

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES  
METÁLICOS A PARTIR DE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL (AVT).  
CASO DE ESTUDIO: ANTIGUO PUENTE GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ, VÍA  
GIRÓN-ZAPATOCA**

**JAIME ANDRÉS PRADA CONTRERAS**

**LEIDY JULIETH RIVERO SILVA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2015**

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES  
METÁLICOS A PARTIR DE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL (AVT).  
CASO DE ESTUDIO: ANTIGUO PUENTE GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ, VÍA  
GIRÓN-ZAPATOCA**

**JAIME ANDRÉS PRADA CONTRERAS**

**LEIDY JULIETH RIVERO SILVA**

**Trabajo de Grado para optar al título de Ingeniero Civil**

**Director**

**ALVARO VIVIESCAS JAIMES**

**Ingeniero Civil, Ph.D**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2015**

## **DEDICATORIA**

A nuestros padres de manera especial por infundir en nosotros el constante deseo de superación, por su apoyo a lo largo de nuestros estudios universitarios, su amor, calidez familiar y por ser fuente de admiración en nuestra vida.

A Dios por las grandes oportunidades que ha puesto en nuestro camino y por permitirnos llegar al lugar donde hoy nos encontramos.

A todos nuestros amigos y demás personas que siempre han estado presentes para brindar un mensaje de optimismo.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradecemos a todos los docentes presentes a lo largo de nuestra formación de pregrado, por su esfuerzo en impartir el conocimiento de base para nuestra formación como buenos profesionales.

Así mismo, queremos manifestar un especial agradecimiento a nuestro director de proyecto; el profesor Álvaro Viviescas Jaimes, por su acompañamiento y dedicación durante el desarrollo de la presente tesis; al profesor Gustavo Chio Cho por su orientación y tiempo dedicado.

Finalmente, agradecemos a todos los profesores integrantes del grupo INME por su liderazgo y gestión académica, que permitieron la realización de estos estudios. A Conalvías Construcciones, ISAGEN y al Departamento de Santander por brindarnos su apoyo y permitirnos llevar a cabo el trabajo de campo necesario para el desarrollo del proyecto investigativo.

## CONTENIDO

	<b>Pag.</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	15
<b>1. MARCO TEÓRICO</b> .....	17
<b>1.1. FRECUENCIAS NATURALES</b> .....	17
<b>1.2. FORMAS MODALES</b> .....	17
<b>1.3. AMORTIGUAMIENTO</b> .....	18
<b>1.4. EXCITACIÓN POR EFECTOS AMBIENTALES</b> .....	19
<b>1.5. TÉCNICAS EXPERIMENTALES DE ANÁLISIS MODAL</b> .....	19
<b>1.6. TRANSFORMADA DE FOURIER</b> .....	20
<b>2. DESCRIPCIÓN CASO DE ESTUDIO: ANTIGUO PUENTE GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ</b> .....	21
<b>2.1. UBICACIÓN</b> .....	21
<b>2.2. TIPOLOGÍA</b> .....	21
<b>3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL</b> .....	23

<b>3.1. EQUIPO .....</b>	<b>23</b>
<b>3.2. PRUEBAS AVT .....</b>	<b>24</b>
<b>4. PROCESAMIENTO DE SEÑALES.....</b>	<b>26</b>
<b>4.1. CONVERSIÓN DE DATOS A UNIDADES DE ACELERACIÓN Y CORRECCIÓN DE LÍNEA BASE .....</b>	<b>26</b>
<b>4.2. FILTRO DIGITAL PASABANDA.....</b>	<b>28</b>
<b>4.3. REDUCCIÓN DEL EFECTO DE ESCURRIMIENTO (LEAKAGE).....</b>	<b>28</b>
<b>4.4. FUNCIÓN DENSIDAD ESPECTRAL DE POTENCIA (PSD) .....</b>	<b>29</b>
<b>4.5. SELECCIÓN DE PICOS (PEAK PICKING).....</b>	<b>38</b>
<b>4.6. FUNCIONES DE CHERENCIA.....</b>	<b>39</b>
<b>5. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA .....</b>	<b>44</b>
<b>5.1. FRECUENCIA FUNDAMENTAL .....</b>	<b>44</b>
<b>5.2. AMORTIGUAMIENTO.....</b>	<b>44</b>
<b>6. CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO .....</b>	<b>46</b>
<b>6.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.....</b>	<b>46</b>
<b>6.2. ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO NUMÉRICO .....</b>	<b>47</b>

<b>6.2.1 Periodos y factores de participación modal.....</b>	<b>47</b>
<b>6.2.2 Variación del módulo de elasticidad del material.....</b>	<b>48</b>
<b>7. CAPACIDAD RESISTENTE .....</b>	<b>50</b>
<b>7.1 CARGAS Y DENOMINACIÓN DE CARGAS .....</b>	<b>50</b>
<b>7.2 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.....</b>	<b>50</b>
<b>7.3 CARGAS.....</b>	<b>51</b>
<b>7.3.1 Carga vehicular.. .....</b>	<b>51</b>
<b>7.3.2 Carga sísmica. ....</b>	<b>52</b>
<b>7.4. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE .....</b>	<b>53</b>
<b>7.4.1 Chequeo por deflexiones.....</b>	<b>54</b>
<b>7.4.2. Análisis demanda/capacidad.....</b>	<b>55</b>
<b>8. CONCLUSIONES .....</b>	<b>57</b>
<b>CITAS .....</b>	<b>58</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>60</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>62</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Frecuencias naturales de vibración.....	17
<b>Figura 2.</b> Formas modales estructura arbitraria. ....	18
<b>Figura 3.</b> Método ancho de banda.....	19
<b>Figura 4.</b> Ubicación antiguo Puente Guillermo Gómez Ortiz.....	21
<b>Figura 5.</b> Antiguo Puente Guillermo Gómez Ortiz.....	21
<b>Figura 6.</b> Consola de registro Kinematics K-2.....	23
<b>Figura 7.</b> Sensor ES-T.....	24
<b>Figura 8.</b> Configuración de sensores durante los registros de aceleraciones: (a) sección 1, (b) sección 2.....	25
<b>Figura 9.</b> Registro de aceleraciones originales (a). Registros con corrección de línea base de las señales (b).....	27
<b>Figura 10.</b> Señales filtradas (Butterworth bandpass). ....	28
<b>Figura 11.</b> Autoespectros de potencia por toma de datos realizada.....	30
<b>Figura 12.</b> Funciones normalizadas de densidad espectral de potencia. ....	38
<b>Figura 13.</b> Espectro medio normalizado.....	39
<b>Figura 14.</b> Funciones de coherencia para cada toma de datos, correlación entre los registros del SE1 y el SE2. ....	40
<b>Figura 15.</b> Amortiguamiento, método ancho de banda. ....	44
<b>Figura 16.</b> Modelo puente PGO (Software MIDAS/CIVIL).....	46
<b>Figura 17.</b> Contorno deformación decimo modo de vibración modelo PGO MIDAS/CIVIL. ....	48
<b>Figura 18.</b> Camión de diseño vías primarias y secundarias.....	51
<b>Figura 19.</b> Carga Camión de diseño CCP-2014.....	52
<b>Figura 20.</b> Espectro de aceleraciones CCP-2014.....	53
<b>Figura 21.</b> Deformación bajo carga STL ENV_STR modelo PGO calibrado MIDAS/CIVIL. ....	53

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Porcentaje de amortiguamiento.....	45
<b>Tabla 2.</b> Porcentaje de amortiguamiento.....	46
<b>Tabla 3.</b> Periodos, frecuencias y participación de masa en el eje Z, primeros 15 modos.	47
<b>Tabla 4.</b> Comparación frecuencia experimental y frecuencia preliminar del modelo numérico.....	48
<b>Tabla 5.</b> Iteraciones variación módulo de elasticidad.....	49
<b>Tabla 6.</b> Módulo de elasticidad, frecuencia y periodo del modelo calibrado.....	49
<b>Tabla 7.</b> Coeficientes de sitio Puente Gómez Ortiz.....	52
<b>Tabla 8.</b> Deflexiones para estados límites de carga.....	54
<b>Tabla 9.</b> Chequeo para deflexiones.....	55
<b>Tabla 10.</b> Propiedades del acero para el modelo calibrado.....	55
<b>Tabla 11.</b> Análisis capacidad resistente elementos principales puente GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ.....	56

## LISTA DE ANEXOS

<b>ANEXO A.</b> Código Matlab para el procesamiento de las señales .....	62
<b>ANEXO B.</b> Figura A.B.1. Mapa geológico. ....	68
<b>ANEXO C.</b> Análisis capacidad resistente de elementos principales .....	69

## RESUMEN

### TÍTULO:

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES METÁLICOS A PARTIR DE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL (AVT). CASO DE ESTUDIO: ANTIGUO PUENTE GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ, VÍA GIRÓN-ZAPATOCA.\*

### AUTORES:

JAIME ANDRÉS PRADA CONTRERAS\*\*

LEIDY JULIETH RIVERO SILVA\*\*

### PALBRAS CLAVE:

Pruebas de vibración ambiental, propiedades dinámicas, calibración, capacidad resistente.

### DESCRIPCIÓN:

El antiguo puente Guillermo Gómez Ortiz vía Girón- Zapatoca hace parte de una serie de puentes que dejó fuera de servicio la inundación generada por el Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso. Ésta estructura se convirtió en una oportunidad académica para la profundización en el análisis del comportamiento estructural, excitación ambiental y estudios de vulnerabilidad en puentes metálicos.

Estos puentes, fueron objeto de una serie de pruebas realizadas por el grupo INME (GRUPO DE INVESTIGACIÓN EN MATERIALES Y ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN) con el fin de conocer su comportamiento dinámico y estructural. En este sentido, la presente tesis se enfoca en el procesamiento y análisis de las pruebas de vibración ambiental (AVT) realizadas al antiguo puente Guillermo Gómez Ortiz; teniendo por objeto, encontrar sus propiedades dinámicas (frecuencia natural, periodo, porcentaje de amortiguamiento), que constituyen los parámetros de validación para el respectivo modelo numérico. Como bien se sabe, las propiedades mecánicas de los materiales de una estructura (módulo de elasticidad, resistencia a la fluencia, ductilidad, etc.) gobiernan su comportamiento dinámico; en este caso, el puente en estudio es en su totalidad metálico, por lo que el módulo de elasticidad del acero es el único parámetro a calibrar.

Por último, para la evaluación de la capacidad resistente del puente se realizaron dos tipos de análisis, uno por deformaciones admisibles y otro de capacidad y demanda. Los resultados obtenidos en estos análisis se compararon con los requerimientos previstos en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP-2014) para conocer su estado estructural.

---

\* Proyecto de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Álvaro Viviescas Jaimes, Ingeniero Civil, Ph.D.

## ABSTRACT

### TITLE:

DETERMINATION OF THE RESISTANCE CAPACITY OF STEEL BRIDGES BY AMBIENT VIBRATION TESTS (AVT). CASE STUDY: OLD BRIDGE GUILLERMO GOMEZ ORTIZ, OVER GIRON-ZAPATOCA.\*

### AUTHORS:

JAIME ANDRÉS PRADA CONTRERAS\*\*

LEIDY JULIETH RIVERO SILVA\*\*

### KEYWORDS:

Ambient vibration tests, dynamic properties, calibration, strength capacity.

### DESCRIPTION:

The old Guillermo Gomez Ortiz Bridge via Girón - Zapatoca is one of many bridges that were left out of service due to the flood caused by the Sogamoso Hydroelectric Project. These structure it turned into an academic opportunity for the deepening into the analysis of the structural behavior, environmental excitation and studies of vulnerability on metallic bridges.

Those bridges were subjected to a series tests conducted by the INME group in order to know its dynamic and structural behavior. In this sense, this thesis focuses on the processing and analysis of ambient vibration tests carried out with the old Guillermo Gomez Ortiz Bridge, aiming to find its dynamic properties (natural frequency, period, damping rate), which are the validation parameters for the respective numerical model. As is well known, the structure's mechanical materials properties (modulus of elasticity, creep strength, ductility, etc.) governing their dynamic behavior; in this case, the bridge under consideration is in its entirety metallic, so the modulus of elasticity of steel is the only parameter to be calibrated.

Finally, in order to evaluate the resistant capacity of the bridge, two different types of analyses were carried out: one concerning the acceptable deformations and another one concerning the capacity and demand. The results obtained with these analyses were compared with the requirements defined in the Colombian standard for bridges (CCP-2014) to determine its structural state.

---

\* Graduate Project

\*\* Faculty of Physical-Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director: Alvaro Jaimes Viviescas, Civil Engineer Ph.D.

## INTRODUCCIÓN

La inundación generada por el llenado de la presa del Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso, en la vía Girón – Zapatoca, dejó fuera de servicio al antiguo puente Guillermo Gómez Ortiz, por lo que esta estructura se convirtió en una oportunidad académica para la profundización en el análisis del comportamiento estructural, excitación ambiental y estudios de vulnerabilidad en puentes metálicos.

Gracias a los permisos otorgados por la Gobernación de Santander, el grupo INME en su interés por investigar y profundizar en el comportamiento de este tipo de puentes, pudo realizar diferentes ensayos, tales como: extracción de núcleos, levantamiento geométrico, y pruebas de vibración ambiental (AVT siglas en inglés); siendo esta última la parte en la que se enfoca este proyecto.

Las AVT son un tipo de pruebas no destructivas en las que se mide la excitación de una estructura sometida únicamente a las vibraciones ocasionadas por el ambiente que lo rodea; que se utilizan para evaluar su estado y comportamiento sísmico. Esta clase de pruebas ha presentado resultados confiables en cualquier tipo de estructura, ya sea de concreto reforzado o acero estructural, sin importar su geometría.

Finalmente, para efectos de esta tesis las pruebas tienen como fin la determinación de las propiedades dinámicas del puente, y la calibración del respectivo modelo realizado en el software MIDAS/CIVIL con el objetivo de evaluar su capacidad resistente.

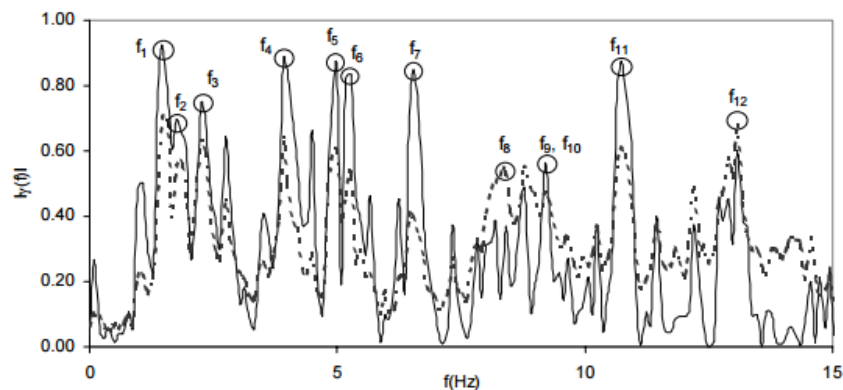
## 1. MARCO TEÓRICO

Todo análisis modal experimental tiene como principal objeto la obtención de las características físicas que definen dinámicamente un sistema, es decir, los parámetros modales (frecuencia, periodo, formas modales y porcentaje de amortiguamiento); estos parámetros se obtienen luego de procesar, y analizar un conjunto de datos almacenados de forma discreta ya sea en el dominio del tiempo o de la frecuencia.

### 1.1. FRECUENCIAS NATURALES

Las frecuencias naturales son un parámetro esencial para la descripción del comportamiento vibratorio de una estructura en el rango elástico [1]. La frecuencia se define como el número de oscilaciones que se dan en un intervalo unitario de tiempo

**Figura 1.** Frecuencias naturales de vibración.



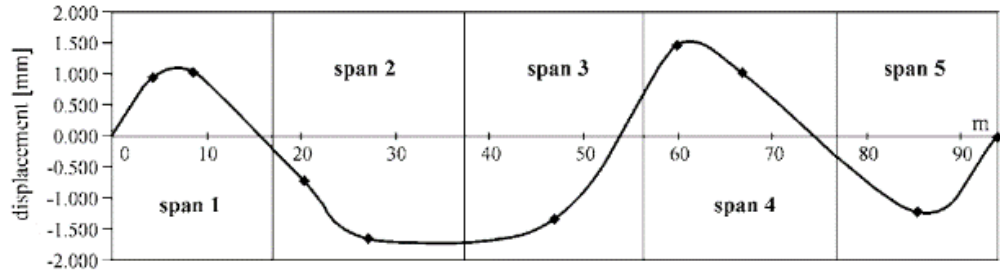
DE LA COLINA, J., & VALDÉS, J. *Pruebas Dinámicas de Vibración Forzada en un Edificio de Concreto Reforzado de Cuatro Niveles*. 2008. [2]

### 1.2. FORMAS MODALES

Toda estructura presenta distintos modos o formas de vibración frente a una excitación dinámica. Cada una de ellas tiene asociada una frecuencia distinta; donde la estructura puede rotar, deformarse y desplazarse en las tres dimensiones.

Estas formas modales y en general, las demás propiedades dinámicas, dependen directamente de las secciones de los elementos estructurales, las propiedades de los materiales y la condición de apoyo de la estructura.

**Figura 2.** Formas modales estructura arbitraria.



WENZEL, Helmut. & PICHLER, Dieter. *Ambient Vibration Monitoring*, 2005. [3]

### 1.3. AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento es la capacidad que tiene una estructura de disipar energía; esto se da gracias a la fricción interna de los materiales y la fricción entre los elementos estructurales, al amortiguamiento aerodinámico e hidrodinámico, la capacidad de disipación de energía de la cimentación, etc. [4]

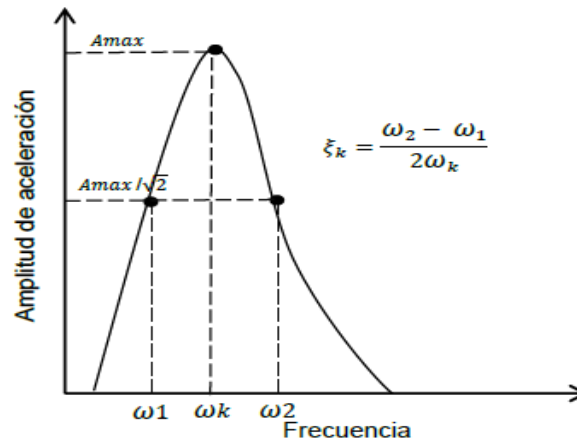
El amortiguamiento mejora el comportamiento dinámico de la estructura, por lo que hoy en día se considera como uno de los parámetros más importantes en el diseño sísmo resistente. A medida que se avanza en las investigaciones se crean nuevos métodos para incrementar esta propiedad en la estructura, como por ejemplo, la implementación de materiales que absorben una gran cantidad de energía o la disipación por medio de la fluencia de ciertos elementos de forma controlada. [4]

Uno de los métodos usados para la identificación de los porcentajes de amortiguamiento modal en dominio de la frecuencia es el método de ancho de banda. La estimación del coeficiente de amortiguamiento  $\xi_k$  asociado a un modo de vibración  $k$  se puede obtener a partir de la siguiente expresión. [1]

$$\xi_k = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_k} \quad (1)$$

$\omega_1$  y  $\omega_2$  son frecuencias vecinas cuya amplitud de respuesta se obtiene de la reducción de la amplitud máxima en  $1/\sqrt{2}$ .

**Figura 3.** Método ancho de banda.



FRANCO ARIZA, Graciela Carolina. Calibración del modelo numérico existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. 2012. [\[5\]](#)

#### **1.4. EXCITACIÓN POR EFECTOS AMBIENTALES**

La excitación por efectos ambientales considera la acción del medio ambiente como tráfico, viento, oleaje y los sismos. Dentro de estas variantes de excitación ambiental, la más empleada es el tráfico; que permite realizar mediciones en un puente bajo condiciones normales de servicio y por un bajo costo. [\[1\]](#)

#### **1.5. TÉCNICAS EXPERIMENTALES DE ANÁLISIS MODAL**

El principal problema asociado con las pruebas de vibración forzada en cualquier tipo de estructuras se deriva en el equipo de excitación, sin embargo, las pruebas de vibraciones ambientales se ha desarrollado un notable avance tecnológico en materia de sensores desde tipo analógico hasta digitales, lo cual ha favorecido la instrumentación de grandes estructuras, tanto en la medición de la respuesta estructural a excitaciones ambientales como la aplicación de métodos adecuados de identificación modal estocásticos. [\[6\]](#) Las técnicas de identificación modal se basan en señales de entrada-salida (input-output) y/o de salida solamente (output-only). Los registros de aceleración de la estructura es captada por uno o varios sensores en posiciones fijas de referencia y con un conjunto de sensores en diferentes puntos de medición que pueden ser fijo o se pueden trabajar en diferentes configuraciones. En las técnicas de identificación modal empleadas en mediciones de vibración ambiental, se definen dos grupos: los “no paramétricos”, en dominio de la frecuencia (Peak Picking Method, FDD, EFDD, etc.), y los “paramétricos”, en el dominio del tiempo (SSI, NExT/ERA). [\[1\]](#)

## 1.6. TRANSFORMADA DE FOURIER

El análisis de Fourier se utiliza como base para la desratización de la señal en términos de frecuencia. De esta manera, para una señal  $S(t)$  con espectro  $S(f)$  se verificarán las siguientes expresiones. [\[5\]](#)

$$S(t) = \int_{-\infty}^{\infty} S(f) e^{j2\pi ft} df; j = \sqrt{-1} \quad (2)$$

$$S(f) = \int_{-\infty}^{\infty} S(t) e^{-j2\pi ft} dt; j = \sqrt{-1} \quad (3)$$

La función  $S(f)$  se denomina espectro de  $S(t)$  y representa la manera como la medida de amplitud relativa de la señal se distribuye con la frecuencia. [\[5\]](#)

## 2. DESCRIPCIÓN CASO DE ESTUDIO: ANTIGUO PUENTE GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ

### 2.1. UBICACIÓN

Ubicado en el kilómetro 30 de la vía Girón-Zapatoca, sobre el río Sogamoso.

**Figura 4.** Ubicación antiguo Puente Guillermo Gómez Ortiz.



RODRÍGUEZ PÉREZ, Anderson Fabián. DÍAZ ROJAS, Julián Ariel. Estudio de la capacidad resistente de puentes metálicos. 2015. [\[7\]](#)

### 2.2. TIPOLOGÍA

**Figura 5.** Antiguo Puente Guillermo Gómez Ortiz.



RODRÍGUEZ PÉREZ, Anderson Fabián. DÍAZ ROJAS, Julián Ariel. Estudio de la capacidad resistente de puentes metálicos. 2015. [\[7\]](#)

El antiguo puente metálico Guillermo Gómez Ortiz (PGO) consta de tres luces simplemente apoyadas; donde la luz central consiste de una estructura metálica tipo Warren de longitud 74.545 metros, 5 metros de ancho y 10 metros de alto, compuesta por 11 perfiles diferentes, un paso superior vehicular con losa de concreto con longitud 81 metros y un ancho total de 8.6 metros, los cuales 7.9 corresponden a dos carriles y 0.7 a bordillos y barandas en concreto. Posee viaductos o luces de aproximación en sus extremos que consisten en una losa de vigas en concreto reforzado, una de 13.4 metros de longitud en el lado de Girón y otra de 25.5 metros en el lado de Zapatoca.

