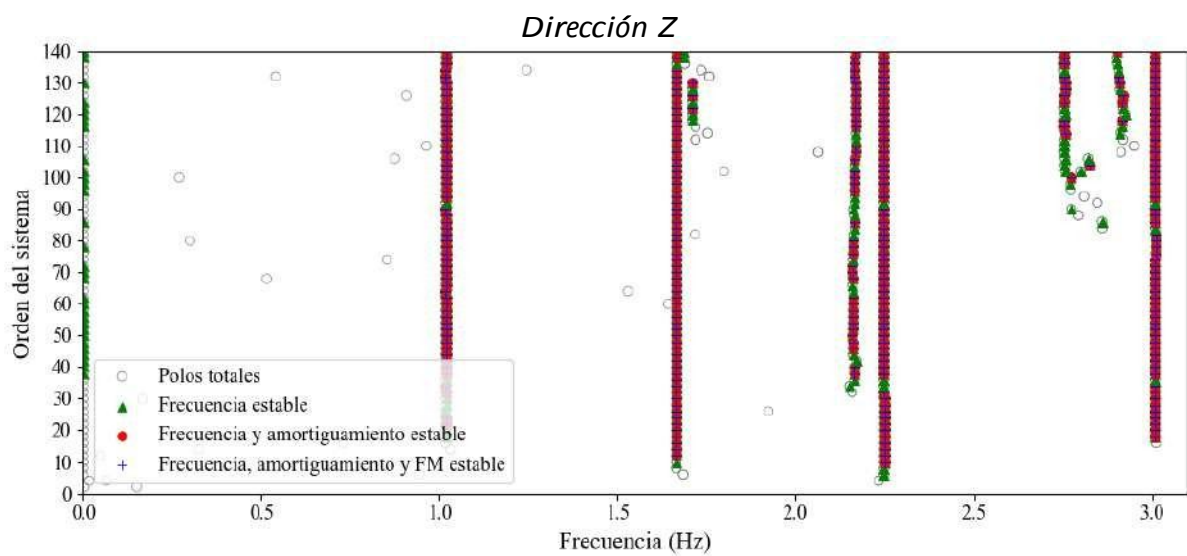
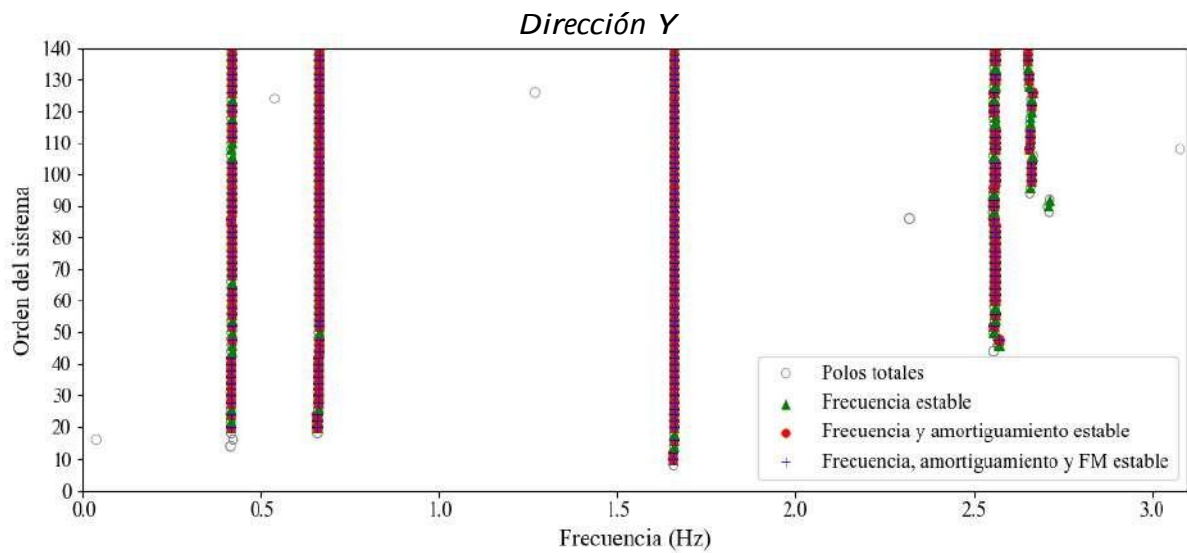
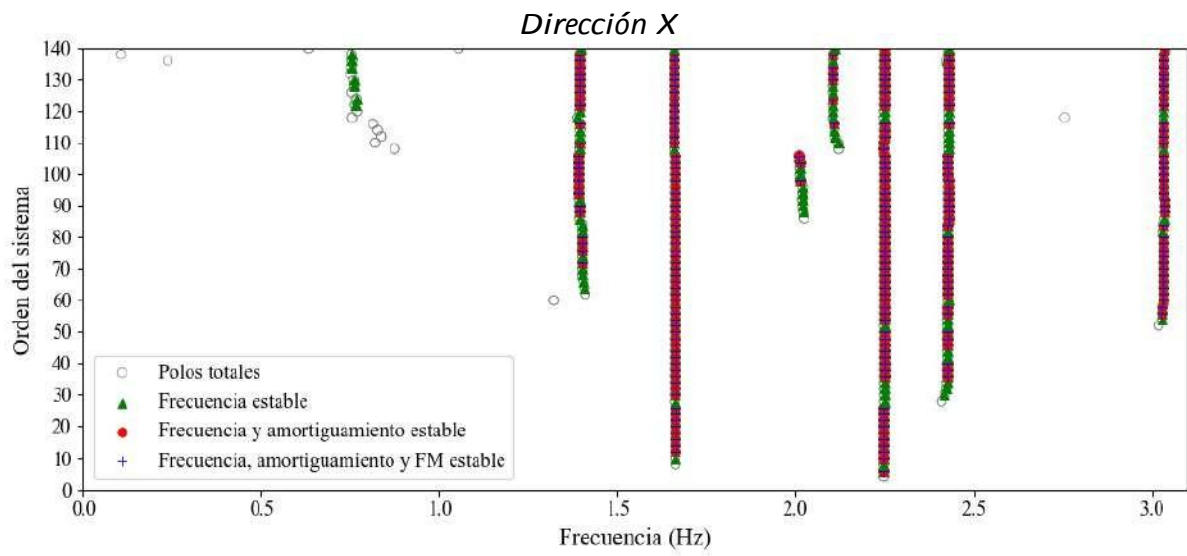
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 