### 3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

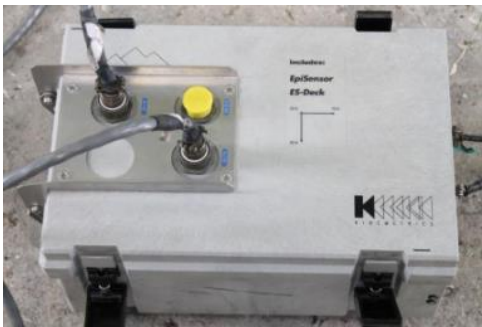
Previamente a la toma de datos de vibración, se hicieron una serie de visitas de campo para realizar el respectivo levantamiento geométrico; se midió con cinta cada uno de los perfiles a los que se tenía acceso, y mediante el Escáner RieglVZ400 de Geomática se pudo corroborar estas medidas y conocer las dimensiones de los elementos restantes. Así mismo, se examinó el estado de deterioro del puente y finalmente se realizó un modelo numérico de elementos finitos en el software MIDAS/CIVIL.

Estos estudios fueron realizados por [\[7\]](#), y han sido utilizados como base para el desarrollo del trabajo aquí descrito.

#### 3.1. EQUIPO

Se utilizó la consola de registro Kinematics K-2; que es un equipo de adquisición multicanal diseñado principalmente para aplicaciones de ingeniería estructural. Su sensibilidad en la medición de aceleraciones hasta  $\pm 4g$  para nivel de ruido ambiente; dos sensores triaxiales FBA ES-T de 10 V/g; ancho de banda DC hasta 200 Hz; rango de frecuencia de entre 0.15 y 100 Hz y un rango dinámico desde  $\pm 0.25g$  a  $\pm 4g$ .[\[8\]](#)

**Figura 6.** Consola de registro Kinematics K-2.



FRANCO ARIZA, Graciela Carolina. Calibración del modelo numérico existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. 2012. [\[5\]](#)

**Figura 7. Sensor ES-T**



FRANCO ARIZA, Graciela Carolina. Calibración del modelo numérico existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. 2012. <sup>[5]</sup>

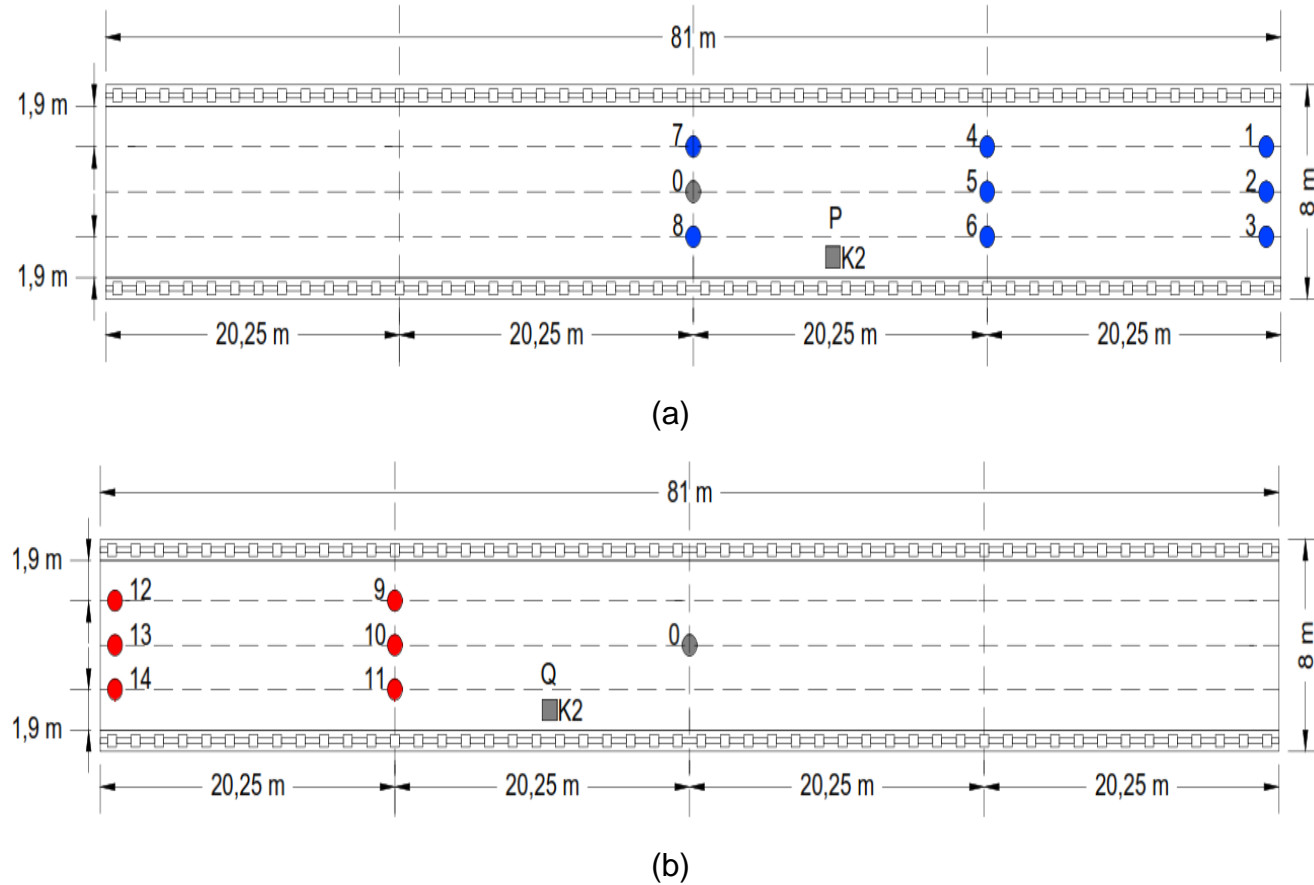
### **3.2. PRUEBAS AVT**

Estas pruebas se ejecutaron de acuerdo al procedimiento indicado por el profesor Guillermo Martínez Ruiz de la U. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (Morelia, México) quien ha realizado este tipo de ensayos en distintos puentes con características similares. [\[9\]](#)

Inicialmente, se demarcó el puente cada  $L/4$  para establecer la ubicación de los sensores; pero como el equipo sólo contaba con dos sensores externos conectados al K2 por un cable de longitud 30 metros y el tablero del puente tiene 81 metros de largo, fue necesario dividir las pruebas en dos secciones, así:

- En la primera sección (Figura 8 (a)), el K2 se ubicó en el punto (P), manteniendo el sensor externo 1 fijo en la parte central del puente (posición 0); y el sensor externo 2 se radió desde la posición 1 a la 8, tomando un registro cada vez.
- En la segunda sección (Figura 8 (b)), el K2 se ubicó en el punto (Q), manteniendo igualmente el sensor externo 1 fijo en la parte central del puente (posición 0), con el fin de relacionar las dos secciones; y el sensor externo 2, se radió desde la posición 9 a la 12, tomando un registro cada vez.

**Figura 8.** Configuración de sensores durante los registros de aceleraciones: (a) sección 1, (b) sección 2.



Cada muestra tuvo una duración de 321 segundos y se obtuvieron registros de los dos sensores externos en dirección X, Y, Z. Del K2 no se obtuvieron registros.

## 4. PROCESAMIENTO DE SEÑALES

Para el procesamiento y análisis de las señales obtenidas experimentalmente en las pruebas AVT, se tomaron únicamente los datos registrados en la dirección perpendicular al plano del puente (dirección Z); ya que se quiere calibrar únicamente el modo fundamental del puente (flexión pura). Por otra, los registros tomados en las demás direcciones se ven afectados por las condiciones de apoyo que impiden el movimiento de vibración de la estructura en el plano longitudinal y transversal donde se obtienen resultados muy dispersos.

Para llevar a cabo este proceso, se adaptó el código elaborado por los ingenieros Sebastián Castellanos y Johannio Marulanda, en el programa MATLAB, a las necesidades del proyecto. Éste fue suministrado por los autores para su utilización en este trabajo. [\[Anexo A\]](#)

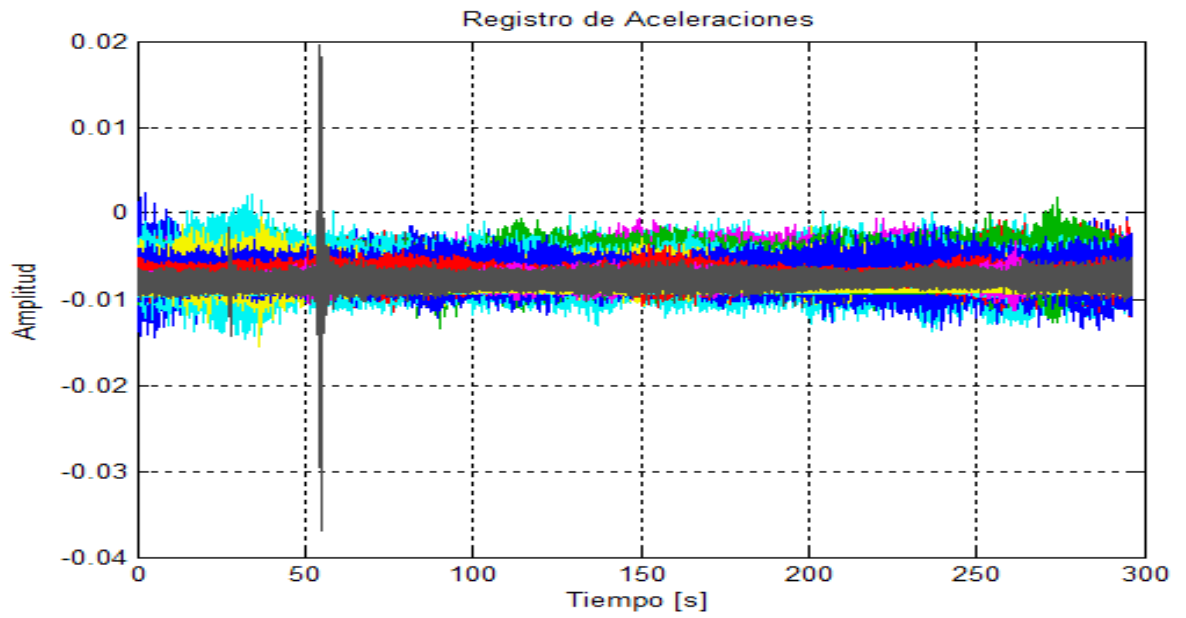
Por último, y para efectos de análisis de datos, es importante mencionar, que se obtuvo un conjunto de 28 señales, cada una con un total de 59280 registros, tomados con una frecuencia de 200 Hz.

### 4.1. CONVERSIÓN DE DATOS A UNIDADES DE ACELERACIÓN Y CORRECCIÓN DE LÍNEA BASE

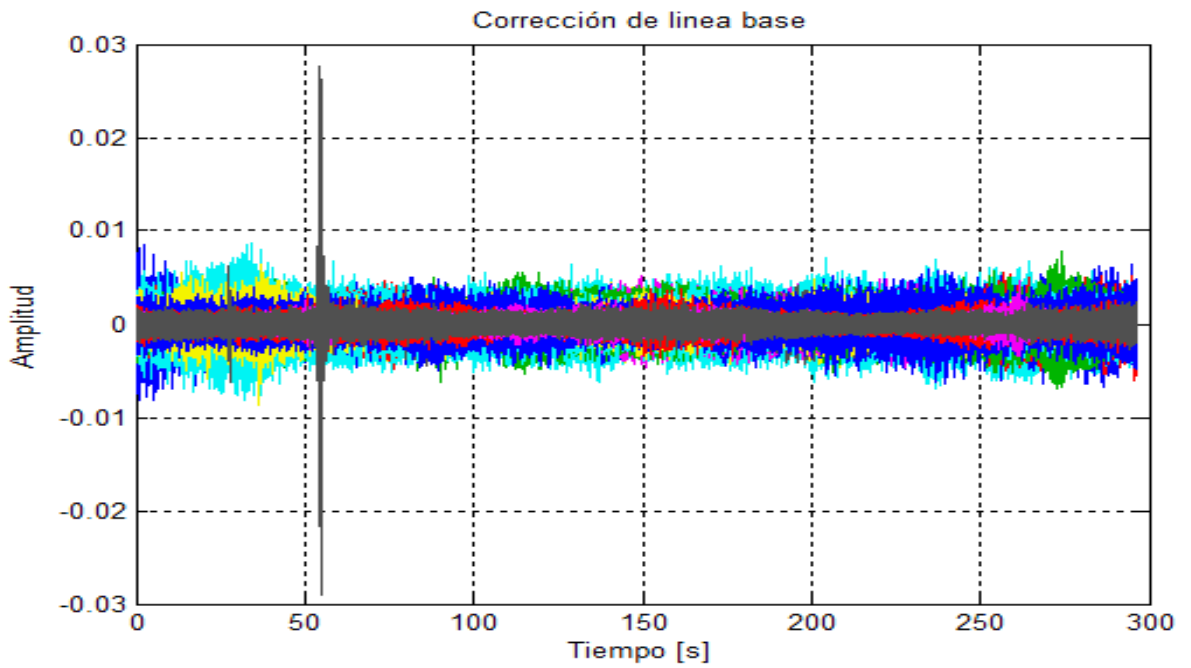
Los datos almacenados por el K2 se encuentran en términos de voltios; por lo que fue necesario, transformarlos a unidades de aceleración en términos de gravedad. Seguidamente, se realizó la corrección de línea base, para eliminar sus tendencias que aportan ruido a la señal.

En este tratamiento se ajusta el espectro de aceleraciones a una función cuadrática, y posteriormente se realiza la resta entre estas curvas. Finalmente, el espectro de aceleraciones corregido tiene como media el valor cero y una varianza diferente de cero. (Figura 9).

**Figura 9.** Registro de aceleraciones originales (a). Registros con corrección de línea base de las señales (b).



(a)

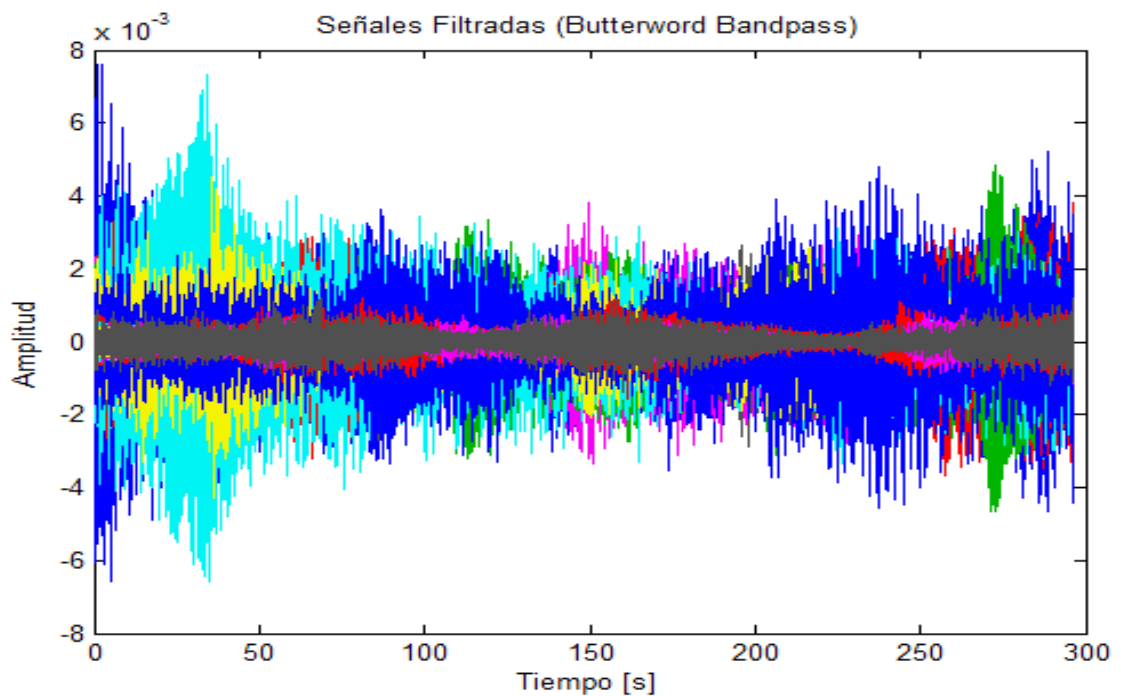


(b)

## 4.2. FILTRO DIGITAL PASABANDA

El filtro digital Pasabanda se aplica para eliminar ruido y trabajar únicamente con el rango de frecuencias de interés. Para este caso, se utilizó el filtro Butterworth con un rango de frecuencias entre 1 Hz y 10 Hz, en el que se estima, se encuentra la frecuencia fundamental de la estructura según los resultados del modelo numérico de elementos finitos modelado en *MIDAS/CIVIL*.

**Figura 10.** Señales filtradas (Butterworth bandpass).



## 4.3. REDUCCIÓN DEL EFECTO DE ESCURRIMIENTO (LEAKAGE)

El leakage, es un error de escurrimiento de la frecuencia, que se debe a la no periodicidad de la señal y al carácter finito de la serie temporal que se manifiesta a través de la distribución de energía asociada a una frecuencia específica de las demás frecuencias vecinas [\[1\]](#). Este error se reduce mediante el uso de una función ventana, que se encarga de disminuir estas discontinuidades en los extremos de la señal. Existen distintos tipos de función ventana para reducir estos efectos (Rectangular, Hanning, Gaussian, Flat-top, etc.), sin embargo, su selección está

ligada a la relación entre una buena estimación de amplitud y una adecuada resolución espectral.

Partiendo de lo anterior, se eligió la ventana de Hamming para el procesamiento de los datos, ya que mejora generosamente el decaimiento de las altas frecuencias.

La formulación de esta ventana está dada por:

$$W_k = a_0 - a_1 \cos\left(\frac{2\pi n}{N}\right) \quad 0 \leq k \leq N \quad (4)$$

$$a_0 = 0,53836; \quad a_1 = 0,46164; \quad L = N + 1$$

Donde  $L$  es la longitud de la ventana.

En total se utilizaron 16 ventanas, cada una con 3705 datos.

#### **4.4. FUNCIÓN DENSIDAD ESPECTRAL DE POTENCIA (PSD)**

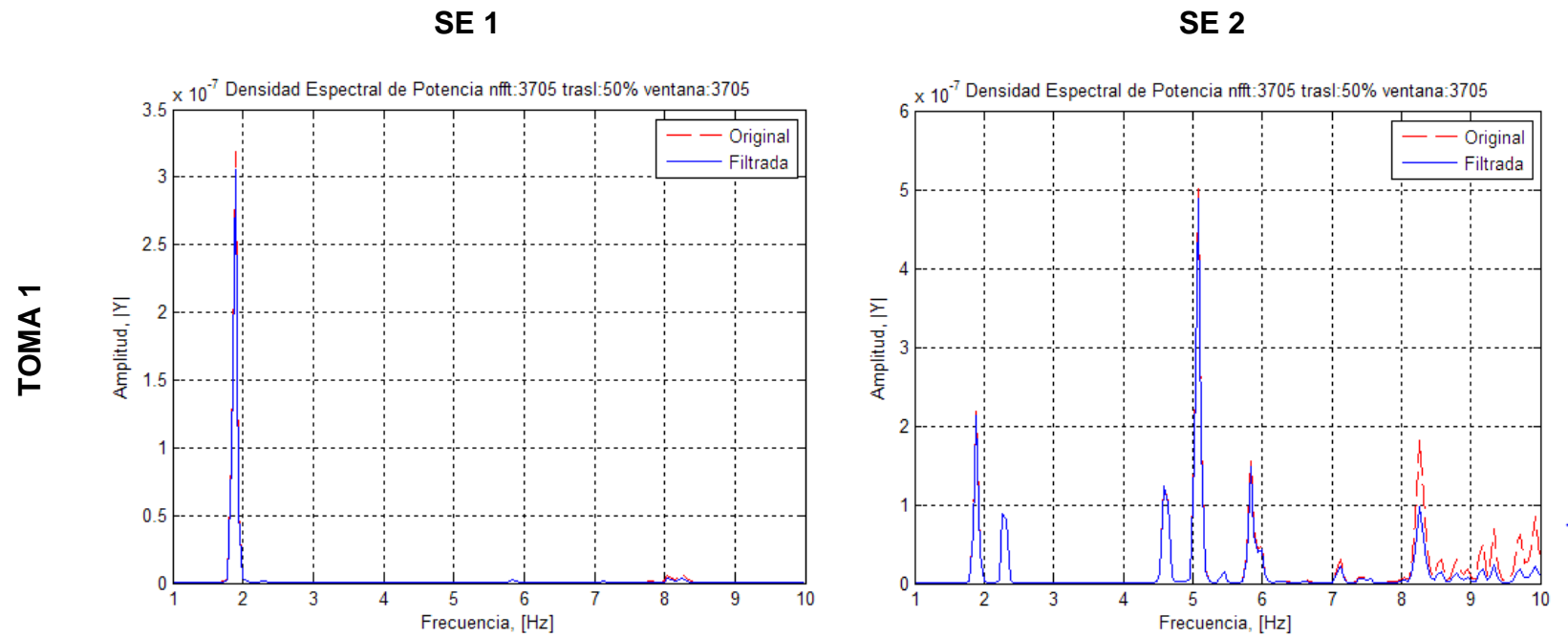
Para la identificación de las propiedades dinámicas de la estructura, se realiza un análisis mediante técnicas no paramétricas en el dominio de la frecuencia, ya que las fuentes de excitación son desconocidas por tratarse de pruebas de vibración ambiental; además de que el análisis en el dominio de la frecuencia permite identificar modos bien separados entre sí.

La función Densidad Espectral de Potencia, permite transformar los datos del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, por medio de la transformada rápida de Fourier. Como resultado se obtiene una gráfica para cada señal que muestra la concentración de energía asociada a una frecuencia específica.

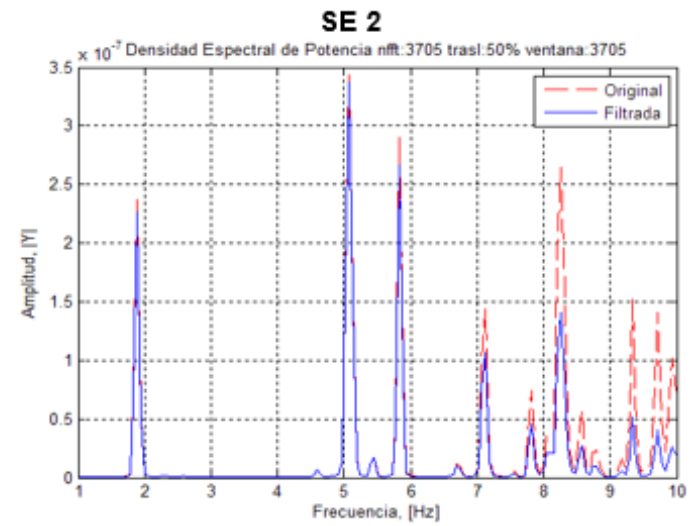
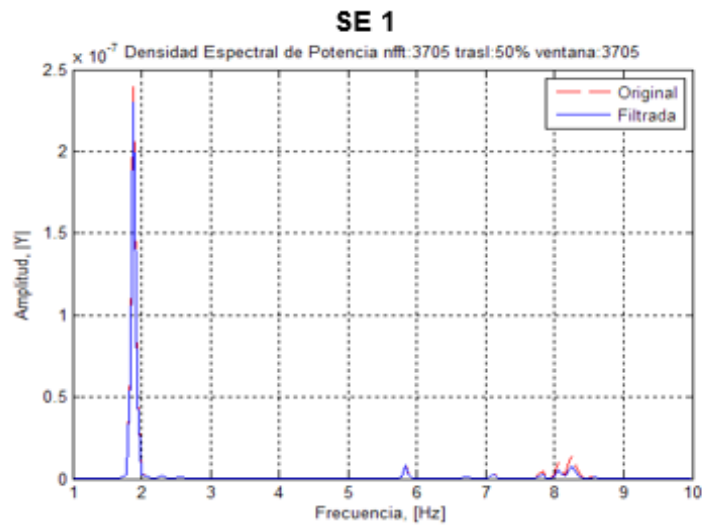
A continuación, se muestran las gráficas de densidad espectral de potencia de la señal original y filtrada para cada toma de datos realizada según la configuración de sensores establecida.

Figura 11. Autoespectros de potencia por toma de datos realizada.

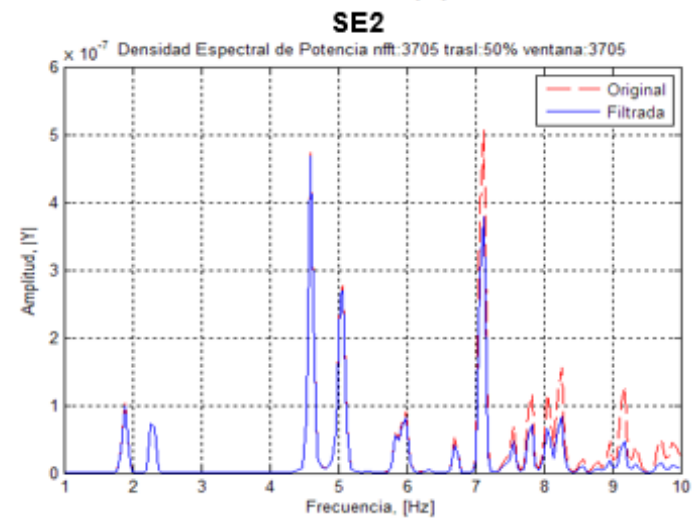
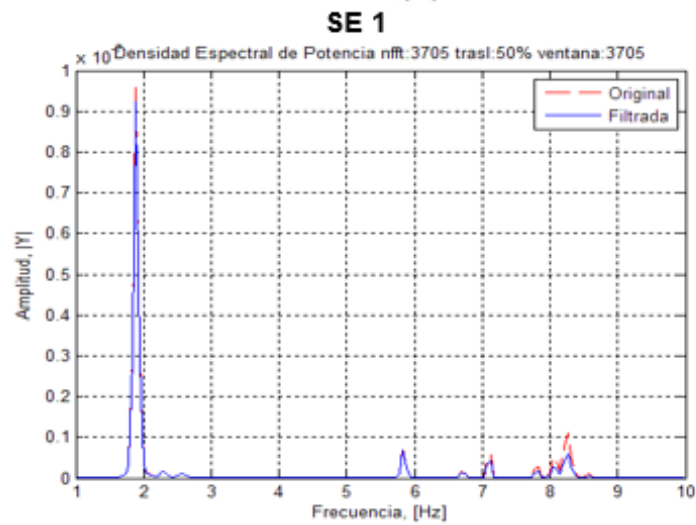
SE1: sensor externo 1, SE2: sensor externo 2.



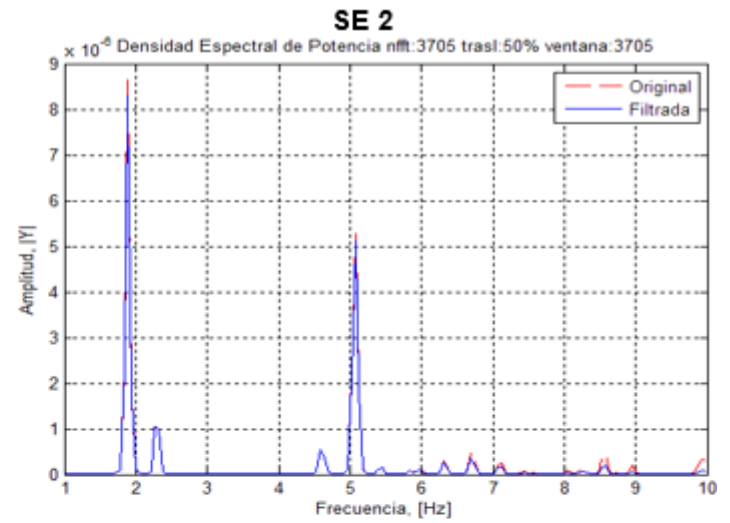
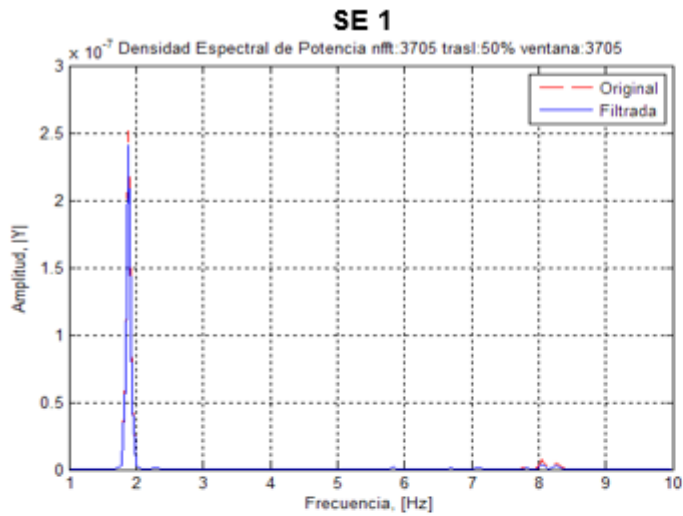
**TOMA 2**



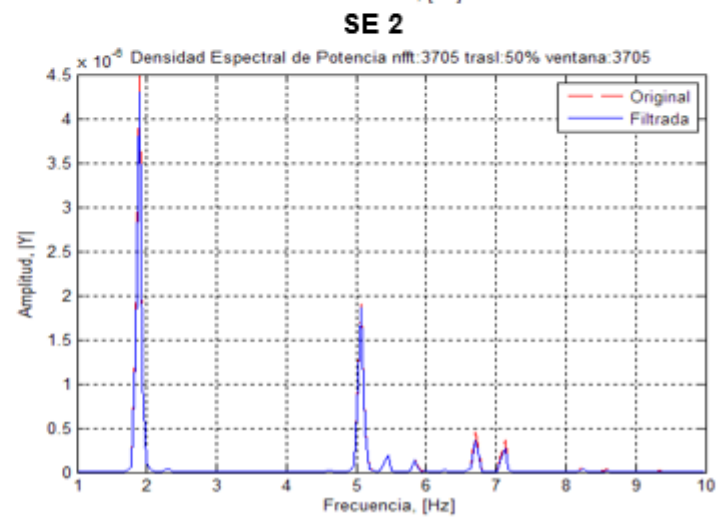
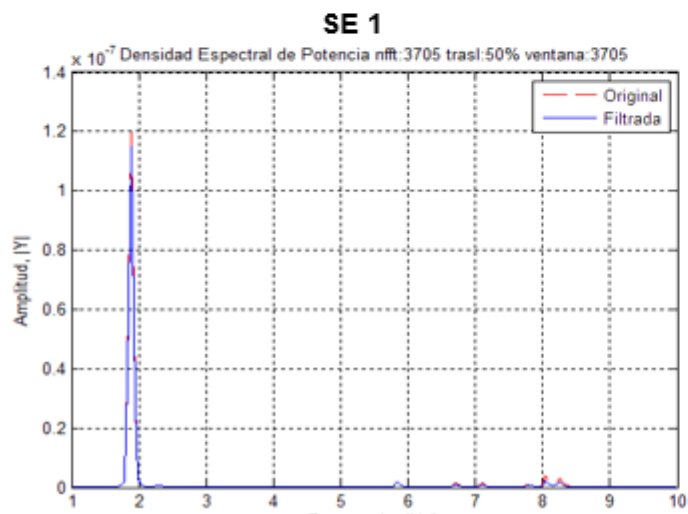
**TOMA 3**



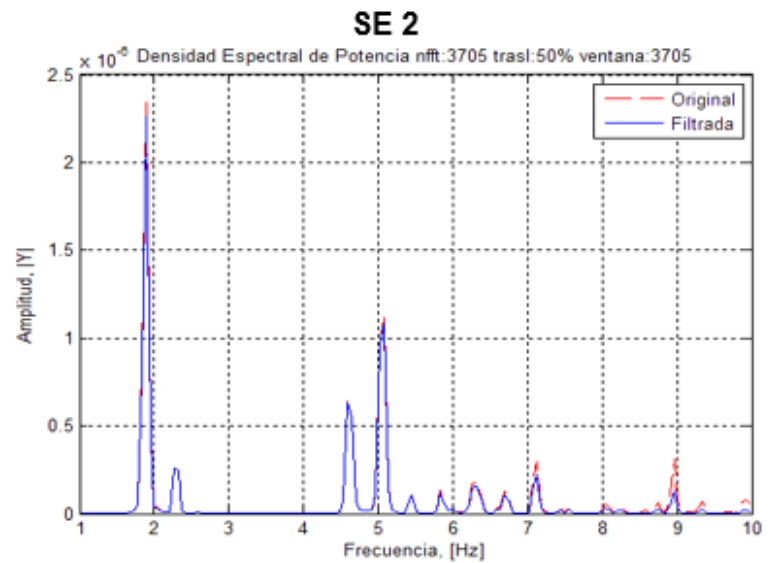
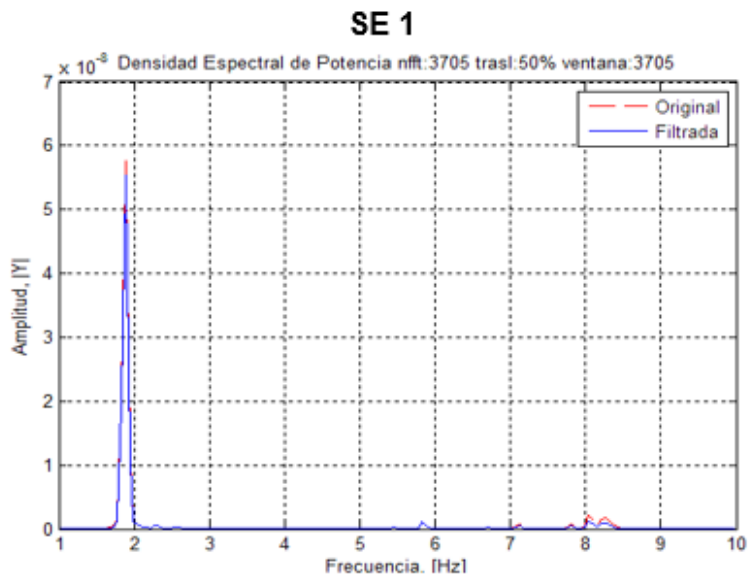
**TOMA 4**



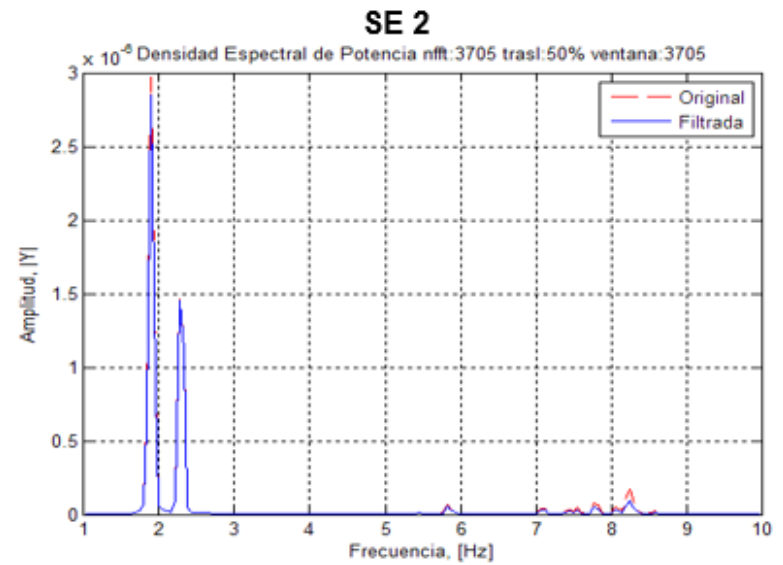
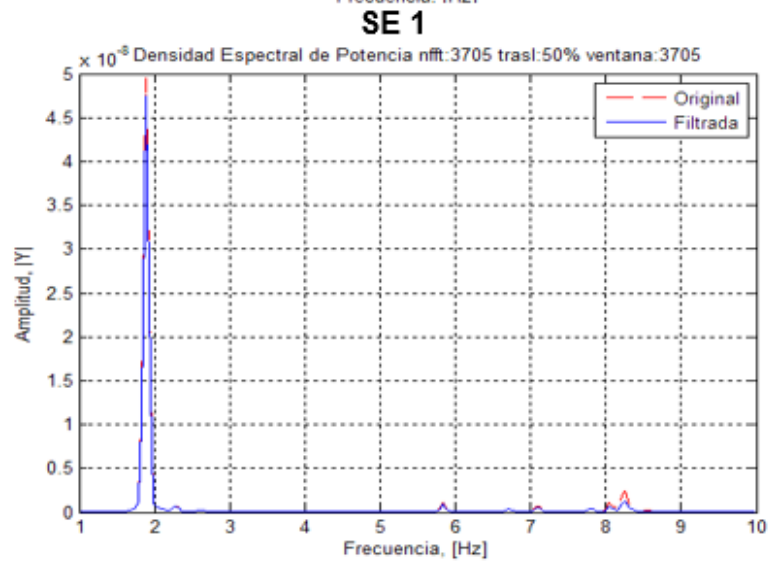
**TOMA 5**



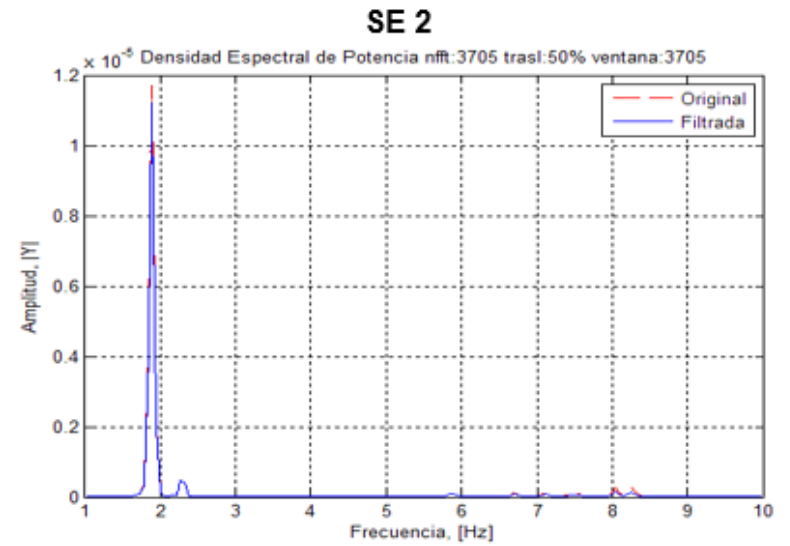
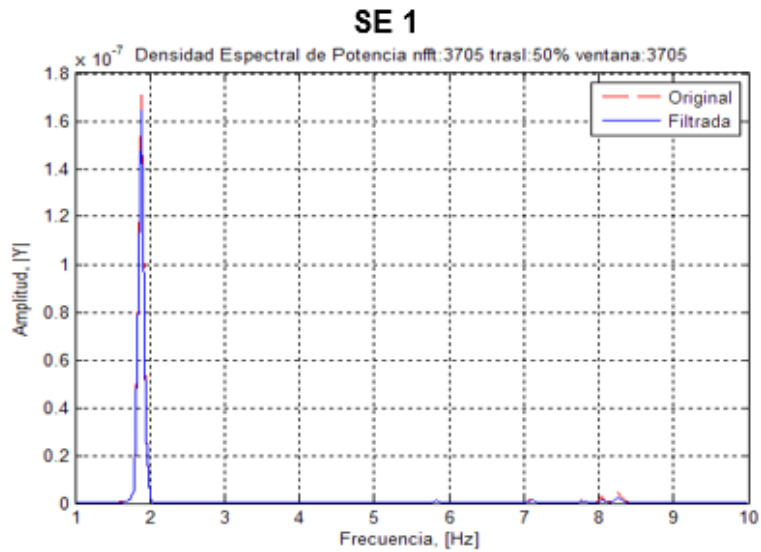
**TOMA 6**



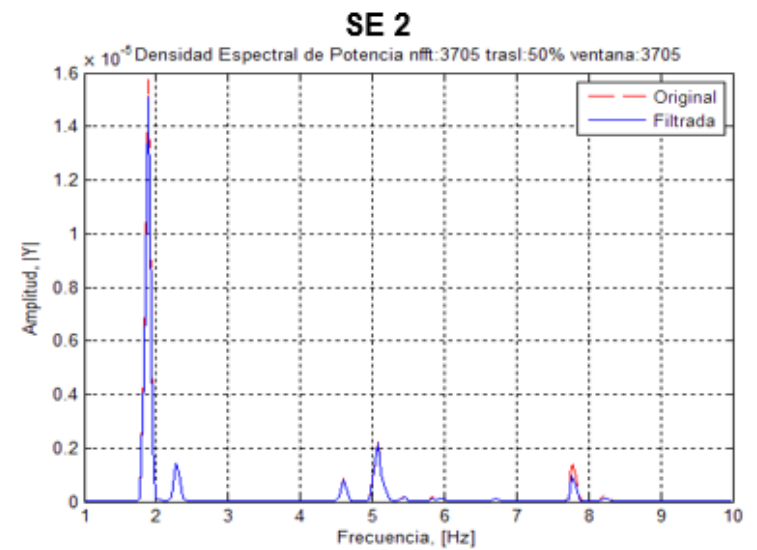
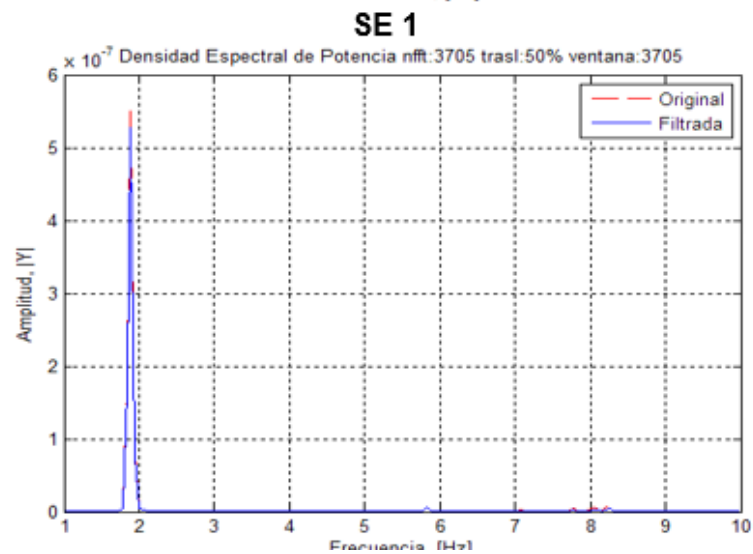
**TOMA 7**