9)



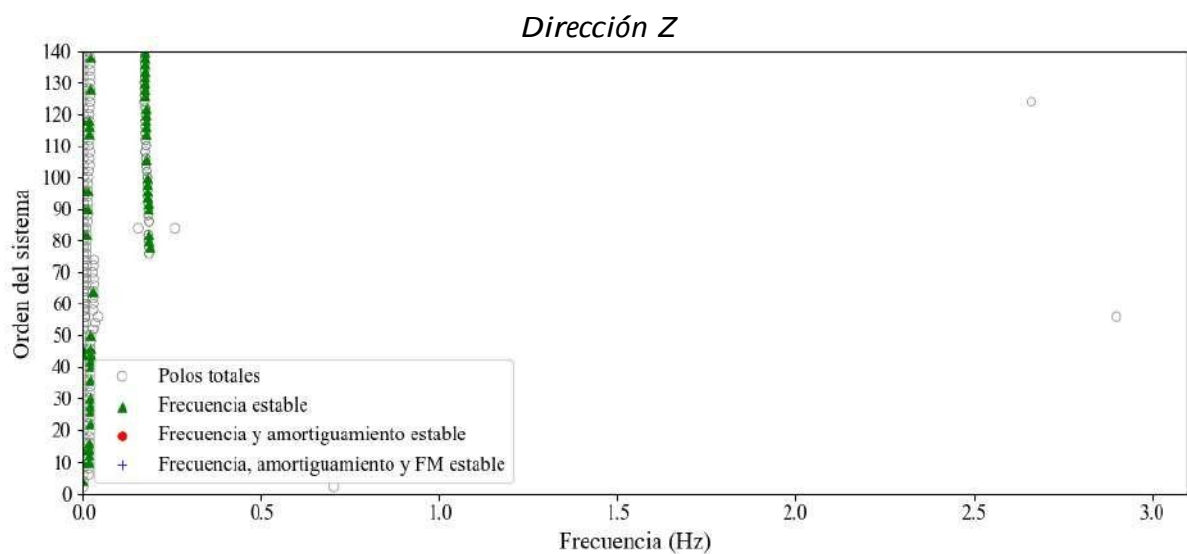
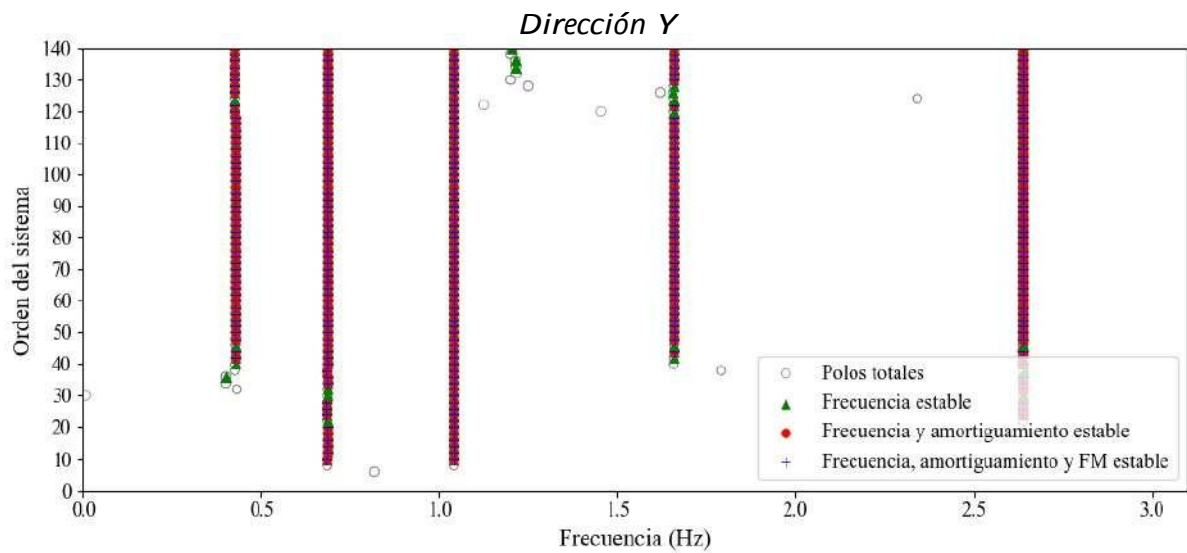
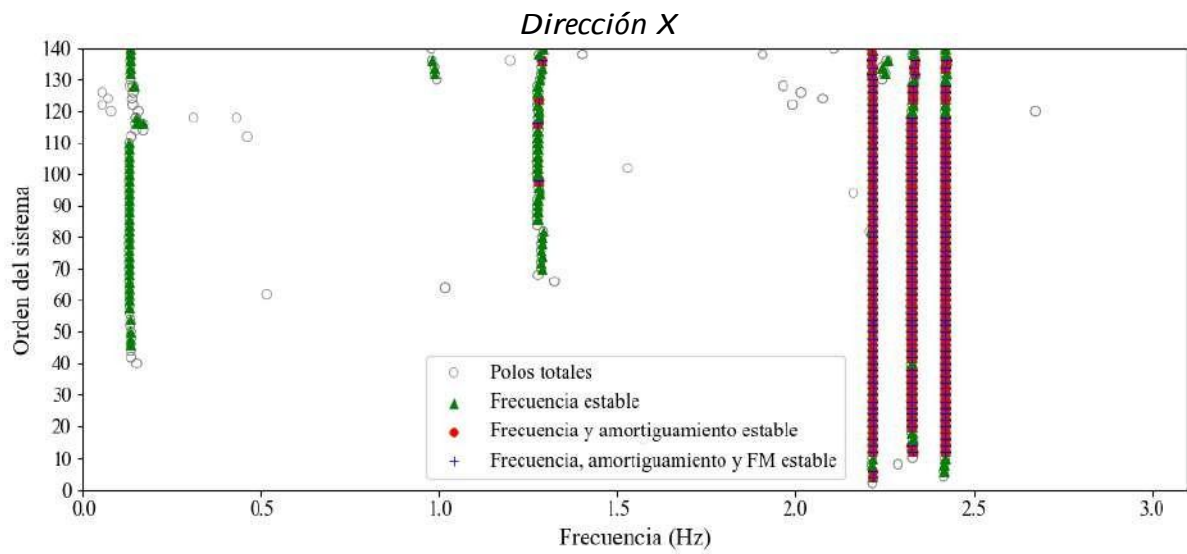