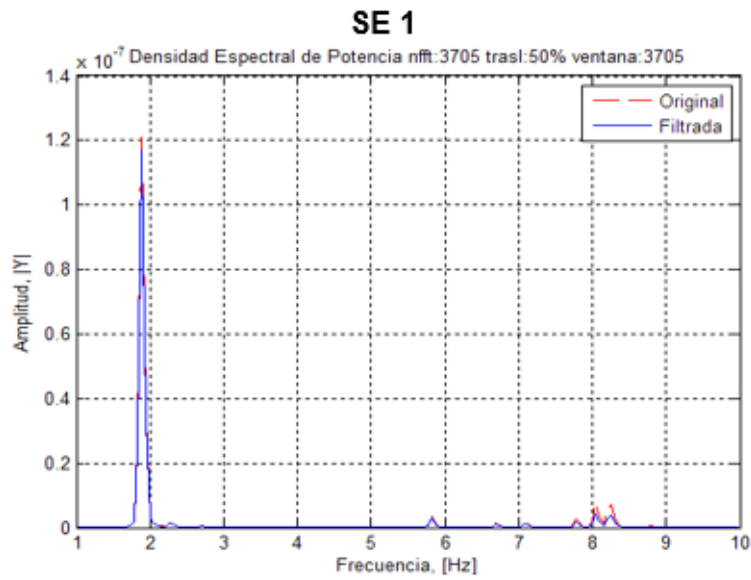
TOMA 8



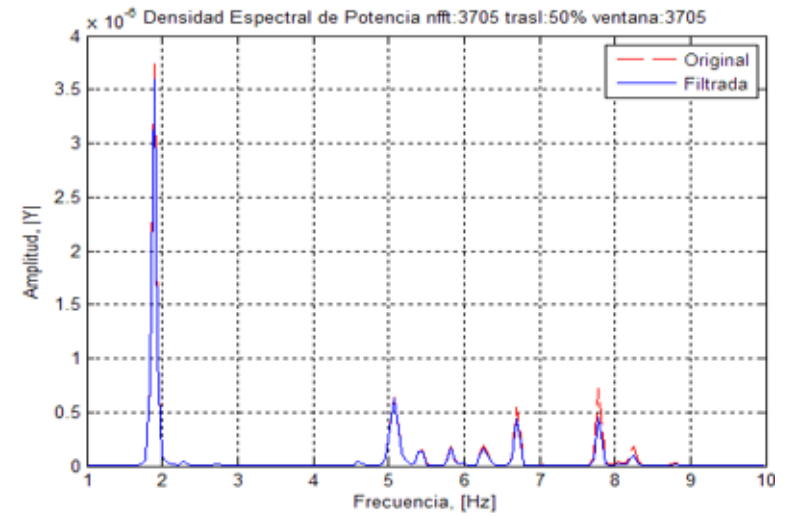
TOMA 9



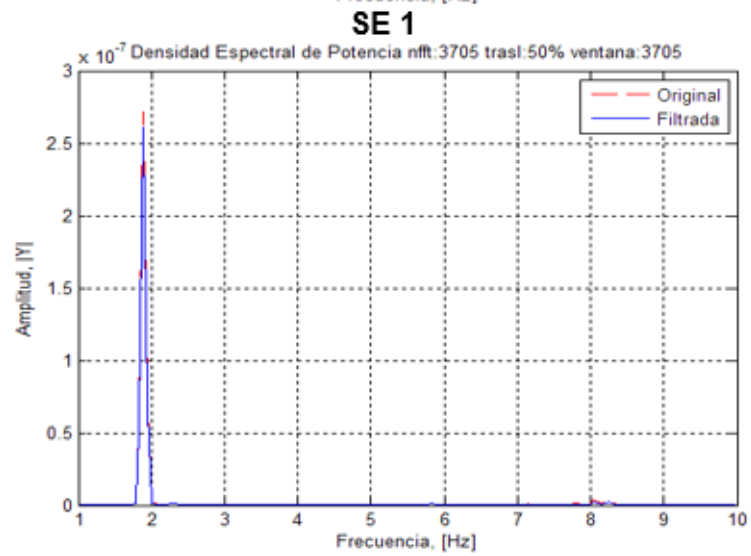
TOMA 10



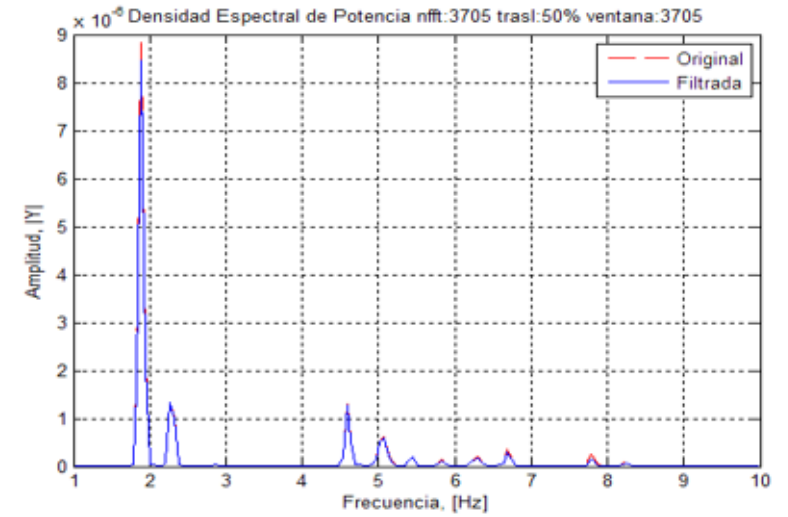
**SE 2**



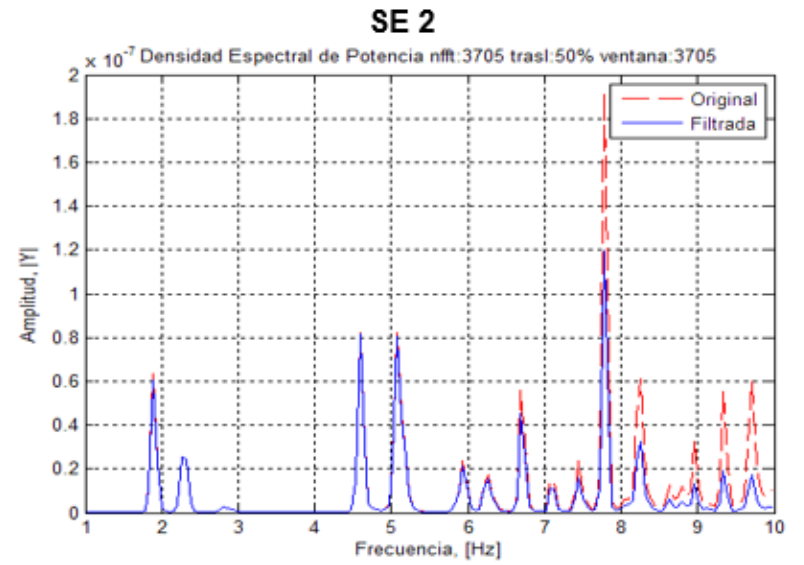
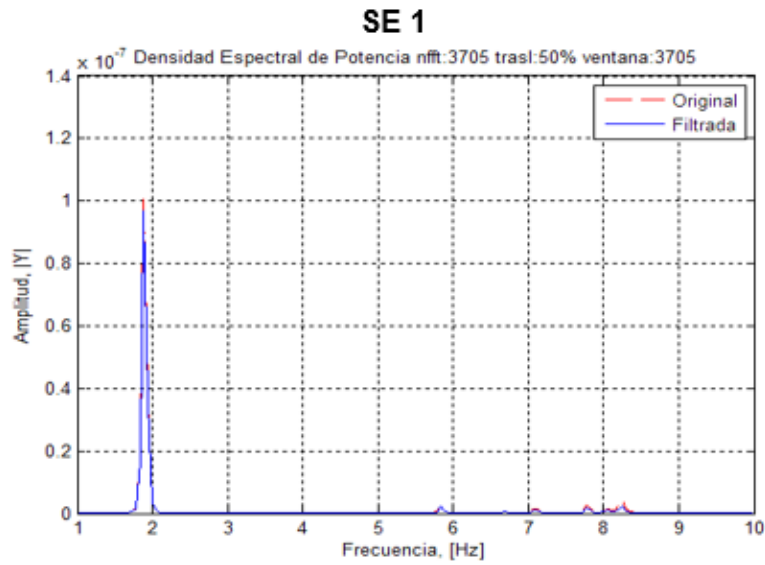
TOMA 11



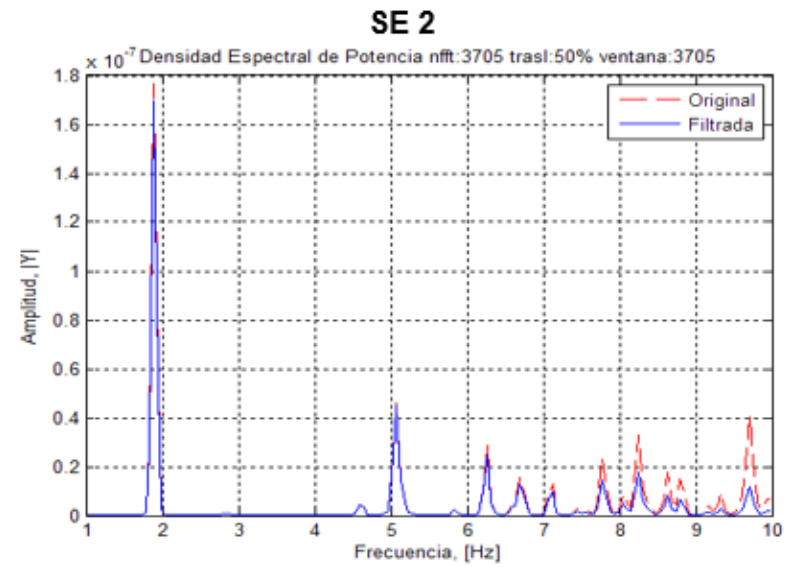
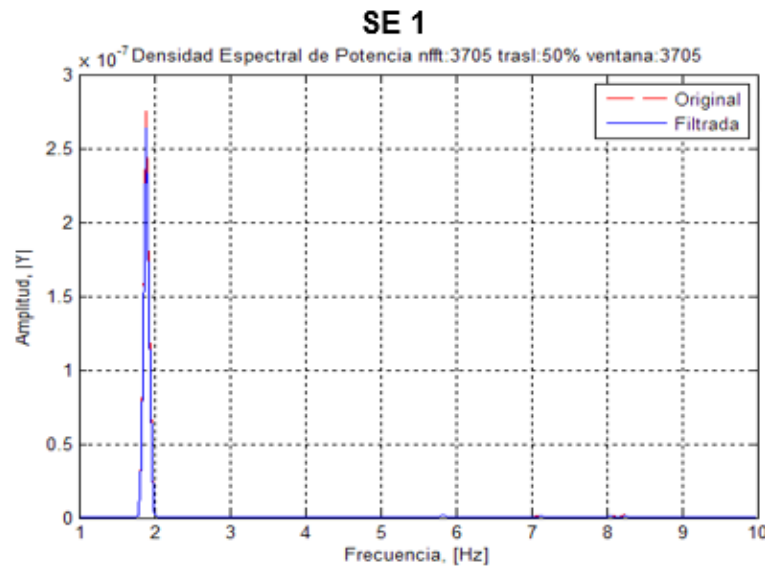
**SE 2**



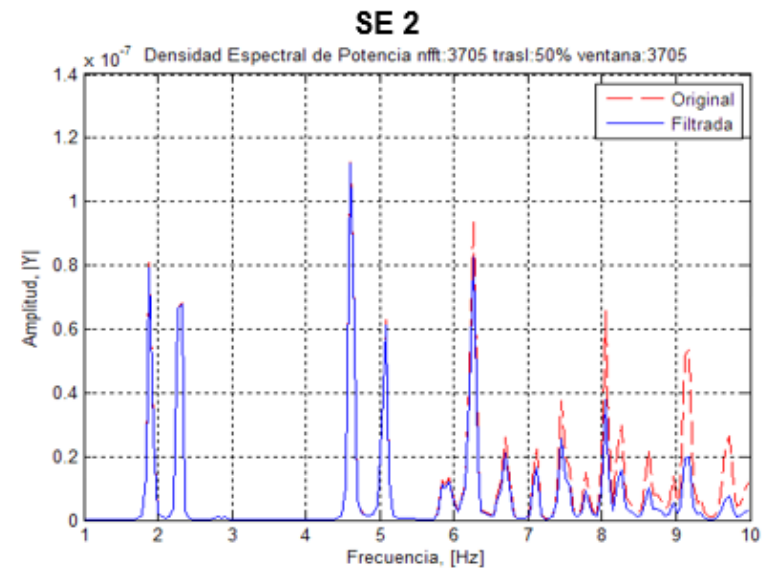
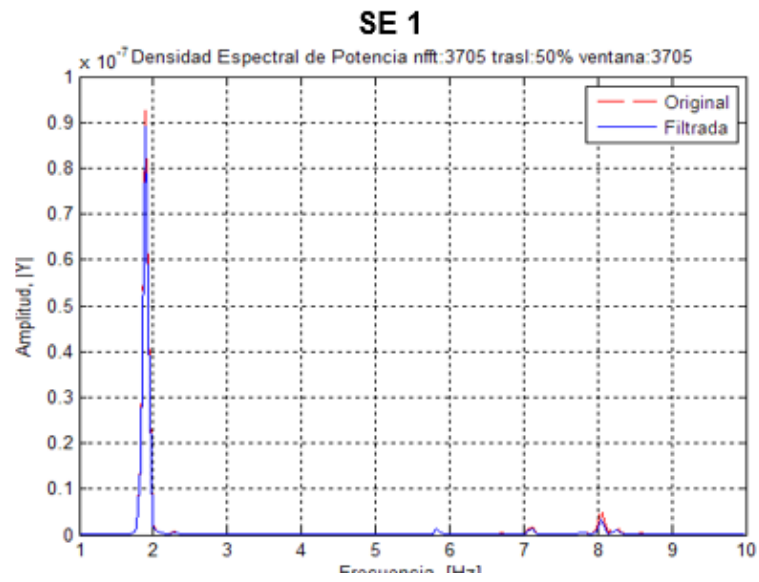
TOMA 12



TOMA 13



TOMA 14



#### 4.5. SELECCIÓN DE PICOS (PEAK PICKING)

El método Peak Picking es uno de los más sencillos y utilizados para identificar los parámetros modales de una estructura sometida a sollicitaciones ambientales. Se basa en que el espectro medio normalizado de las señales obtenidas (ANPSD), llega a valores máximos en las frecuencias naturales del sistema; permitiendo por lo tanto identificarlas.

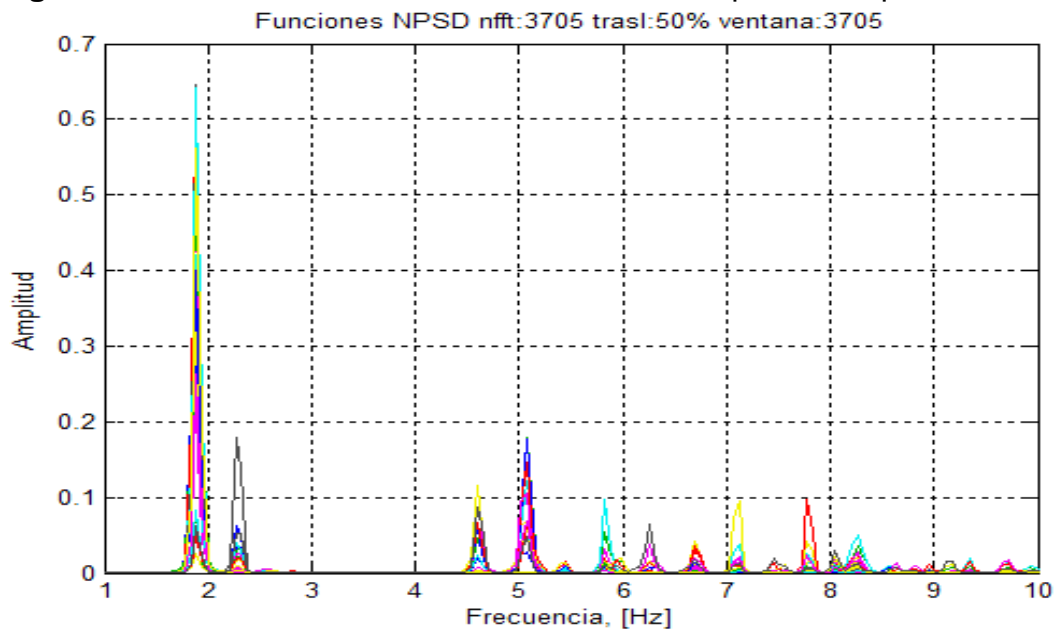
El espectro medio normalizado, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$ANPSD(w) = \frac{1}{l} \sum_{i=1}^l NPSD_i(w) \quad (5)$$

Donde  $l$  corresponde al número de grados de libertad instrumentados y  $NPSD_i$  a los espectros normalizados, que son el resultado de dividir los auto-espectros  $PSD_i$  por el número total de sus ordenadas.

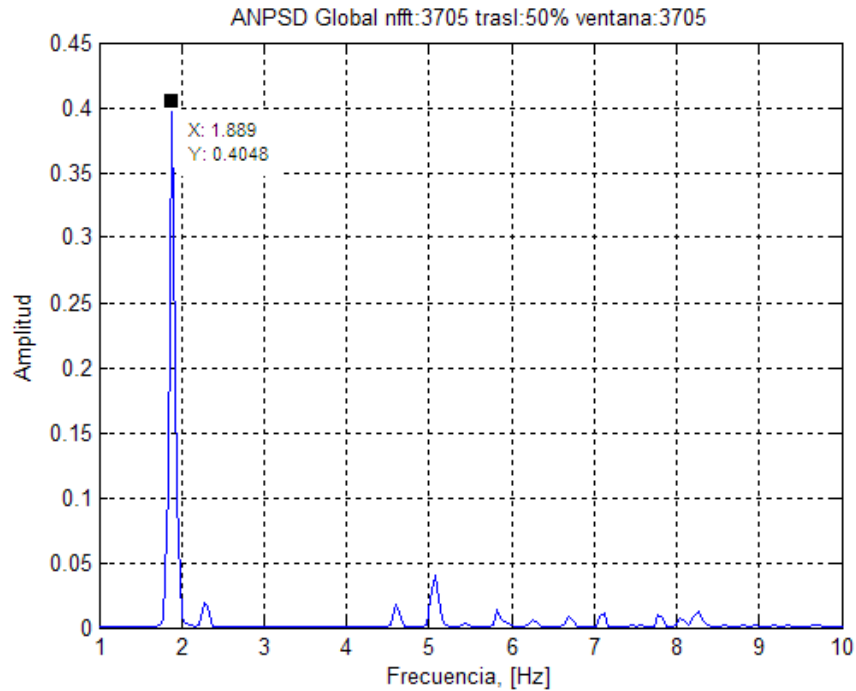
$$NPSD_i(\omega) = \frac{PSD_i(\omega)}{\sum_{k=1}^N PSD(\omega_k)} \quad (6)$$

**Figura 12.** Funciones normalizadas de densidad espectral de potencia.



Finalmente, el espectro medio normalizado es el siguiente:

**Figura 13.** Espectro medio normalizado



En la figura 13, el pico que alcanza el valor máximo de amplitud, tiene asociada una frecuencia de 1,889 [Hz], que corresponde aparentemente a la frecuencia fundamental del puente. Sin embargo, para corroborar estos resultados, se realizaron funciones de coherencia.

#### 4.6. FUNCIONES DE CHERENCIA

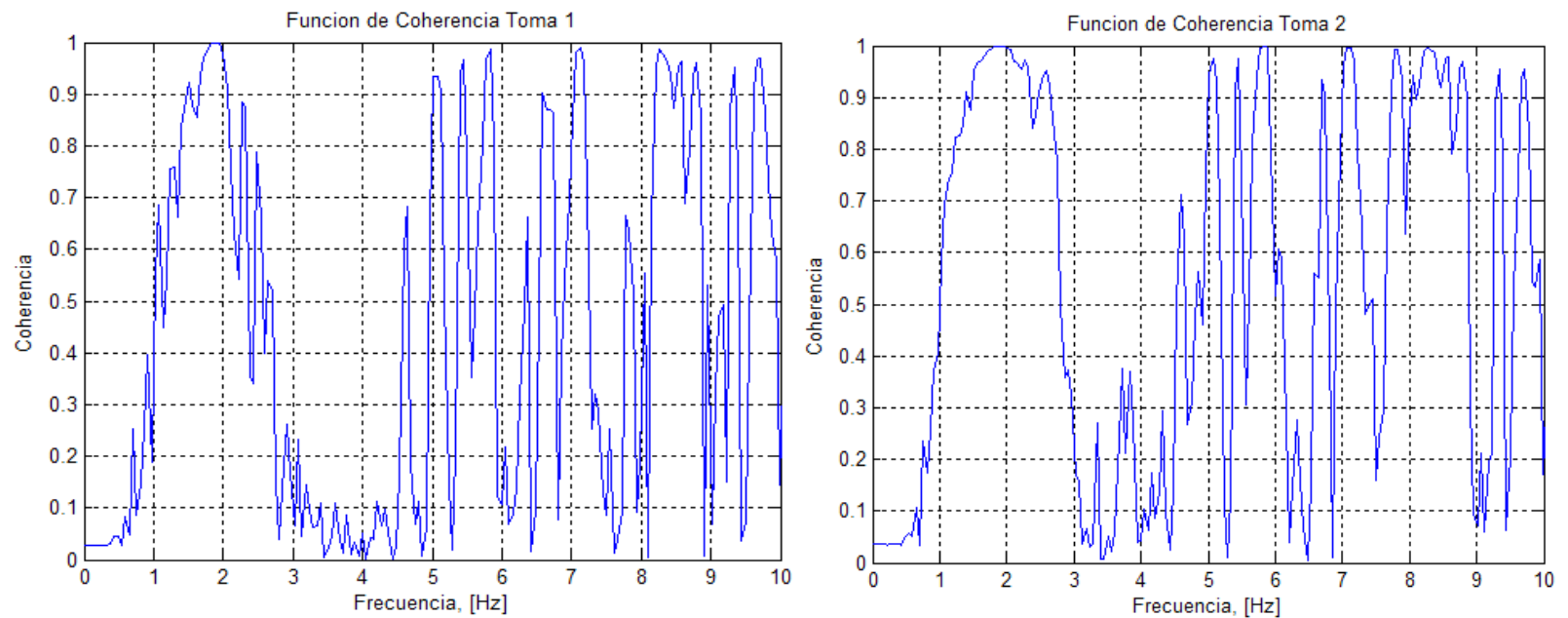
Las funciones de coherencia entre dos señales, permiten seleccionar los picos del espectro medio normalizado, que ciertamente corresponden a las frecuencias de los modos de vibración de la estructura. El rango en el que se ubican estas funciones está entre 0 y 1 en el dominio de la frecuencia; donde los valores cercanos a 1 indican un mayor grado de linealidad entre las señales.

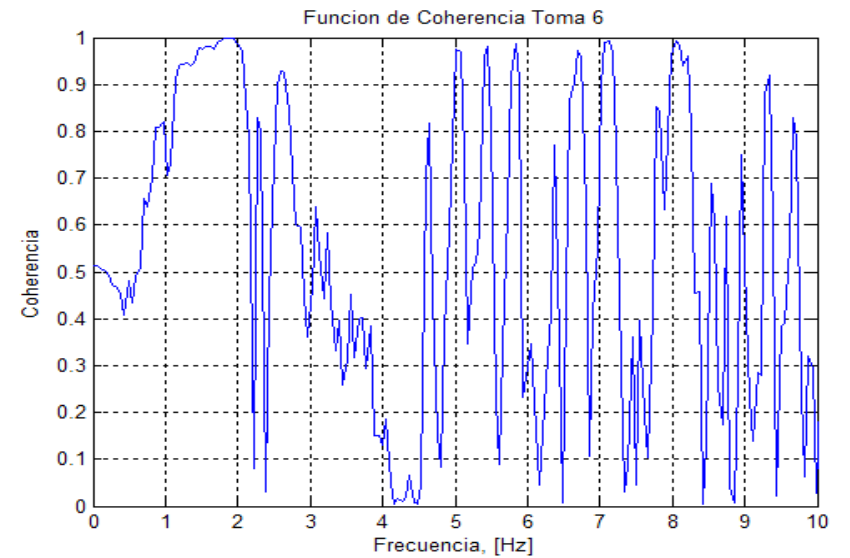
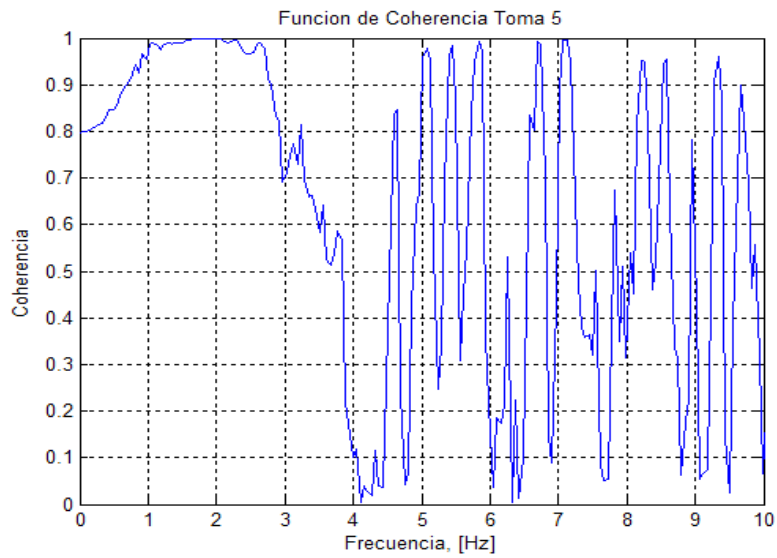
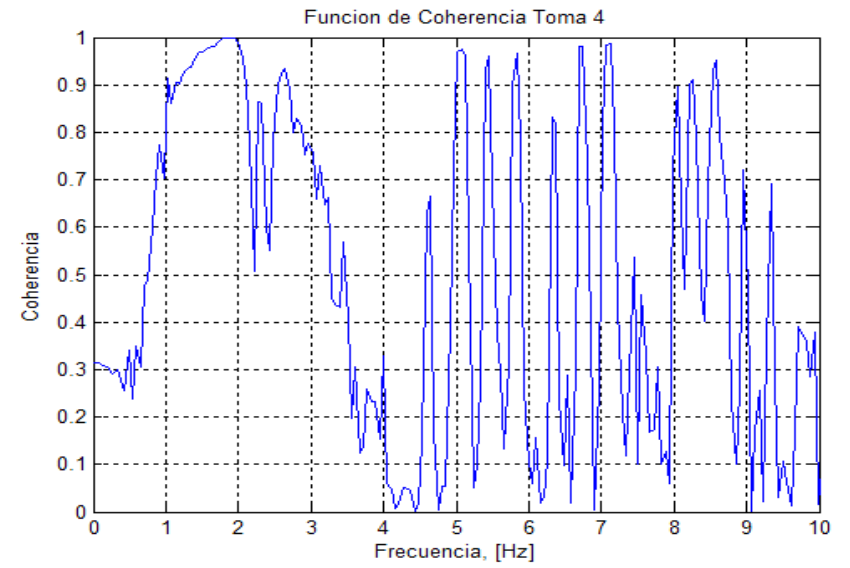
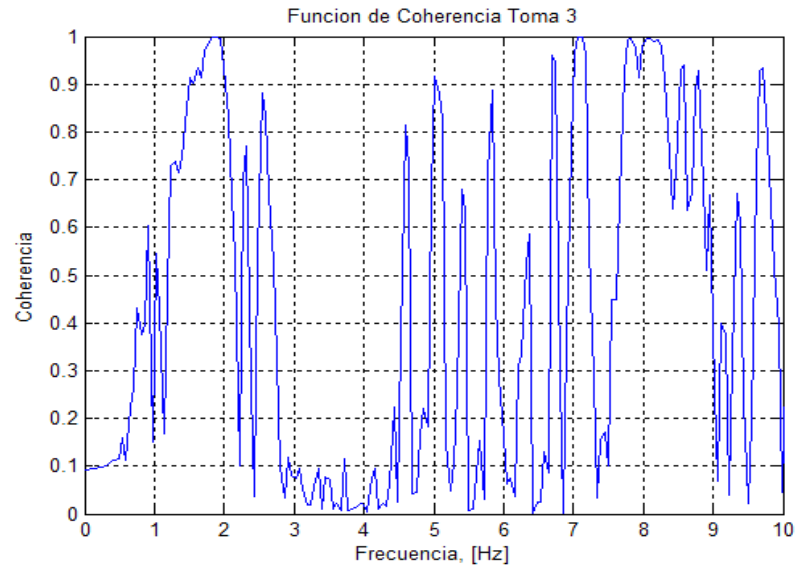
La función de coherencia entre dos señales  $y_i$  y  $y_j$  se calcula como sigue:

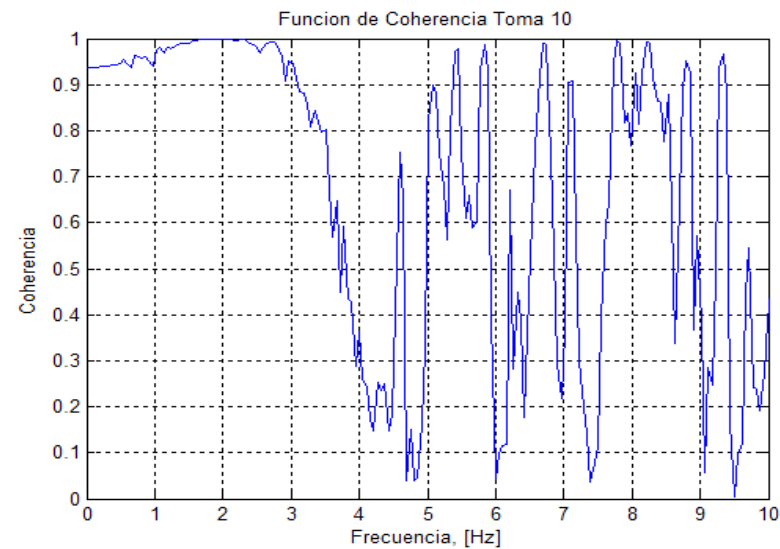
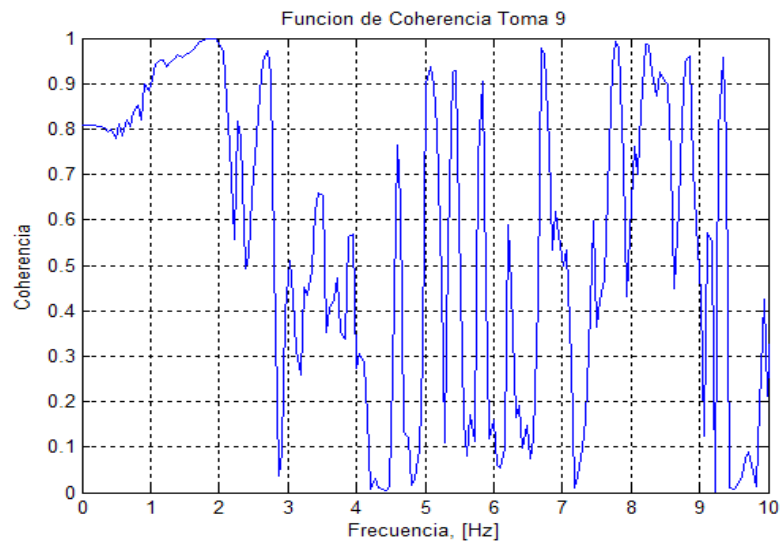
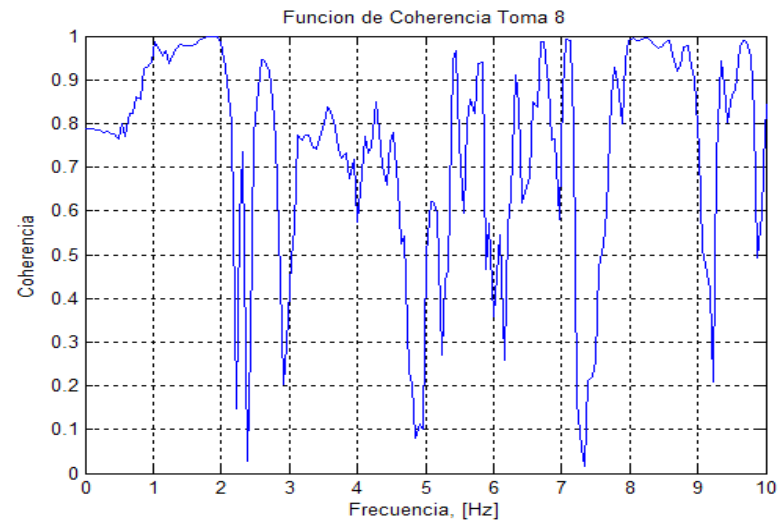
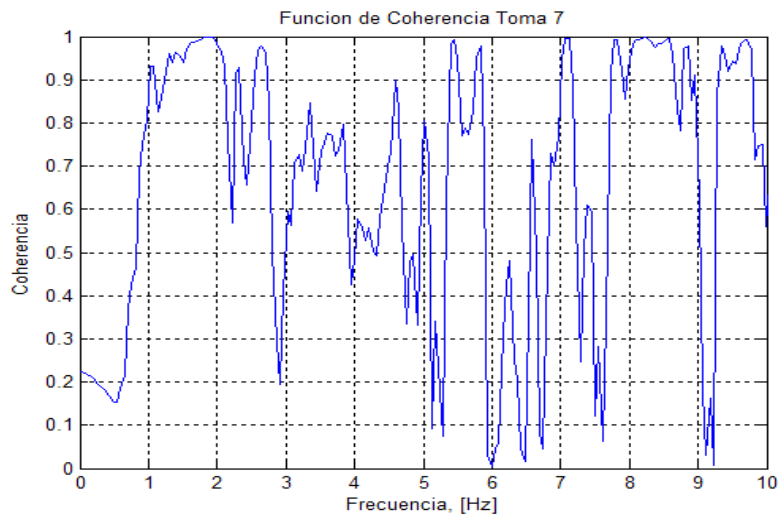
$$\gamma_{ij}^2(\omega) = \frac{|S_y(\omega)_{ij}|^2}{S_y(\omega)_{i,i}S_y(\omega)_{j,j}} \quad (7)$$

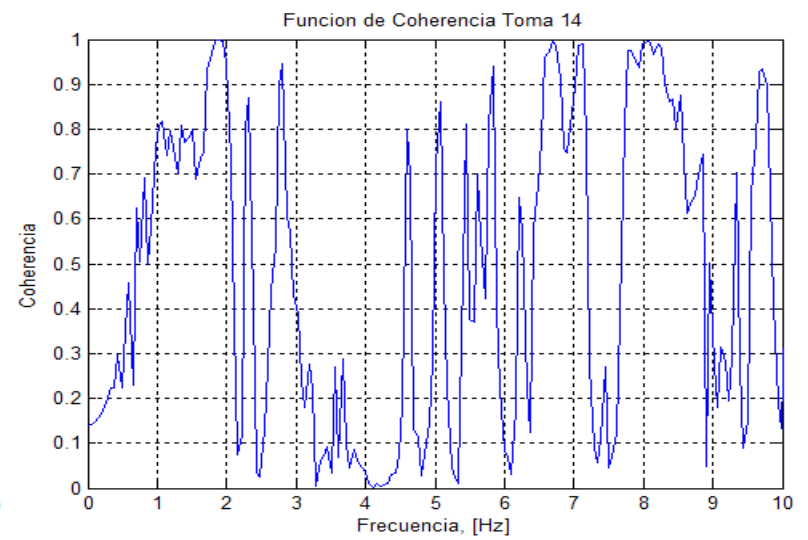
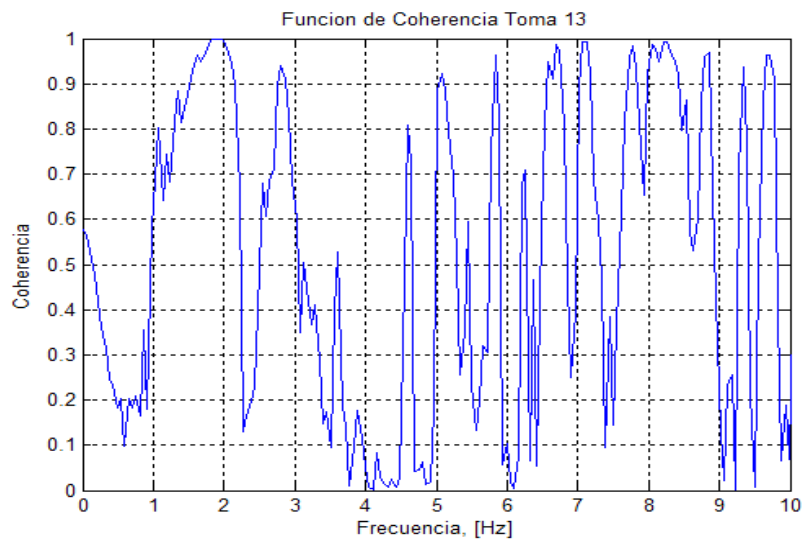
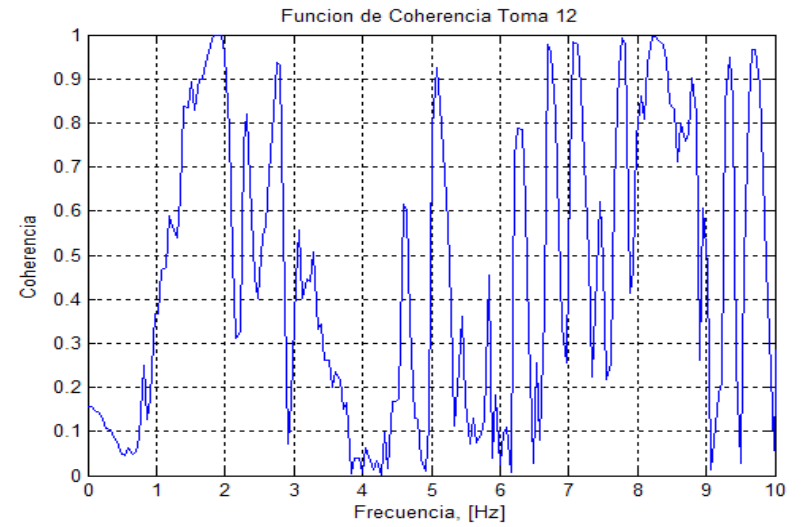
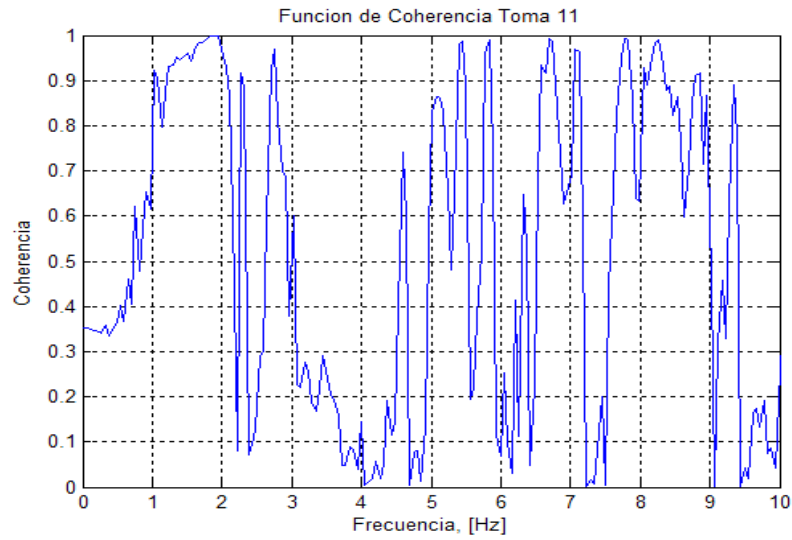
Las gráficas de estas funciones se muestran a continuación, donde se observa, que hacia la frecuencia fundamental identificada anteriormente en el análisis de autoespectros, los valores son próximos a 1. Por lo tanto se ratifica la validez de estos resultados.

**Figura 14.** Funciones de coherencia para cada toma de datos, correlación entre los registros del SE1 y el SE2.









## 5. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA

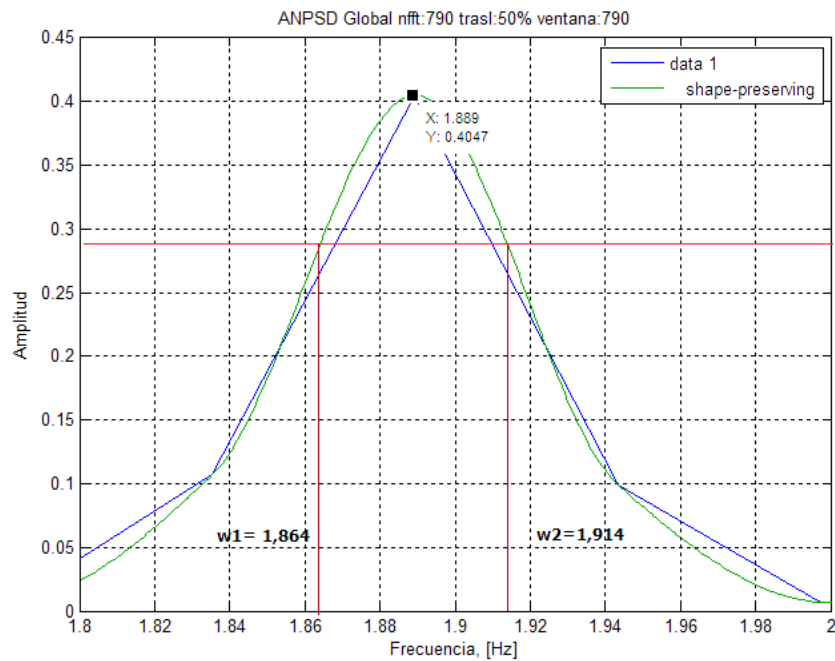
### 5.1. FRECUENCIA FUNDAMENTAL

Mediante el análisis anteriormente realizado, se logró identificar la frecuencia fundamental del antiguo Puente Guillermo Gómez Ortiz, que corresponde a un valor de 1,889 [Hz], y un periodo de 0,53 [s]. Estos datos servirán como base para la calibración del modelo numérico.

### 5.2. AMORTIGUAMIENTO

El porcentaje de amortiguamiento se calcula mediante el método de “ancho de banda” como se muestra a continuación:

**Figura 15.** Amortiguamiento, método ancho de banda.



En la figura 13 se realizó un ajuste a los datos mediante la herramienta Matlab, para encontrar los valores de las frecuencias vecinas según lo indica el método. Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 1.** Porcentaje de amortiguamiento.

$A_{max}/\sqrt{2}$	0,286
$w_1$	1,864
$w_2$	1,914
$w_k$	1,889
$\% \xi$	1,3

El porcentaje de amortiguamiento obtenido fue del 1,3 %.

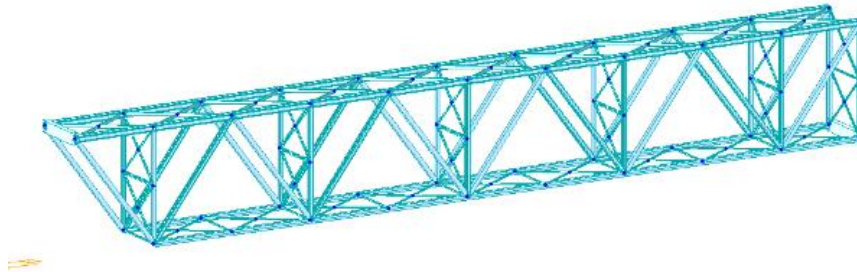
## 6. CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

La metodología empleada se basó en la actualización del parámetro de calibración a partir de los parámetros de validación. Las propiedades mecánicas de los materiales (módulo de elasticidad) gobiernan el comportamiento dinámico de una estructura y como el puente en su totalidad es metálico, este será el único parámetro para calibrar el modelo. Los parámetros de validación corresponden al periodo, frecuencia y formas modales los cuales son objeto de comparación entre los resultados experimentales obtenidos por las pruebas AVT y los resultados del modelo numérico.

### 6.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

El análisis dinámico del modelo numérico fue elaborado mediante el software MIDAS/CIVIL partiendo del modelo preliminar [7], bajo los requerimientos normativos del CCP-2014. [10] Al cual con los datos del levantamiento de campo se le

**Figura 16.** Modelo puente PGO (Software MIDAS/CIVIL).



Las propiedades del material usado para la evaluación preliminar del comportamiento dinámico se muestran a continuación:

**Tabla 2.** Porcentaje de amortiguamiento.

Material	E	Fy
	[KN/m <sup>2</sup> ]	[KN/m <sup>2</sup> ]
Acero	2.00E+08	2.53E+05

## 6.2. ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO NUMÉRICO

**6.2.1 Periodos y factores de participación modal.** Los factores de participación de masa indican los porcentajes de participación que tiene cada uno de los modos en las respectivas direcciones X, Y y Z tanto en movimientos traslacionales como en los rotacionales.

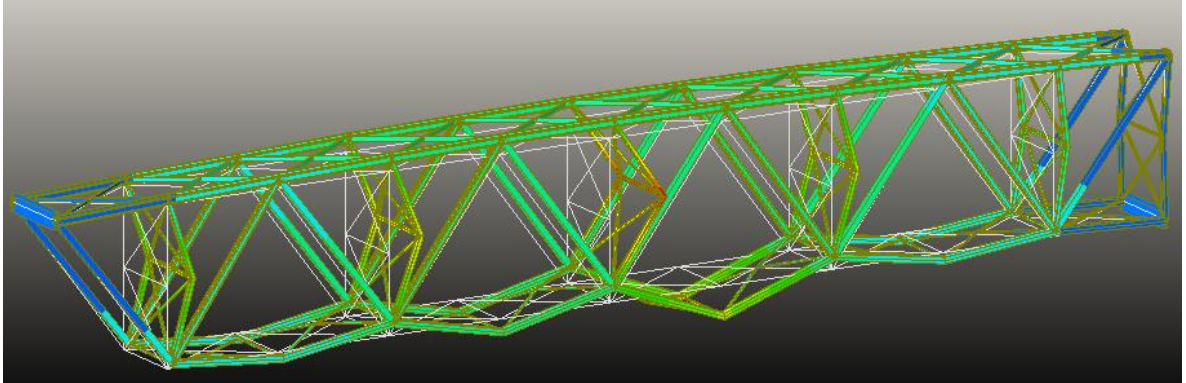
En la siguiente tabla se muestran estos porcentajes y los valores de periodos y frecuencias iniciales para los primeros 15 modos de vibración.