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 10)



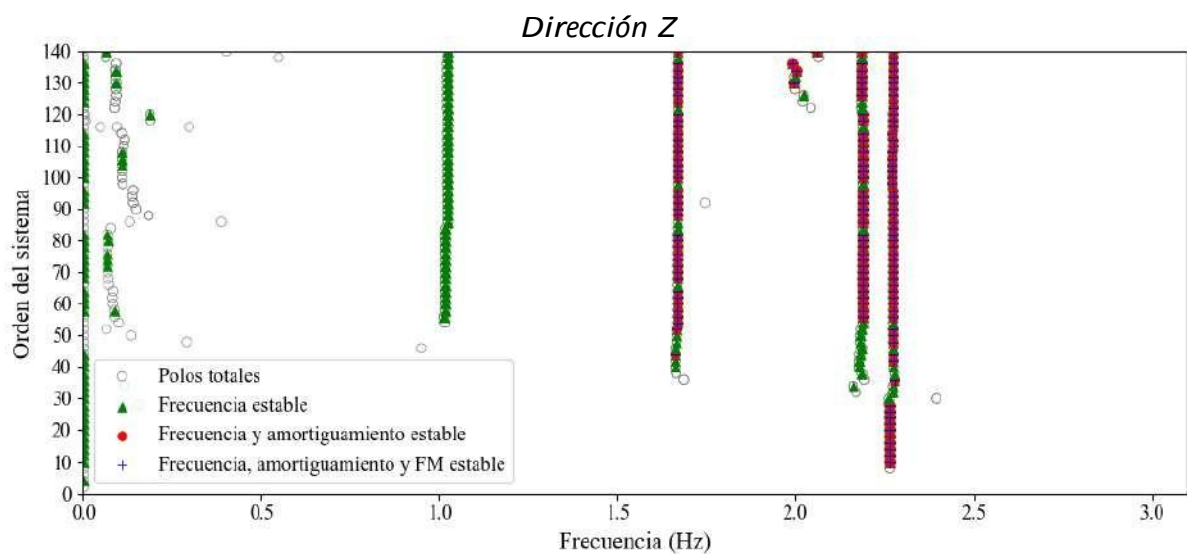
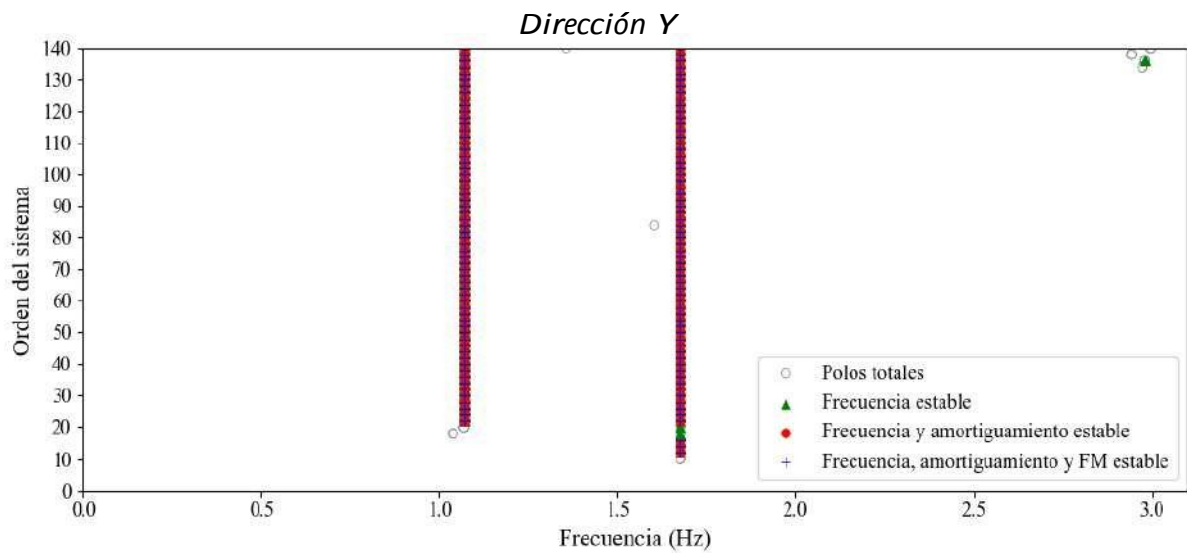