**Tabla 3.** Periodos, frecuencias y participación de masa en el eje Z, primeros 15 modos.

Modo No.	Frecuencias		Periodo (seg)	P. Masa (%)	Acum. (%)
	(rad/seg)	(Hz)			
1	6.599	1.0502	0.9522	0.0	0.0
2	8.104	1.2898	0.7753	0.0	0.0
3	8.305	1.3218	0.7565	0.0	0.0
4	8.520	1.3561	0.7374	2.4	2.4
5	8.681	1.3817	0.7238	3.5	5.9
6	10.553	1.6796	0.5954	8.4	14.2
7	12.437	1.9795	0.5052	0.0	14.2
8	12.707	2.0224	0.4945	0.0	14.2
9	12.870	2.0484	0.4882	0.0	14.2
10	13.190	2.0993	0.4764	62.1	76.3
11	14.102	2.2444	0.4455	0.3	76.6
12	14.257	2.2690	0.4407	0.0	76.6
13	14.747	2.3471	0.4261	1.9	78.5
14	14.849	2.3632	0.4231	0.0	78.5
15	15.161	2.4130	0.4144	0.3	78.8

De la tabla 3 se concluye que el modo fundamental en la dirección Z es el modo 10, asociado a un porcentaje de participación de masa de 62,1%, donde el periodo fundamental preliminar de la estructura corresponde a 0.4764 segundos con una frecuencia de 2.00993 Hz.

**Figura 17.** Contorno deformación decimo modo de vibración modelo PGO MIDAS/CIVIL.



**Tabla 4.** Comparación frecuencia experimental y frecuencia preliminar del modelo numérico.

Modo	Fr. Exp	Fr. Teorica	ERROR
	[Hz]	[Hz]	%
10	1.889	2.09929	11.13

**6.2.2 Variación del módulo de elasticidad del material.** La calibración del modelo se llevó a cabo variando el módulo de elasticidad del acero A36 que es el único material que compone todos los elementos del PGO, estas “iteraciones” se hicieron en el software MIDAS/CIVIL donde se verificaba para cada una de ellas la participación de masa y el valor de frecuencia, buscando disminuir el porcentaje de error a un valor menor o igual a 0.1%. A continuación se presentan todas las iteraciones realizadas hasta calibrar el modelo.

**Tabla 5.** Iteraciones variación módulo de elasticidad.

<b>MODO 10</b>			
<b>E</b>	<b>Frecuencia</b>	<b>Periodo</b>	<b>Fr expe= 1.889 Hz</b>
<b>[Kn/m<sup>2</sup>]</b>	<b>[Hz]</b>	<b>[sec]</b>	<b>Error %</b>
2.00E+08	2.0993	0.4764	11.13
1.98E+08	2.0890	0.4787	10.59
1.96E+08	2.0785	0.4811	10.03
1.94E+08	2.0678	0.4836	9.47
1.92E+08	2.0571	0.4861	8.90
1.90E+08	2.0464	0.4887	8.33
1.88E+08	2.0356	0.4913	7.76
1.84E+08	2.0138	0.4966	6.61
1.80E+08	1.9918	0.5021	5.44
1.76E+08	1.9696	0.5077	4.26
1.72E+08	1.9471	0.5136	3.07
1.68E+08	1.9243	0.5197	1.87
1.64E+08	1.9012	0.5260	0.65
1.62E+08	1.8896	0.5292	0.03

**Tabla 6.** Módulo de elasticidad, frecuencia y periodo del modelo calibrado.

<b>Material</b>	<b>E</b>	<b>Frecuencia</b>	<b>Periodo</b>
	<b>[KN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>[Hz]</b>	<b>[seg]</b>
Acero	1.62E+08	1.8896	0.5292

## 7. CAPACIDAD RESISTENTE

Se deberá investigar el comportamiento estructural de los componentes de acero, o de acero en combinación con otros materiales, para la etapa que pueda resultar crítica durante la construcción, manipulación, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte. [\[10\]](#)

### 7.1 CARGAS Y DENOMINACIÓN DE CARGAS

- Cargas permanentes

$DC$  = Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales.

- Cargas transitorias

$LL$  = Carga viva vehicular.

$WL$  = Carga de viento sobre la carga viva.

$WS$  = Carga de viento sobre la estructura.

### 7.2 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA

La fuerza total debe tomarse como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (8)$$

Donde:

$\eta_i$  = Modificador de carga especificado.

$\gamma_i$  = Factor de carga.

$Q_i$  = Efectos de fuerza de las cargas especificado.

**Resistencia I** – Combinación básica de cargas relacionadas con el uso vehicular normal de puente sin viento.

$$R = 1.5(DC) + 1.75(LL) \quad (9)$$

**Resistencia V** – Combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente con vientos de 90 km/h (55 mph) de velocidad.

$$R = 1.5(DC) + 1.35(LL) + 0.4(WS) + 1.0(WL) \quad (10)$$

**Servicio I** – Combinación de carga relacionada con la operación normal de uso del puente con un viento de 90 km/h y con todas las cargas tomadas en sus valores nominales

$$S = 1.0(DC) + 1.0(LL) + 0.3(WS) + 1.0(WL) \quad (11)$$

**Servicio II** – Combinación de carga para controlar fluencia de estructuras de acero y deslizamiento de conexiones a deslizamiento crítico debido a carga viva vehicular.

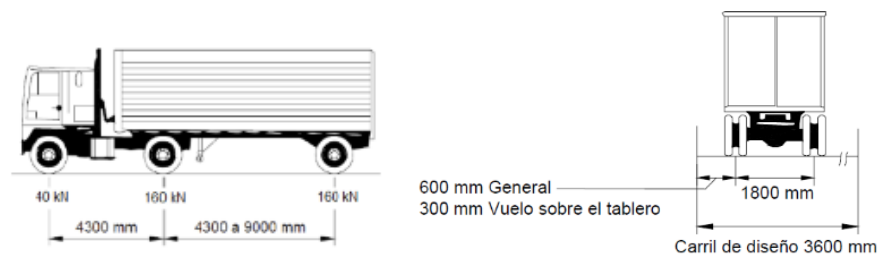
$$S = 1.0(DC) + 1.3(LL) \quad (12)$$

### 7.3 CARGAS

Los casos de carga por placa, peso propio, mantenimiento, viento sobre estructura y viento sobre carga viva fueron calculados por [7], y los siguientes casos, carga vehicular dominando el camión de diseño y carga sísmica se recalcularon para trabajar según los requerimientos de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-2014. [10]

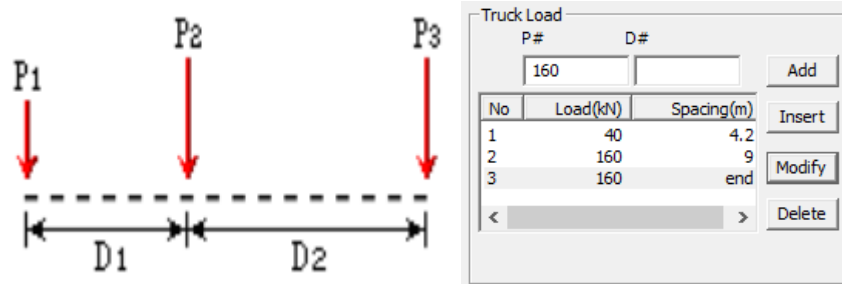
**7.3.1 Carga vehicular.** Para vías primarias y secundarias el CCP-2014 define el peso y el espaciamiento de los ejes y de las ruedas para el camión de diseño. Asumiendo que cuando se presentaron daños en la vía Bucaramanga-Barrancabermeja, la Gobernación de Santander habilito en su momento la vía Girón- Zapatoca-San Vicente de Chucuri-Barrancabermeja como vía alterna, se trabaja con el camión de diseño de la figura 16.

**Figura 18.** Camión de diseño vías primarias y secundarias.



*Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-2014. [10]*

**Figura 19.** Carga Camión de diseño CCP-2014



Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-2014. [10]

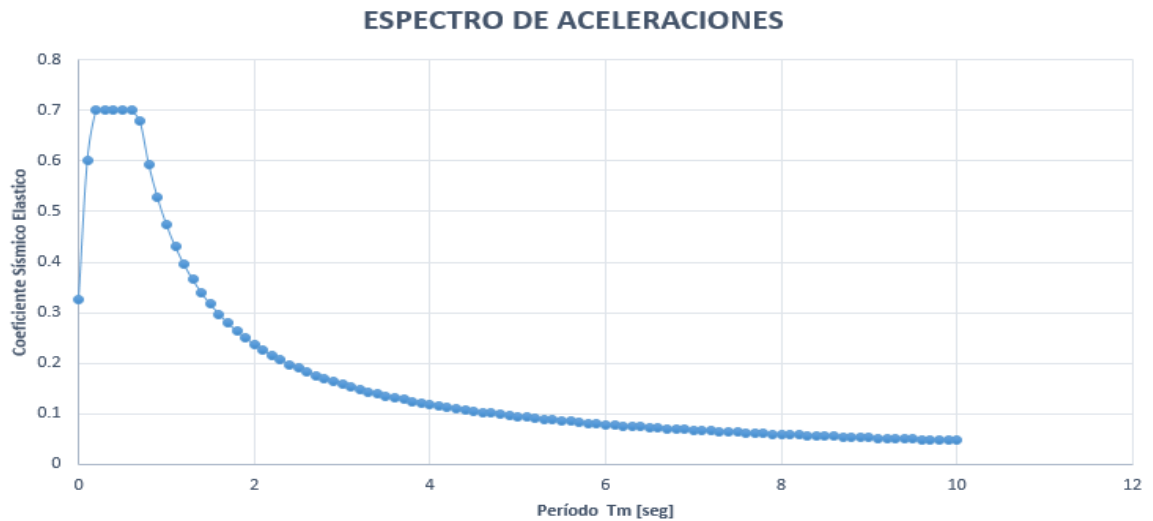
**7.3.2 Carga sísmica.** La amenaza sísmica en el sitio del puente debe describirse por medio del espectro de aceleraciones para el sitio y los factores de sitio correspondientes al tipo de perfil de suelo en el sitio. [10]

- **Tipo de suelo.** El perfil de suelo se puede clasificar como tipo de perfil C o D según el mapa geológico de la licitación de nuevo puente Guillermo Gómez Ortiz elaborado por INGETEC para ISAGEN donde definen el suelo como depósitos aluviales compuestos por gravas, arenas y limos y depósitos coluviales compuestos por roca sedimentaria de hasta 5 metros de diámetro, en matriz areno limosa. [Anexo B]
- **Coefficientes de sitio.** El coeficiente de aceleración pico del terreno ( $PGA$ ) y los coeficientes de periodo corto y periodo largo ( $S_s$  y  $S_l$  respectivamente) para calcular el espectro de aceleraciones se especifican en los mapas de valores de CCP-2014. A partir de estos valores se debe utilizar una interpolación lineal para los valores del factor de sitio  $F_{pga}$ ,  $F_a$  y  $F_v$ . [10]

**Tabla 7.** Coeficientes de sitio Puente Gómez Ortiz

<b>PGA</b>	0.25	Coeficiente de aceleración pico del terreno en roca
<b>Ss</b>	0.5	Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un periodo de 0.2 segundos en roca
<b>S1</b>	0.25	Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un periodo de 1 segundo en roca
<b>Fpga</b>	1.3	Intensidad de los movimientos sísmicos
<b>Fa</b>	1.4	Coeficiente de aceleración espectral de respuesta para un periodo de 0.2 segundos en roca
<b>Fv</b>	1.9	Coeficiente de aceleración espectral de respuesta para un periodo de 1 segundo en roca

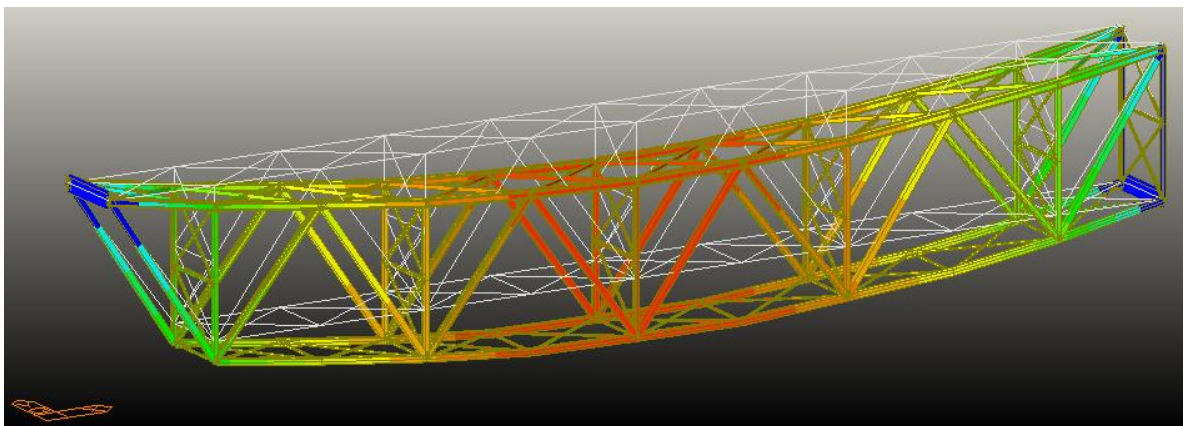
**Figura 20.** Espectro de aceleraciones CCP-2014.



#### 7.4. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE

La evaluación de la capacidad resistente se realiza en términos de deformaciones admisibles y un análisis de demanda/capacidad [\[Anexo C\]](#), para los elementos principales que conforman el puente según los requerimientos normativos de [\[10\]](#) y [\[11\]](#).

**Figura 21.** Deformación bajo carga STL ENV\_STR modelo PGO calibrado MIDAS/CIVIL.



**7.4.1 Chequeo por deflexiones.** Para puentes vehiculares de acero, aluminio, y/o concreto se puede aplicar el siguiente límite para el control de deflexiones por carga vehicular. [\[10\]](#)

$$\delta = \frac{Luz}{800} \text{ en [m]} \quad (13)$$

El puente metálico Guillermo Gómez Ortiz tiene una luz aproximada de 74.55 metros, por lo tanto la deflexión por carga vehicular puede asumirse como:

$$\delta = \frac{74.55}{800} = 0.093 \text{ [m]} = 9.3 \text{ [cm]}$$

En el análisis por deformación debe hacerse en función de la carga viva que la genera y debe asumirse el mayor de los estados siguientes estados límites, [\[10\]](#):

- Análisis con el camión de diseño.
- Análisis con el 25 por ciento del camión de diseño en conjunto con la carga de carril de diseño.

En la siguiente tabla se muestran las deflexiones para cada uno de los estados límites de combinación de carga obtenidos del modelo calibrado en el programa *MIDAS/CIVIL*.

**Tabla 8.** Deflexiones para estados límites de carga.

Estado Límite de Carga	Configuración	Deflexión [m]
Resistencia I	Solo camión	0.107
	Camión + carril	0.112
Resistencia V	Solo camión	0.105
	Camión + carril	0.108
Servicio I	Solo camión	0.07
	Camión + carril	0.079
Servicio II	Solo camión	0.072
	Camión + carril	0.076

**Tabla 9.** Chequeo para deflexiones.

Estado Límite de Carga	Deflexión Admisible [m]	Deflexión [m]	¿Cumple?
Resistencia I	0.093	0.112	NO
Resistencia V		0.108	NO
Servicio I		0.079	SI
Servicio II		0.076	SI

**7.4.2. Análisis demanda/capacidad.** El análisis de capacidad resistente de los elementos principales del PGO se realiza con el modelo calibrado para verificar si las cargas a las que están sometidos dichos elementos son soportadas bajo las nuevas propiedades del material.

**Tabla 10.** Propiedades del acero para el modelo calibrado.

Material	E [KN/m <sup>2</sup> ]	Fy [KN/m <sup>2</sup> ]	Peso Unitario [KN/m <sup>3</sup> ]
Acero	1.62E+08	2.35E+05	77.09

Los elementos principales del puente fueron analizados por capacidad axial (elementos sometidos a compresión y tensión), y flexión, bajo los tipos y combinaciones de carga de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, [10], y con los criterios normativos de reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 [11], capítulo F-2 para estructuras de acero. [Anexo C].

**Tabla 11.** Análisis capacidad resistente elementos principales puente GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ.

Elemento	Sección	Demanda		Capacidad Resistente			Chequeo	
		Axial	Flexión	Axial	Fcr	Momento	Análisis Esbeltez	
		[KN]	[KN-m]	[KN]	[Mpa]	[KN-m]		
51	Viga inferior	3279,51	5.45	5298.71		602.07	NE	C
17	Viga Superior	-3580.35	80.68	7848.78	225.28	1383.98	NE	C
68	Cajón Diagonal	-775.27	0	2590.91	210.9	325.22	NE	C
70	Diagonales	318.3	21.25	3154.94		305.87	NE	C
71	Cajón Diagonal	-790.43	0	4579.46	206.28	758.51	NE	C
230	IPN 260 Riostra Arriba	966.34	89.34	1134.81		131.48	NE	C
110	Riostra Diagonal Abajo	224.4	-0.05	717		19.86	NE	C
163	Riostra Vertical	-158.18	-0.14	415.1	184.22	78.82	NE	C
94	Riostra Horizontal Abajo	-230.38	0	388.02	163.68	10.55	NE	C

NE: No esbelta    C: Sección compacta

## 8. CONCLUSIONES

- De acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis de las pruebas de vibración, la frecuencia fundamental del puente Guillermo Gómez Ortiz fue de 1,889 [Hz], identificada mediante el espectro medio normalizado de potencia y las funciones de coherencia, donde se observa claramente una mayor concentración de energía para esta frecuencia
- El periodo fundamental experimental del puente fue de 0,53 [s], con un porcentaje de amortiguamiento del 1,3%.
- Como se plantea desde el principio del proyecto, se calibró únicamente el modo fundamental de la estructura teniendo como parámetro de calibración el módulo de elasticidad del acero. La calibración se dio con un valor nominal de 162 Gpa registrando una variación del 20% con respecto al módulo de elasticidad establecido para el acero A36.
- Del chequeo por deflexiones realizado para cada uno de los estados límites de carga, se observa que la estructura presenta deflexiones que cumplen para el estado límite de servicio I y II pero mayores a las admisibles para el estado límite de resistencia I y V.
- En el análisis demanda/capacidad, se encuentra que las solicitaciones de carga a las que estaban sometidos los elementos de la estructura que fueron analizados son menores a su capacidad resistente, por lo que se puede decir que estos elementos aún se encontraban en buen estado de servicio pero las riostras horizontales inferiores presentaban daño (Pandeo) debido a las crecientes del río Sogamoso por lo que requerían ser reemplazadas, además se debe realizar un análisis de índice de vulnerabilidad para todos los elementos de la celosía y así plantear la propuesta de reforzamiento para cumplir con el chequeo por deflexiones para el estado límite de resistencia I y V.
- Los ensayos de vibración ambiental son una herramienta muy útil para analizar el comportamiento de una estructura, identificar daños, o realizar un control al momento de finalizada una obra.

## CITAS

- [1] [GÓMEZ ARAUJO, Iván Darío. Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2010. 214p.](#)
- [2] [DE LA COLINA, J., & VALDÉS, J. Pruebas Dinámicas de Vibración Forzada en un Edificio de Concreto Reforzado de Cuatro Niveles. En: Revista Tecnológica ESPOL Ciudad Universitaria, Cerro de Coatepec. C. P. Toluca Edo. De Méx. Mexico. Octubre, 2008. , Vol. 21, N. 1, p.139-147.](#)
- [3] [WENZEL, Helmut. & PICHLER, Dieter. Ambient Vibration Monitoring. Wiley, 2005. 289p.](#)
- [4] [LEZAMA, G., JORGE. \(Agosto 2011\). Estructuras Antisísmicas EIRL. Arequipa, Peru. Diseño de las Estructuras y del Sistema Antisísmico. Recuperado el 25 de abril de 2015. Disponible en <http://jorgelezama.jimdo.com/>](#)
- [5] [FRANCO ARIZA, Graciela Carolina. Calibración del modelo numérico existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. Caso de estudio: Templo de San Francisco de asís de Bucaramanga. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2012. 132p.](#)
- [6] [CUNHA, Álvaro. & CAETANO, Elsa. Experimental modal analysis of civil engineering structures. First International Modal Analysis Conference, IOMAC \[online\], Abril del 2005 \[Copenhague, Dinamarca\]. Disponible en Internet: <http://papai.modal.hu/cikkek/cunha06.pdf>.](#)
- [7] [RODRÍGUEZ PÉREZ, Anderson Fabián. DÍAZ ROJAS, Julián Ariel. Estudio de la capacidad resistente de puentes metálicos. Caso de estudio: Puente Gómez Ortiz, vía Girón – Zapatoca. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga:](#)

Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2014. 100p.

[8] KINEMATRICS. (2015). Kinematics EpiSensor ES-T, Force Balance Accelerometers Recuperado el 10 de Abril de 2015, Disponible en <http://www.kinematics.com/>

[9] MARTÍNEZ RUÍZ, G. Estudio de vibración ambiental en estructuras. Conferencia en Universidad Industrial de Santander: Taller de vibraciones ambientales [Bucaramanga, 2014]. p. 4-36.

[10] MINTISTERIO DE TRANSPORTE. Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Bogotá D.C. 2015.

[11] REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. Título F, Estructuras Metálicas. Capítulo F.2. Bogotá D.C. Colombia. Enero 2010.

[12] Matlab R2014a 8.3.0.532 Release Highlights, 2014, MathWorks, Inc.

[13] MIDAS Information Technology Co. Ltd. (2011). On-line manual- Civil structure desing system. Disponible en [http://manual.midasuser.com/EN\\_TW/civil/971/](http://manual.midasuser.com/EN_TW/civil/971/)

## BIBLIOGRAFIA

CUNHA, Álvaro. & CAETANO, Elsa. Experimental modal analysis of civil engineering structures. First International Modal Analysis Conference, IOMAC [online], Abril del 2005 [Copenhague, Dinamarca]. Disponible en Internet: <http://papai.modal.hu/cikkek/cunha06.pdf>.

DE LA COLINA, J., & VALDÉS, J. Pruebas Dinámicas de Vibración Forzada en un Edificio de Concreto Reforzado de Cuatro Niveles. En: Revista Tecnológica ESPOL Ciudad Universitaria, Cerro de Coatepec. C. P. Toluca Edo. De Méx. Mexico. Octubre, 2008. , Vol. 21, N. 1, p.139-147.

FRANCO ARIZA, Graciela Carolina. Calibración del modelo numérico existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. Caso de estudio: Templo de San Francisco de asís de Bucaramanga. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2012. 132p.

GÓMEZ ARAUJO, Iván Darío. Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2010. 214p.

GÓMEZ ARAUJO, Ivan. MALDONADO RONDÓN, Esperanza & CHIO CHO, Gustavo. Pruebas de Vibración Ambiental en Puentes. En: UIS Ingenierías, Revista de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Junio, 2010. , Vol. 9, N. 1, p.55-68.

INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE, SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES. Evaluación de puentes mediante el análisis de vibraciones, Investigaciones recientes. Publicación Técnica No. 132, Sanfandila, Qro. 1999.

LEZAMA, G., JORGE. (Agosto 2011). Estructuras Antisísmicas EIRL. Arequipa, Peru. Diseño de las Estructuras y del Sistema Antisísmico. Recuperado el 25 de abril de 2015. Disponible en <http://jorgelezama.jimdo.com/>

MARTÍNEZ RUÍZ, G. Estudio de vibración ambiental en estructuras. Conferencia en Universidad Industrial de Santander: Taller de vibraciones ambientales [Bucaramanga, 2014]. p. 4-36.

MINTISTERIO DE TRANSPORTE. Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Bogotá D.C. 2015.

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. Título F, Estructuras Metálicas. Capítulo F.2. Bogotá D.C. Colombia. Enero 2010.

RODRÍGUEZ PÉREZ, Anderson Fabián. DÍAZ ROJAS, Julián Ariel. Estudio de la capacidad resistente de puentes metálicos. Caso de estudio: Puente Gómez Ortiz, vía Girón – Zapatoca. Tesis de grado Ingeniero Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, 2014. 100p.

WENZEL, Helmut. & PICHLER, Dieter. Ambient Vibration Monitoring. Wiley, 2005. 289p.

## ANEXOS

### ANEXO A. Código Matlab para el procesamiento de las señales

```
%% 1.0 CARGAR DATOS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL
clc, clear all, close all
load ('D:\PROYECTO DE GRADO\programacion matlab actualizada\senalesm.txt');
sens=5; %Sensibilidad del equipo [Voltios/g]
y=senalesm./sens;%Vector aceleraciones

% 2.0 DATOS DE MUESTREO
fm=200; %Frecuencia de muestreo [Hz]
t=0:1/fm:(length(y)-1)/fm; %Vector tiempo [s]

% 3.0 GRAFICO DE SEÑALES SIN FILTROS
figure
plot(t,y)
grid on
title('Registro de Aceleraciones')
xlabel('Tiempo [s]')
ylabel('Amplitud')

% 4.0 CORRECCION LÍNEA BASE
for ii=1:28
    y(:,ii)=detrend(y(:,ii));
end

% 5.0 GRÁFICO DE LAS SEÑALES CON CORRECCIÓN LINEA BASE
figure
plot(t,y)
grid on
title('Corrección de linea base')
xlabel('Tiempo [s]')
ylabel('Amplitud')

%% 6.0 FILTRADO (Butterworth Bandpass)
```

```

% Filtro digital pasabanda (Bandpass)
Fc1 = 1; %Frecuencia de corte inferior en Hz
Fc2 = 10; %Frecuencia de corte superior en Hz
den = fm/2; %Frecuencia de muestreo dividida 2 (Nyquist)
fbp = [Fc1/den Fc2/den];
[B,A]=butter(2,fbp,'bandpass'); % Filtro Butt Pasabanda
y_fil = filtfilt(B,A,y);

% 7.0 FUNCIONES FILTRADAS
figure
plot(t,y_fil)
title('Señales Filtradas (Butterword Bandpass)')
xlabel('Tiempo [s]')
ylabel('Amplitud')

%% 8.0 REMUESTREO
tasa_rem=2; %Tasa de remuestreo
t_rem= interp(t,tasa_rem); %Tiempo de remuestreo
for s=1:28
y_rem(:,s)= interp(y_fil(:,s),tasa_rem);
end

% 9.0 GRÁFICO SEÑALES REMUESTREADAS
figure
plot(t_rem,y_rem)
grid on
title ('Señales Remuestreadas')
xlabel('Tiempo [s]')
ylabel('Amplitud [g]')

%% 10.0 COMPARACIÓN SEÑALES CON FILTROS Y SIN FILTROS
figure
plot(t,y,'r--',t,y_fil), grid on
legend('Original','Filtrada')
xlabel('Tiempo, [seg]')

%% 11.0 ANCHO DE VENTANA
% Recomendable ancho de ventana con potencias de 2

```

```

anchoventana=round(length(y)/16);

%% 12.0 FUNCIONES PSD (SIN FILTRAR)
for zz=1:28;
[H1,fh1]=cpsd(y(:,zz),y(:,zz),hamming(anchoventana),anchoventana/2,anchoventana,fm);
%[Pxy,F]=cpsd(x,y>window,noverlap,nfft,fs)

warning off
% Recorte (Acotando para las frecuencias de interes [Hz])
f_lim_1 = 1; %Menor a la frecuencia mas baja de la Est. [Hz]
f_lim_2 = 10; %Mayor a la frecuencia mas alta de la Est. [Hz]
P = find(fh1 >= f_lim_1,1,'first');
Q = find(fh1 <= f_lim_2,1,'last');
figure
plot(fh1(P:Q),abs(H1(P:Q)))
title(['PSD salida Canal ',num2str(zz),' nfft:3705 trasl:50% ventana:3705'])
ylabel('Amplitud')
xlabel('Frecuencia, [Hz]')
grid on

for iii=1:length(H1)
PSD(iii,zz)=H1(iii,1);
end
end

%% 13.0 FUNCIONES PSD (FILTRADAS)
for k=1:28;
[Pxx,f] = cpsd(y(:,k),y(:,k),hamming(anchoventana),anchoventana/2,anchoventana,fm);
[Pxx_fil,f_fil] = cpsd(y_fil(:,k),y_fil(:,k),hamming(anchoventana),anchoventana/2,anchoventana,fm);
% Recorte (Acotando para las frecuencias de interes [Hz])
f_lim_1 = 1; %Menor a la frecuencia mas baja de la Est. [Hz]
f_lim_2 = 10; %Mayor a la frecuencia mas alta de la Est. [Hz]
P = find(f >= f_lim_1,1,'first');
Q = find(f <= f_lim_2,1,'last');
Figure
plot(f(P:Q),abs(Pxx(P:Q)),'r--');hold on
plot(f_fil(P:Q),abs(Pxx_fil(P:Q))), legend('Original','Filtrada')

```

```

grid on, title(['Densidad Espectral de Potencia nfft:3705 trasl:50% ventana:3705']), xlabel('Frecuencia,
[Hz]'), ylabel('Amplitud, |Y|')
for z=1:length(Pxx_fil)
PSD_fil(z,k)=Pxx_fil(z,1);
end
end

%% 14.0 FUNCIONES NPSD (SIN FILTRAR)
SUM=sum(PSD);
for kk=1:28;
for j=1:length(PSD)
NPSD(j, kk)=PSD(j, kk) ./SUM(1, kk);
end
warning off
plot(fh1,abs(NPSD))
title(['Funciones NPSD', ' nfft:3705 trasl:50% ventana:3705'])
ylabel('Amplitud')
xlabel('Frecuencia, [Hz]')
xlim([1 10]) %Rango de frecuencias de interés
grid on
end

%% 15.0 FUNCIONES NPSD (FILTRADAS)
SUM=sum(PSD_fil);
for kk=1:28;
for j=1:length(PSD_fil)
NPSD_fil(j, kk)=PSD_fil(j, kk) ./SUM(1, kk);
end
warning off
plot(f_fil,abs(NPSD_fil))
title(['Funciones NPSD', ' nfft:3705 trasl:50% ventana:3705'])
ylabel('Amplitud')
xlabel('Frecuencia, [Hz]')
xlim([1 10]) %Rango de frecuencias de interés
grid on
end

%% 16.0 FUNCIÓN ANPSD (SIN FILTRAR)

```

```

GDL=28; %Grados de libertad medidos (número de registros)
ANPSD=(1/GDL)*(sum(NPSD,2));

plot(fh1,abs(ANPSD))
title(['ANPSD Global',' nfft:3705 trasl:50% ventana:3705'])
ylabel('Amplitud')
xlabel('Frecuencia, [Hz]')
xlim([1 10])
grid on

%% 17.0 FUNCIÓN ANPSD (FILTRADA)
GDL=28; %Grados de libertad medidos (número de registros)
ANPSD_fil=(1/GDL)*(sum(NPSD_fil,2));

plot(f_fil,abs(ANPSD_fil))
title(['ANPSD Global',' nfft:3705 trasl:50% ventana:3705'])
ylabel('Amplitud')
xlabel('Frecuencia, [Hz]')
xlim([1 10])
grid on

%% 18.0 FUNCIONES DE COHERENCIA (SIN FILTRAR)
n=1
for a=1:2:28;
[H2,fh2]=mscohere(y(:,a),y(:,a+1),hamming(anchoventana),anchoventana/2,anchoventana,fm);
%[Cxy,F] = mscohere(x,y>window,noverlap,nfft,fs)
figure
plot(fh2,H2)
title(['Función de Coherencia Toma', num2str(n)])
ylabel('Coherencia')
xlabel('Frecuencia, [Hz]')
axis ([1 10 0 1])
grid on
n=n+1;
end

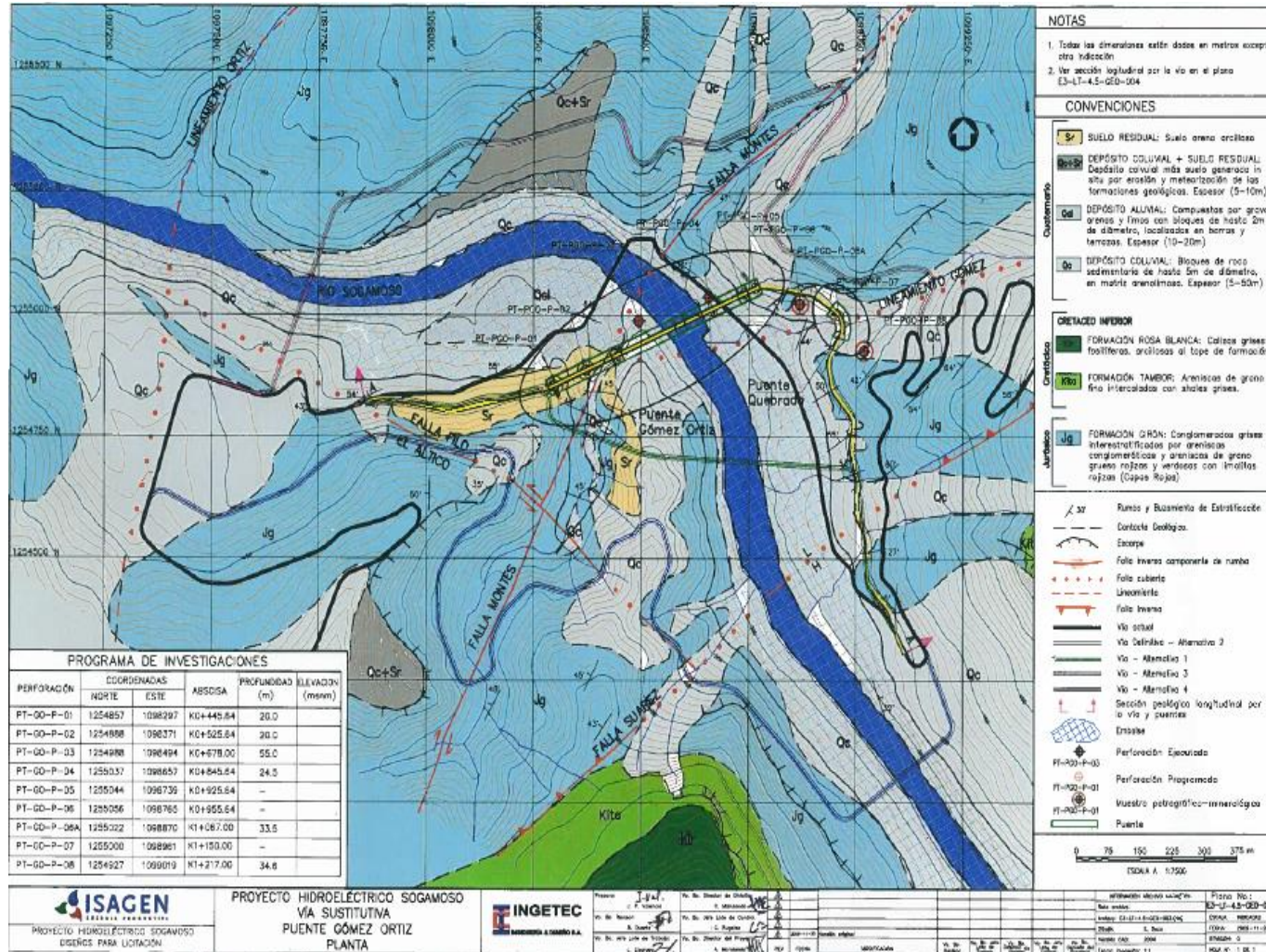
```

```

%% 19.0 FUNCIONES DE COHERENCIA (FILTRADAS)
n=1;
for a=1:2:28;
[H2,fh2]=mscohere(y_fil(:,a),y_fil(:,a+1),hamming(anchoventana),anchoventana/2,anchoventana,fm);
%[Cxy,F] = mscohere(x,y>window,noverlap,nfft,fs)
figure
plot(fh2,H2)
title(['Función de Coherencia Toma ', num2str(n)])
ylabel('Coherencia')
xlabel('Frecuencia, [Hz]')
axis ([0 10 0 1])
grid on
n=n+1;
end

```

**ANEXO B.** Figura A.B.1. Mapa geológico.



## ANEXO C. Análisis capacidad resistente de elementos principales

El análisis de capacidad resistente de los elementos principales del PGO se realiza con el modelo calibrado para verificar si las cargas a las que están sometidos dichos elementos son soportadas bajo las nuevas propiedades del material.

Material	E	Fy	Peso Unitario
	[KN/m <sup>2</sup> ]	[KN/m <sup>2</sup> ]	[KN/m <sup>3</sup> ]
Acero	1.62E+08	2.35E+05	77.09

**Tabla A.C.1.** *Propiedades del acero con el modelo calibrado.*

Los valores de módulo de sección plástico sobre el eje de flexión Z, y el módulo de sección plástico alrededor del eje x  $Z_x$ , se obtienen de [\[7\]](#).

## ANÁLISIS DE ESBELTEZ

### PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS

Clasificación de las secciones para pandeo local: Una sección se clasifica como sección sin elementos esbeltos si la relación ancho a espesor no excede el límite  $\lambda_r$  de la tabla F.2.2.4-1a en ninguno de sus elementos. Si este límite se excede en alguno de los elementos de la sección, ésta se clasifica como sección con elementos esbeltos. [\[11\]](#)

- Sección sin elementos esbeltos  $\frac{b}{t} \leq \lambda_r$
- Sección con elementos esbeltos  $\frac{b}{t} > \lambda_r$

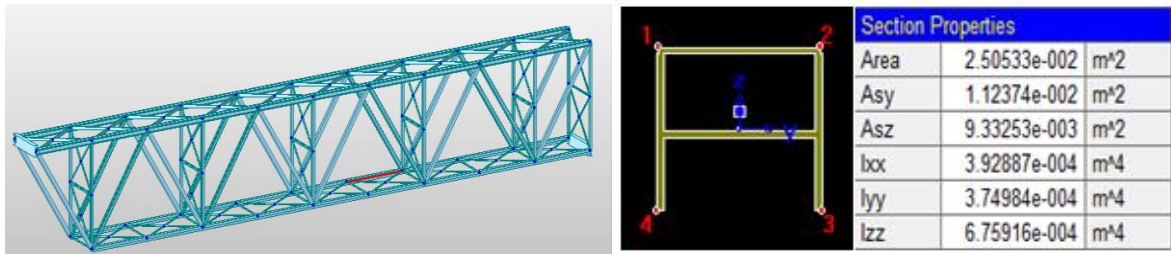
Elementos no atiesados: Elementos con un borde libre a lo largo de uno de sus bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. F.2.2.4.1.1 [\[11\]](#)

Elementos Atiesados: Elementos con soporte a lo largo de ambos bordes paralelos a la dirección de la fuerza a compresión. F.2.2.4.1.2 [\[11\]](#)

## VIGA 1

Elemento	Sección
51	Viga inferior

**Tabla A.C.2.** Elemento en sección viga 1.



**Figura A.C.1.** Elemento 51 en el modelo numérico, propiedades sección viga inferior. **Fuente:** Autores MIDAS/CIVIL.

### Atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{410}{15.5} = 26.45$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 48.5$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

### No atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{192.25}{15.5} = 12.41$$

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 15.6$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A TENSIÓN

### F.2.4.2-RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSIÓN.

La resistencia de diseño para miembros solicitados por tensión,  $\phi P_n$ , se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión sobre el área bruta y rotura por tensión sobre el área neta. [\[11\]](#)

(a). Para fluencia por tensión sobre el área bruta

$$P_n = F_y * A_g$$

$$\phi_t = 0.9$$

$$P_n = 0.9 * 235 \text{ Mpa} * 25053.0083 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 5298.71 \text{ [kn]}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A FLEXIÓN

### F.2.6.7-PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES (PTE) CUADRADOS O RECTANGULARES Y MIEMBROS DE SECCIÓN EN CAJÓN.

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , será el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momentos plástico), pandeo local de la aleta y pandeo local del alma bajo flexión pura. [\[11\]](#)

**F.2.6.7.1.-** Plastificación de la sección (momentos plástico)

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

Donde:

Z= Módulo de sección plástico sobre el eje de flexión,  $\text{mm}^3$

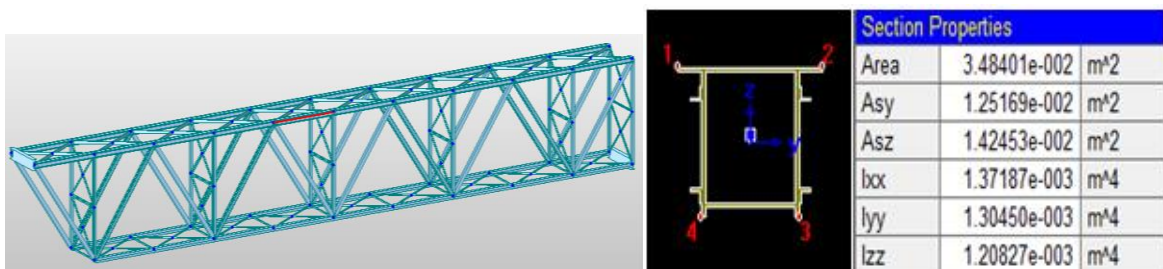
$$M_n = M_p = 253 \text{ Mpa} * 2561982.303 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p = 602.07 \text{ [KN - m]}$$

## VIGA 2

Elemento	Sección
17	Viga Superior

**Tabla A.C.3.** Elemento en sección viga 2.



**Figura A.C.2.** Elemento 17 en el modelo numérico, propiedades sección viga superior. **Fuente:** Autores MIDAS/CIVIL.

### Atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{420}{15.5} = 27.09$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 36.76$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

### No atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{100}{15.5} = 6.45$$

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{253 \text{ MPa}}} = 11.82$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD MIEMBROS A COMPRESIÓN.

### F.2.5.3-PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS.

Este numeral se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos según las definiciones dadas en el numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión. [\[11\]](#)

La resistencia nominal a compresión,  $P_n$ , para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Donde el esfuerzo por pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , se calcula como sigue:

$$K = 0.65$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1.37187 \times 10^{-3}}{3.48401 \times 10^{-2}}} = 0.1984 [m]$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1.30450 \times 10^{-3}}{3.48401 \times 10^{-2}}} = 0.1935 [m]$$

(a) Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{0.65 * 8}{0.1984} \leq 4.71 \sqrt{\frac{162000}{235}}$$

$$26.21 \leq 123.66$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] * F_y$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 162000}{(26.21)^2} = 2327.45 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{235/2327.45}\right] * 235$$

$$F_{cr} = 225.28 \text{ Mpa}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la compresión,  $P_n$ :

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 225.28 \text{ Mpa} * 34.8401 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 7848.78 \text{ [KN]}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A FLEXIÓN

### F.2.6.7-PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES (PTE) CUADRADOS O RECTANGULARES Y MIEMBROS DE SECCIÓN EN CAJÓN

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , será el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momentos plástico), pandeo local de la aleta y pandeo local del alma bajo flexión pura. [\[11\]](#)

#### F.2.6.7.1.- Plastificación de la sección (momentos plástico)

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

Donde:

Z= Módulo de sección plástico sobre el eje de flexión,  $mm^3$

$$M_n = M_p = 235 \text{ Mpa} * 5889268.051 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p = 1383.98 \text{ [KN - m]}$$

### VIGA 3

Elemento	Sección
68	Cajón Diagonal

Tabla A.C.4. Elemento en sección viga 3.

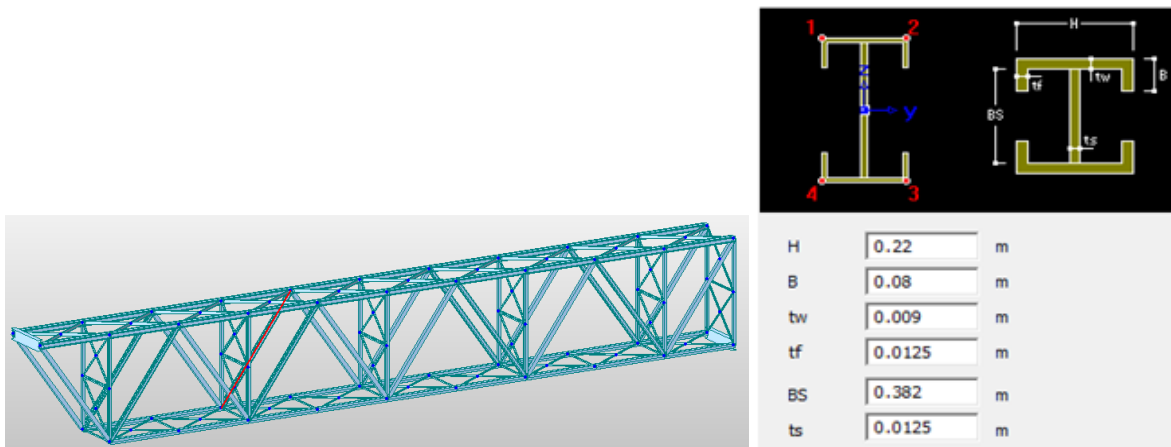


Figura A.C.3. Elemento 68 en el modelo numérico, propiedades sección Cajón Diagonal. Fuente: Autores MIDAS/CIVIL.

**Atiesado**

$$\frac{h}{tw} = \frac{382}{12.7} = 30.08$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 39.12$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

**No atiesado**

$$\frac{h}{tw} = \frac{110}{9} = 12.22$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 14.70$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD MIEMBROS A COMPRESIÓN.