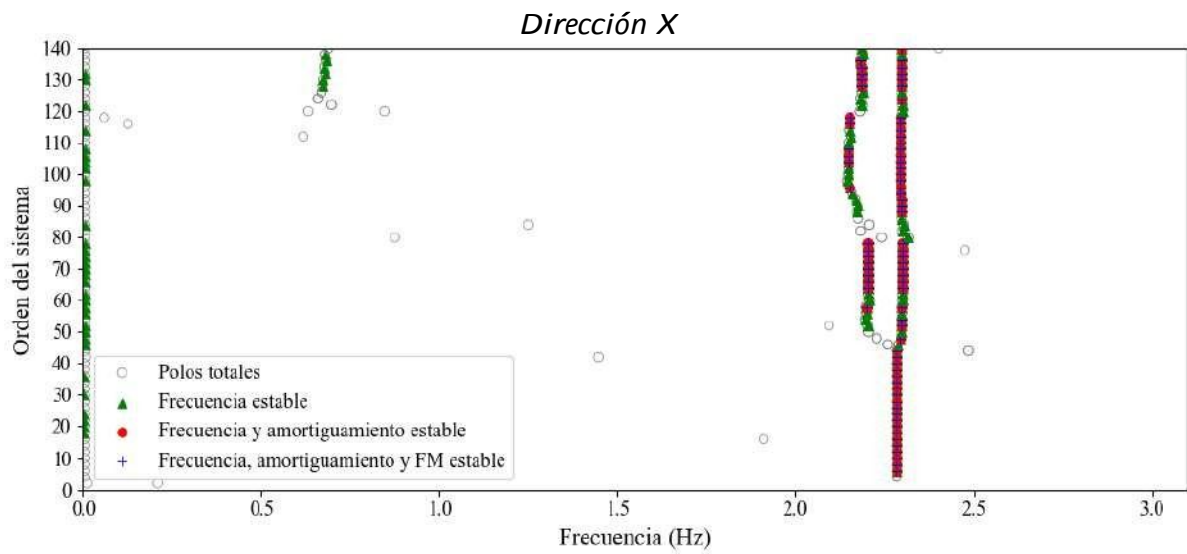
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 11)



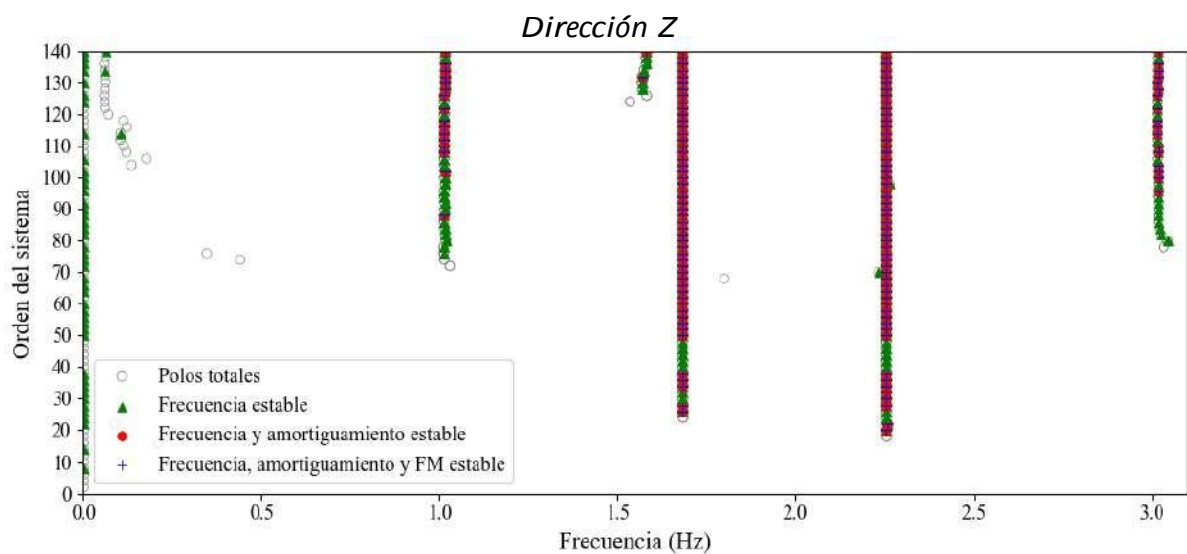
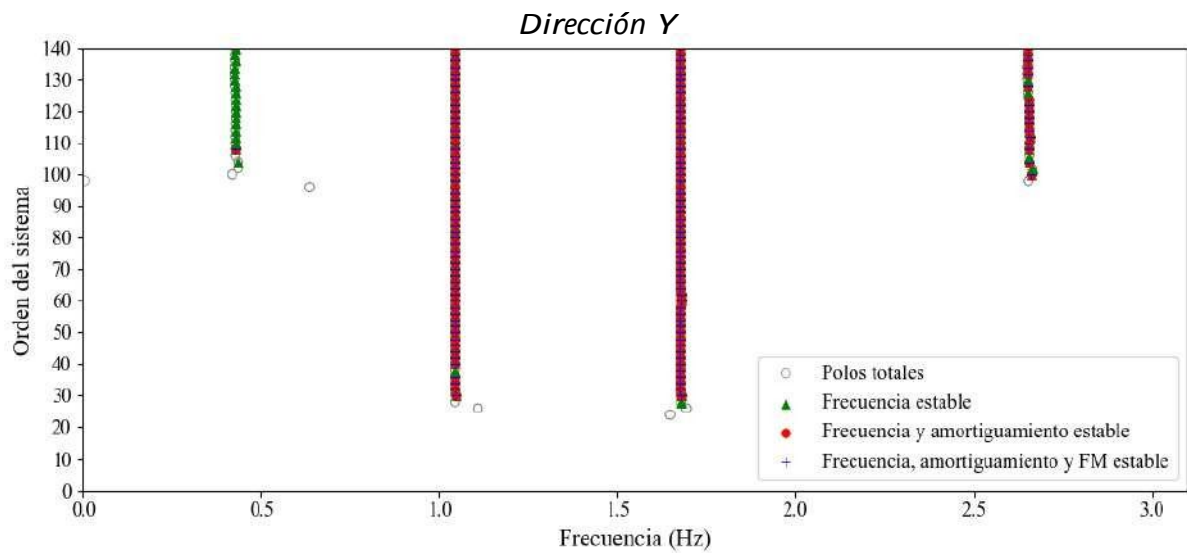
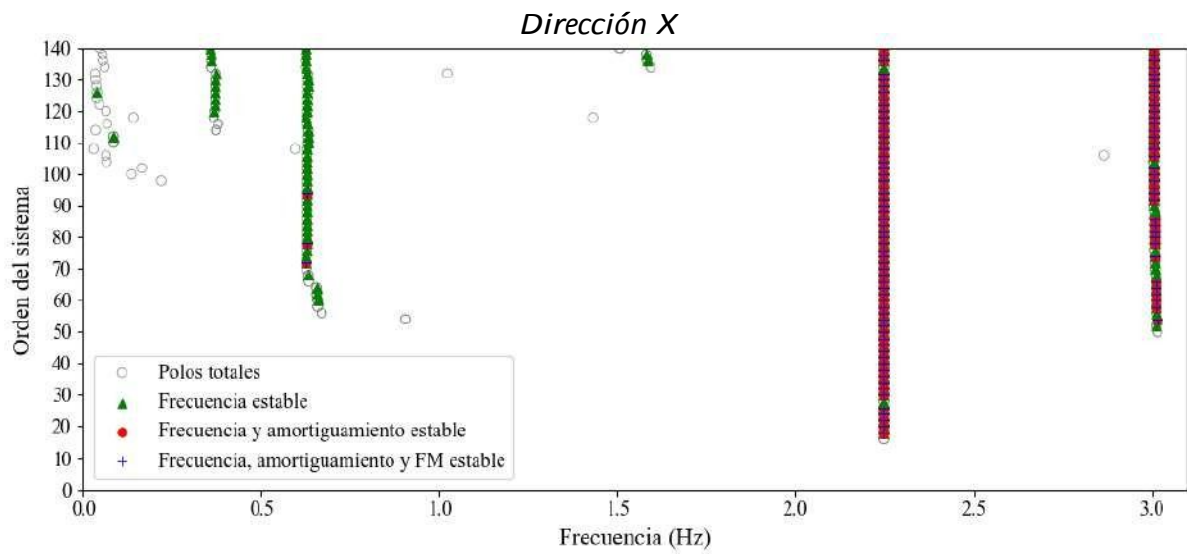
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 12)



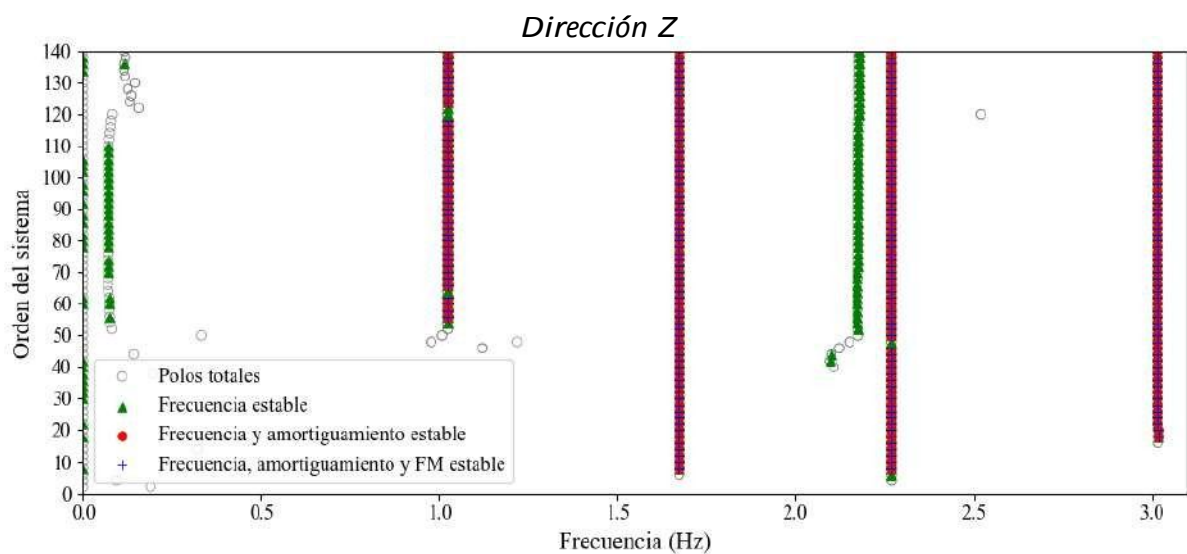
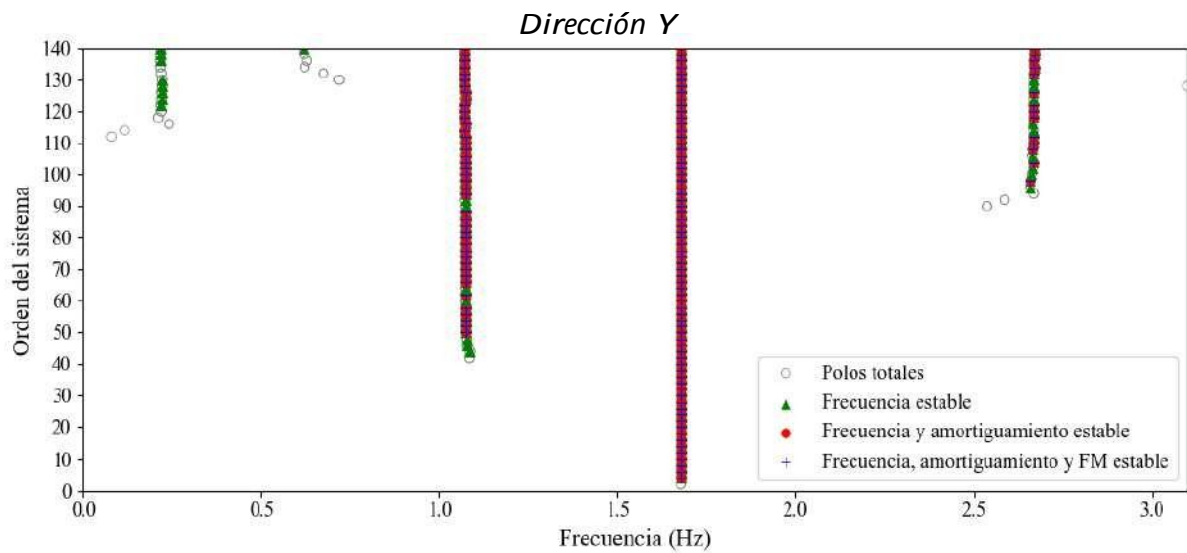
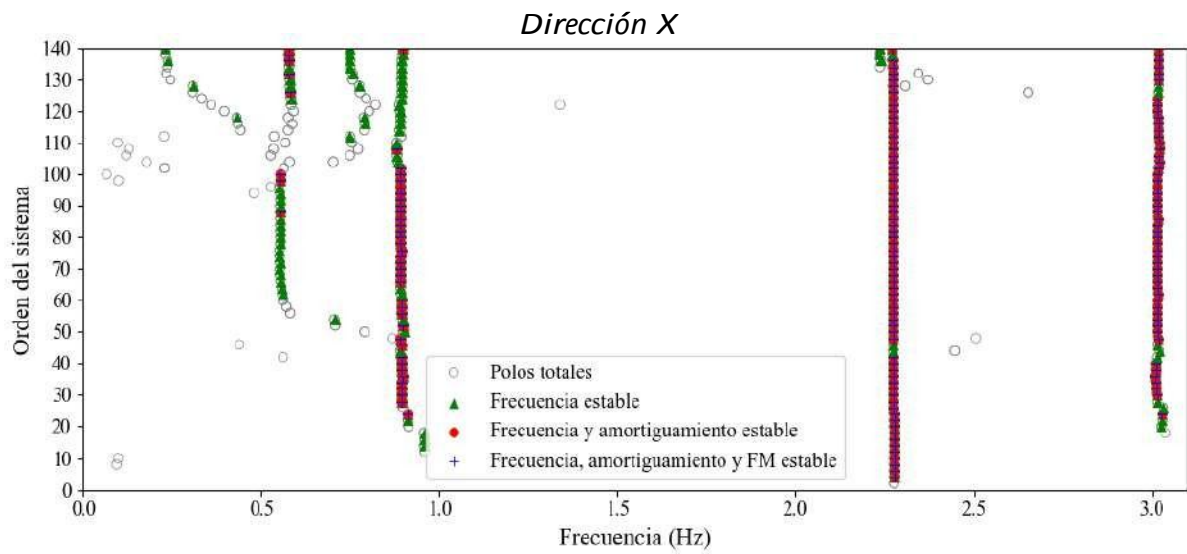
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 13)



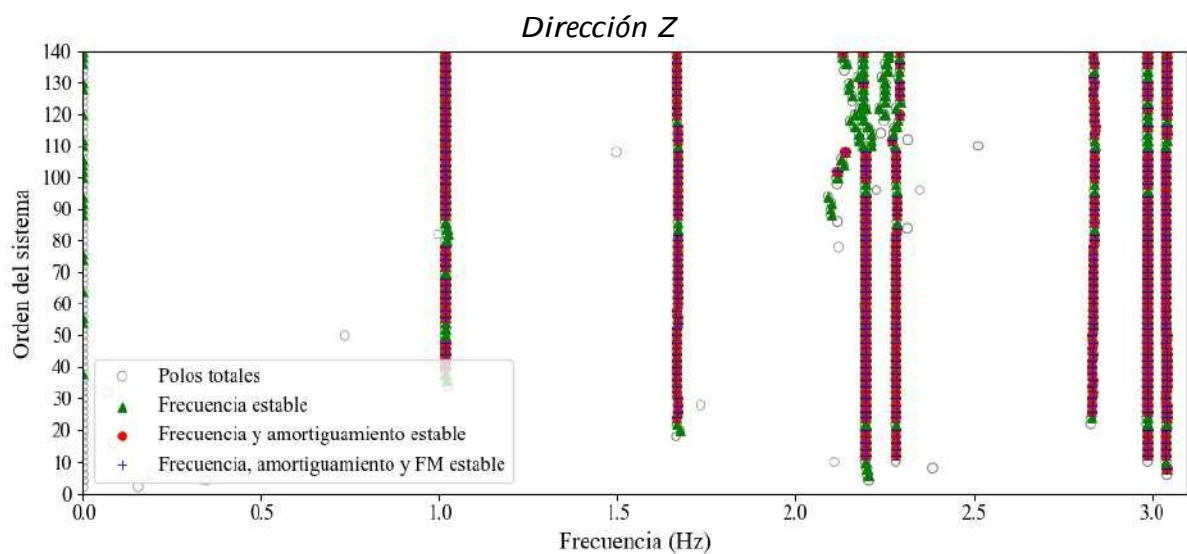
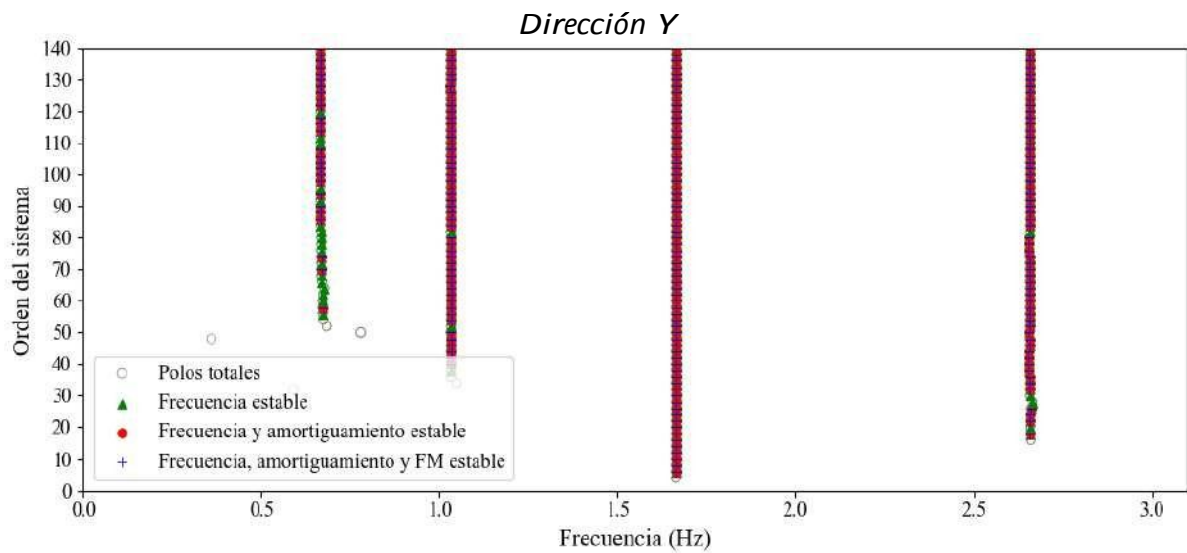
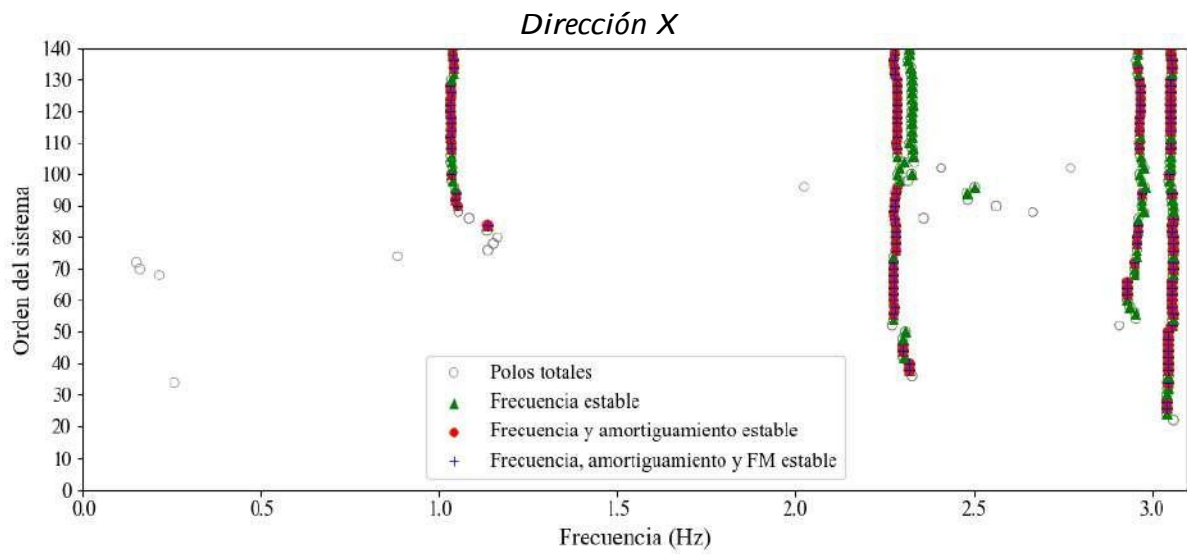
Diagramas de Estabilización (Registros Punto 14)



Diagramas de Estabilización (Registros Punto 15)



Diagramas de Estabilización (Registros Punto 16)



Diagramas de Estabilización (Registros Punto 17)