### F.2.5.3-PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS.

Este numeral se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos según las definiciones dadas en el numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión. [\[11\]](#)

La resistencia nominal a compresión,  $P_n$ , para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Donde el esfuerzo por pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , se calcula como sigue:

$$K = 0.65$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.296775695 \times 10^{-3}}{12.285 \times 10^{-3}}} = 0.155427 [m]$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.54292820 \times 10^{-3}}{12.285 \times 10^{-3}}} = 0.0664789 [m]$$

(a) Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{0.65 * 10}{0.155427} \leq 4.71 \sqrt{\frac{162000}{235}}$$

$$41.94 \leq 123.66$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] * F_y$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 162000}{(41.94)^2} = 908.99 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{235/908.99}\right] * 235$$

$$F_{cr} = 210.90 \text{ Mpa}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la compresión,  $P_n$ :

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 210.90 \text{ Mpa} * 12.285 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 2590.91 \text{ [KN]}$$

#### F.2.5.4-PANDEO POR TORSIÓN Y PANDEO POR FLEXO-TORSIÓN DE MIEMBROS SI ELEMENTOS ESBELTOS.

Este numeral se aplica a miembros de simetría simple y miembros no simétricos, y a algunos miembros de simetría doble como aquellos en forma de cruz o columnas armadas, sin elementos esbeltos según las definiciones del numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión. [\[11\]](#)

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

(b) Para todos los demás casos,  $F_{cr}$ , se determinara según la fórmula F.2.5.3-2 ó la F.2.5.3-3, usando el esfuerzo de pandeo elástico por torsión o por flexo-torsión,  $F_e$ , calculado como sigue:

(i) Para miembros de simetría doble:

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 * EC_w}{(K_z * L)^2} + GJ \right] * \frac{1}{I_x + I_y}$$

Donde:

$$C_w = I_y * \frac{h^2}{4} = 5.4292820.3125 \times \frac{391^2}{4} = 2075085166 \times 10^3 \text{ mm}^6$$

$$J = \frac{2be^3 + b_1 * e_1^3}{3} = 367747.43 \text{ mm}^4$$

**G** = Módulo de elasticidad cortante del acero = 77200 MPa.

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 * EC_w}{(K_z * L)^2} + GJ \right] * \frac{1}{I_x + I_y} = 223679647.6 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] * F_y$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{235/223679647.6} \right] * 235 = 235 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 235 \text{ MPa} \times 12285 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 2887 \text{ [KN]}$$

## **ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A FLEXIÓN**

### **F.2.6.2 MIEMBROS DE SECCIÓN COMPACTA EN I CON SIMETRÍA DOBLE Y CANALES, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR.**

Este numeral se aplica a los miembros de sección en I de simetría doble y canales flexionados alrededor de su eje mayor, con alma compacta y aletas compactas según se definen en el numeral F.2.2.4. [\[11\]](#)

#### **F.2.6.2.1-Plastificación de la sección (momento plástico)**

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

#### **F.2.6.2.2-Pandeo lateral-torsional**

$$L_b = 12.38 \text{ [m]}$$

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.07 \text{ [m]}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J C}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J C}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 5.96 [m]$$

$$C = 1$$

$$S_x = \frac{I_x}{y} = 1483878.48 \text{ mm}^3$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 2.0644 \times 10^{12}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}} = 7.553320556 \times 10^3 [mm]$$

$$r_{ts} = \frac{bf}{\sqrt{12\left(1 + \frac{h t_w}{6 b f t_f}\right)}} = 53.51 [mm]$$

$$J = \frac{2be^3 + b_1 e_1^3}{3} = 367747.4353 [mm^4]$$

**(c) Cuando  $L_b > L_r$**

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J C}{S_x h_0} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 219.17 \text{ MPa}$$

$$M_n = F_{cr} * S_x = 219.17 \text{ MPa} * 1483878.48 \text{ mm}^3$$
$$M_n = 325.22 \text{ [KN - m]}$$

$$M_p = F_y * Z = 420.54 \text{ [KN - m]}$$

$$M_n \leq M_p$$
$$M_n = 325.22 \text{ [KN - m]}$$

## VIGA 4

Elemento	Sección
70	Diagonales

Tabla A.C.5. Elemento en sección viga 4.

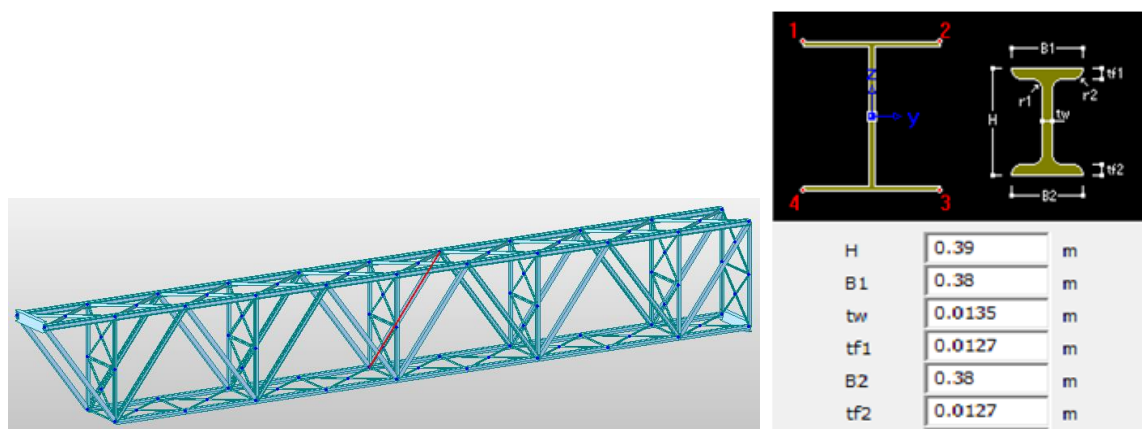


Figura A.C.4. Elemento 70 en el modelo numérico, propiedades sección Diagonales. Fuente: Autores MIDAS/CIVIL.

**Atiesado**

$$\frac{h}{tw} = \frac{364.6}{13.5} = 27.01$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 39.12$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

**No atiesado**

$$\frac{h}{tw} = \frac{190}{12.7} = 14.96$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 14.70$$

$$\frac{b}{t} > \lambda_r \quad \text{Esbelto}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A TENSIÓN

### F.2.4.2-RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSIÓN.

La resistencia de diseño para miembros solicitados por tensión,  $\phi P_n$ , se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión sobre el área bruta y rotura por tensión sobre el área neta. [\[11\]](#)

(a). Para fluencia por tensión sobre el área bruta

$$P_n = F_y * A_g$$

$$\phi_t = 0.9$$

$$P_n = 0.9 * 235 \text{ Mpa} * 14916.996 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 3154.94 \text{ [KN]}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A FLEXIÓN

### F.2.6.2 MIEMBROS DE SECCIÓN COMPACTA EN I CON SIMETRÍA DOBLE Y CANALES, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR.

Este numeral se aplica a los miembros de sección en I de simetría doble y canales flexionados alrededor de su eje mayor, con alma compacta y aletas compactas según se definen en el numeral F.2.2.4. [\[11\]](#)

#### F.2.6.2.1-Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

#### F.2.6.2.2-Pandeo lateral-torsional

$$L_b = 12.38 \text{ [m]}$$

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.10 \text{ [m]}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J C}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J C}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 9.07 \text{ [m]}$$

$$C = 1 \quad S_x = \frac{I_x}{y} = 2041840.536 \text{ mm}^3$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 4.1361 \times 10^{12}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}} = 15343646.79 [\text{mm}]$$

$$r_{ts} = \frac{bf}{\sqrt{12(1 + \frac{h t_w}{6 bf t_f})}} = 108.8008 [\text{mm}]$$

$$J = \frac{2be^3 + b_1 e_1^3}{3} = 809740.0183 [\text{mm}^4]$$

**(a) Cuando  $L_b > L_r$**

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J C}{S_x h_0} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 149.79 \text{ MPa}$$

$$M_n = F_{cr} * S_x = 149.8 \text{ MPa} * 2041840.536 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 305.87 [\text{KN} - \text{m}]$$

$$M_p = F_y * Z = 533.33 [\text{KN} - \text{m}]$$

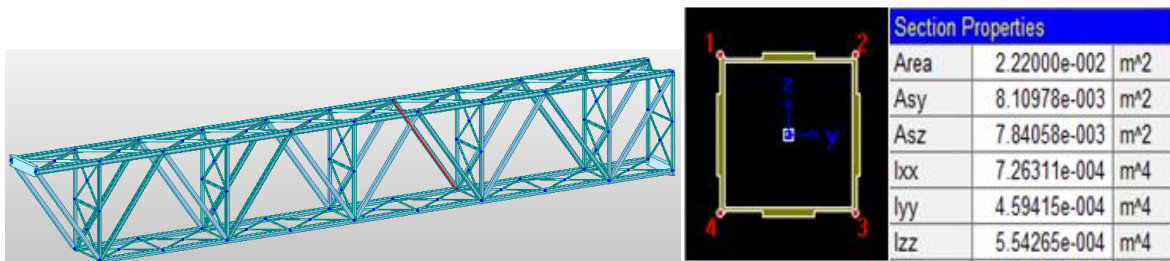
$$M_n \leq M_p$$

$$M_n = 305.87 [\text{KN} - \text{m}]$$

## VIGA 5

Elemento	Sección
71	Cajón Diagonal

**Tabla A.C.6.** Elemento en sección viga 5.



**Figura A.C.5.** Elemento 71 en el modelo numérico, propiedades sección Cajón Diagonal. Fuente: Autores MIDAS/CIVIL.

### Atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{379.4}{10.3} = 36.83$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 36.87$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \text{ No esbelto}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD MIEMBROS A COMPRESIÓN.

### F.2.5.3-PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS.

Este numeral se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos según las definiciones dadas en el numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión. [\[11\]](#)

La resistencia nominal a compresión,  $P_n$ , para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Donde el esfuerzo por pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , se calcula como sigue:

$$K = 0.65$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{7.26311 \times 10^{-4}}{2.22000 \times 10^{-2}}} = 0.1809 [m]$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4.59415 \times 10^{-4}}{2.22000 \times 10^{-2}}} = 0.1439 [m]$$

(a) Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{0.65 * 12.81}{0.1809} \leq 4.71 \sqrt{\frac{162000}{235}}$$

$$46.03 \leq 123.66$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] * F_y$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 162000}{(46.03)^2} = 754.63 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{235/754.63}\right] * 235$$

$$F_{cr} = 206.28 \text{ Mpa}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la compresión,  $P_n$ :

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 206.28 \text{ Mpa} * 22200 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 4579.46 \text{ [KN]}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A FLEXIÓN

### F.2.6.7-PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES (PTE) CUADRADOS O RECTANGULARES Y MIEMBROS DE SECCIÓN EN CAJÓN.

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , será el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momentos plástico), pandeo local de la aleta y pandeo local del alma bajo flexión pura. [\[11\]](#)

#### F.2.6.7.1.- Plastificación de la sección (momentos plástico)

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

Donde:

Z= Módulo de sección plástico sobre el eje de flexión,  $\text{mm}^3$

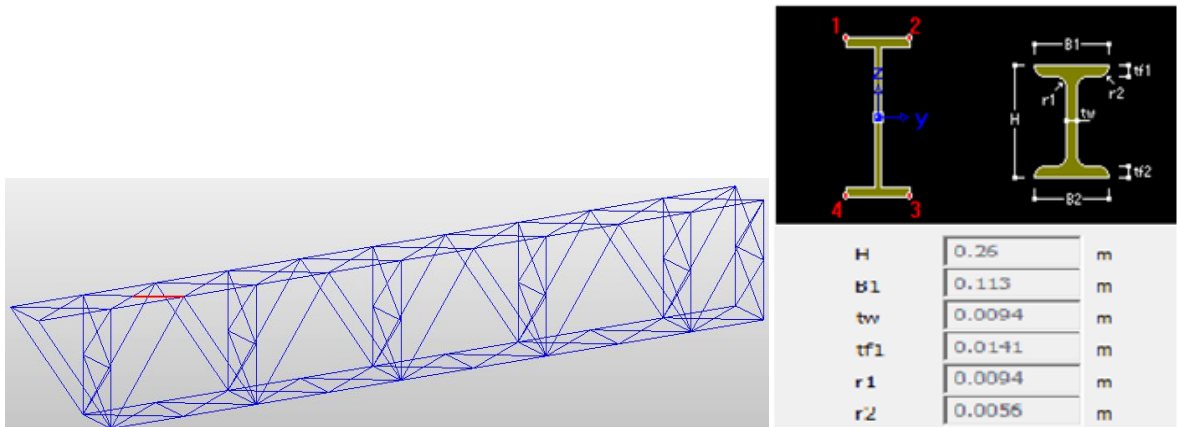
$$M_n = M_p = 235 \text{ Mpa} * 3227692.254 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p = 758.51 \text{ [KN - m]}$$

## RIOSTRA HORIZONTAL 1

Elemento	Sección
230	IPN 260 Riostra Arriba

**Tabla A.C.7.** Elemento en sección Riostra Horizontal 1.



**Figura A.C.6.** Elemento 230 en el modelo numérico, propiedades sección IPN260 Riostra Arriba. **Fuente:** Autores MIDAS/CIVIL.

**Atiesada**

$$\frac{b}{t} = \frac{56.5}{14.1} = 4.01$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 14.70$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

**No atiesada**

$$\frac{h}{tw} = \frac{231.8}{9.4} = 24.66$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 39.12$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A TENSIÓN

### F.2.4.2-RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSIÓN.

La resistencia de diseño para miembros solicitados por tensión,  $\phi P_n$ , se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión sobre el área bruta y rotura por tensión sobre el área neta. [\[11\]](#)

(a). Para fluencia por tensión sobre el área bruta

$$P_n = F_y * A_g$$

$$\phi_t = 0.9$$

$$P_n = 0.9 * 235 \text{ Mpa} * 5365.52 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 1134.81 \text{ [KN]}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A FLEXIÓN

### F.2.6.2 MIEMBROS DE SECCIÓN COMPACTA EN I CON SIMETRÍA DOBLE Y CANALES, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR.

Este numeral se aplica a los miembros de sección en I de simetría doble y canales flexionados alrededor de su eje mayor, con alma compacta y aletas compactas según se definen en el numeral F.2.2.4. [\[11\]](#)

F.2.6.2.1-Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

F.2.6.2.2-Pandeo lateral-torsional

$$L_b = 4 \text{ [m]}$$

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.80 \text{ [m]}$$

(a) Cuando  $L_b < L_r$ , no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

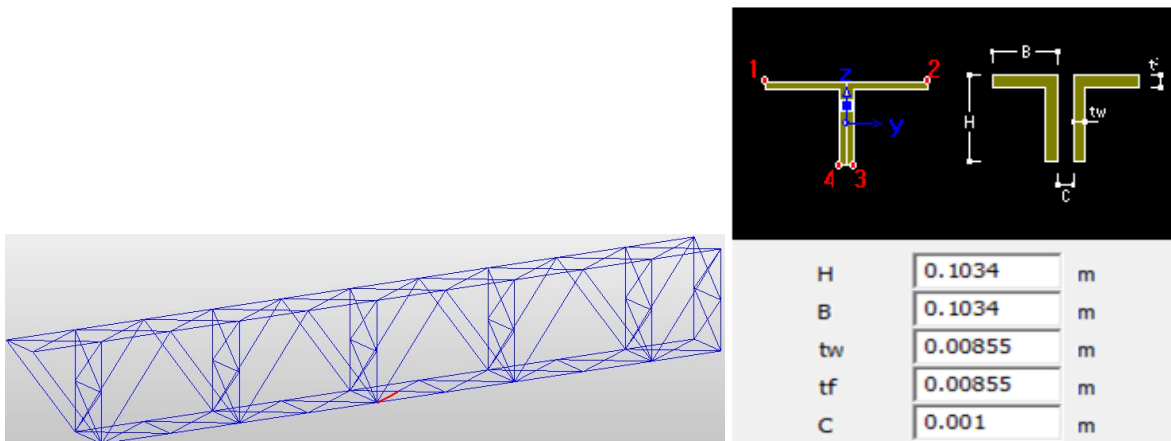
$$M_n = M_p = 235 \text{ MPa} * 559505.108 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 131.48 \text{ [KN - m]}$$

## RIOSTRA HORIZONTAL 2

Elemento	Sección
110	Riostra Diagonal Abajo

**Tabla A.C.8.** Elemento en sección Riostra Horizontal 2.



**Figura A.C.7.** Elemento 110 en el modelo numérico, propiedades sección Riostra Diagonal Abajo. Fuente: Autores MIDAS/CIVIL.

**No atiesado**

$$\frac{b}{t} = \frac{103.4}{8.55} = 10.83$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 14.70$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A TENSIÓN

### F.2.4.2-RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSIÓN.

La resistencia de diseño para miembros solicitados por tensión,  $\phi P_n$ , se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión sobre el área bruta y rotura por tensión sobre el área neta. [\[11\]](#)

Caso (a). Para fluencia por tensión sobre el área bruta

$$P_n = F_y * A_g$$

$$\phi_t = 0.9$$

$$P_n = 0.9 * 235 \text{ Mpa} * 3390.08 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 717 \text{ [KN]}$$

## CAPACIDAD DE MIEMBROS A FLEXIÓN

### F.2.6.9 SECCIONES EN T Y ÁNGULOS DOBLES CARGADOS EN EL PLANO DE SIMETRÍA.

Este numeral se aplica a secciones en T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría.

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local de la aleta.  $F_{nv}$ . [\[11\]](#).

#### F.2.6.9.1-Plastificación de la sección (momentos plástico)

$$M_n = M_p$$

Donde:

$$M_p = F_y * Z_x \leq 1.6M_y \text{ Cuando el alma está a tensión.}$$

$$M_p = F_y * Z_x \leq M_y \text{ Cuando el alma está a compresión.}$$

$$M_p = 235 \text{ MPa} * 84507.46289 \text{ mm}^3$$

$$M_p = M_n = 19.86 \text{ [KN - m]}$$

### F.2.6.9.2-Pandeo lateral-torsional

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_y GJ}}{L_b} * [B + \sqrt{1 + B^2}]$$

Donde:

$$B = \pm 2.3 \left( \frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} = 0.055 [mm]$$

**B** es positivo cuando el alma está a tensión y negativo cuando el alma está a compresión. Si la fibra extrema del alma está sometida a compresión en algún punto sobre la longitud no arriostrada, se usará el valor negativo de **B**.

$$J = \frac{2be^3 + b_1 e_1^3}{3} = 201175.1559 \text{ mm}^4$$

G = módulo de elasticidad a cortante del acero = 77200 MPa.

$$L_b = 4m$$

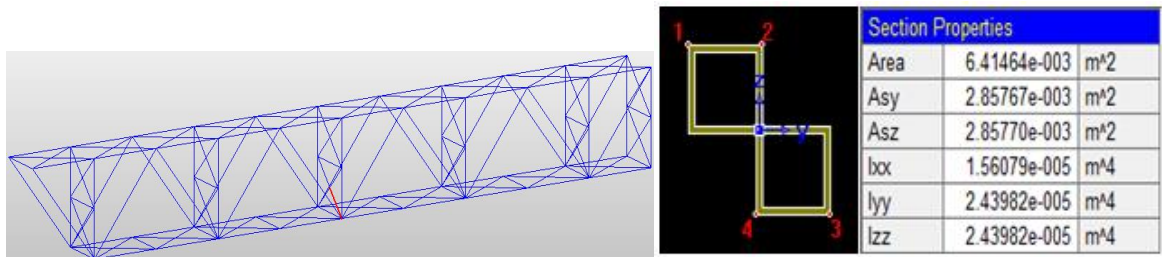
$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{E I_y G J}}{L_b} [B + \sqrt{1 + B^2}] = 23.364 [KN - m]$$

$$M_n = 23.364 [KN - m]$$

## RIOSTRA VERTICAL 1

Elemento	Sección
163	Riostra Vertical

**Tabla A.C.9.** Elemento en sección Riostra Vertical 1.



**Figura A.C.8.** Elemento 163 en el modelo numérico, propiedades sección Riostra Vertical. **Fuente:** Autores MIDAS/CIVIL.

### Atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{86.3}{8.55} = 10.09$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 36.76$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD MIEMBROS A COMPRESIÓN.

### F.2.5.3-PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS.

Este numeral se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos según las definiciones dadas en el numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión. [\[11\]](#)

La resistencia nominal a compresión,  $P_n$ , para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Donde el esfuerzo por pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , se calcula como sigue:

$$K = 0.65$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1.56079 \times 10^{-5}}{6.41464 \times 10^{-3}}} = 0.049 \text{ [m]}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2.43982 \times 10^{-5}}{6.41464 \times 10^{-3}}} = 0.062 \text{ [m]}$$

(a) Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{0.65 * 6}{0.062} \leq 4.71 \sqrt{\frac{162000}{235}}$$

$$62.91 \leq 123.66$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 162000}{(62.91)^2} = 403.99 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{235/403.99}\right] * 235$$

$$F_{cr} = 184.22 \text{ Mpa}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la compresión,  $P_n$ :

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 184.22 \text{ Mpa} * 3207.32 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 590.25 \text{ [KN]}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A FLEXIÓN

### F.2.6.7-PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES (PTE) CUADRADOS O RECTANGULARES Y MIEMBROS DE SECCIÓN EN CAJÓN.

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , será el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momentos plástico), pandeo local de la aleta y pandeo local del alma bajo flexión pura. [\[11\]](#)

#### F.2.6.7.1.- Plastificación de la sección (momentos plástico)

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

Donde:

Z= Módulo de sección plástico sobre el eje de flexión,  $\text{mm}^3$

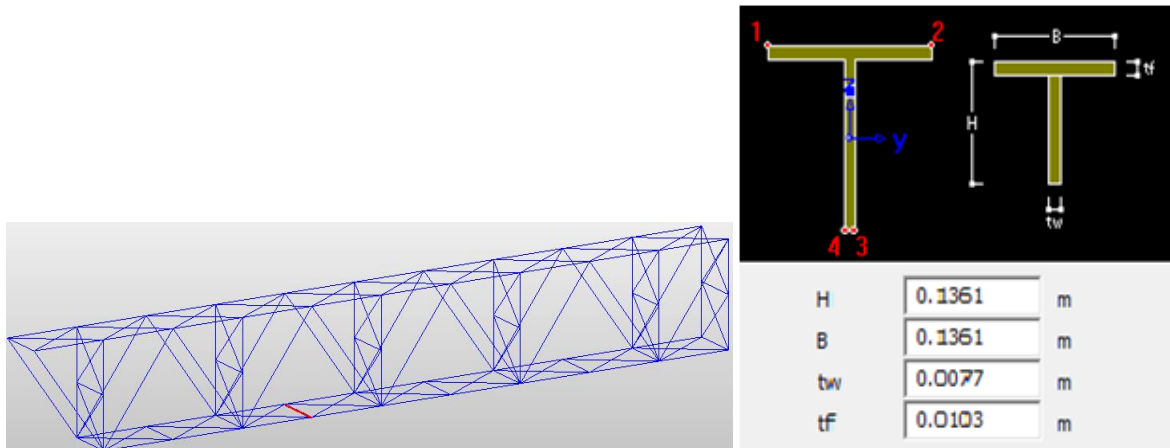
$$M_n = M_p = 235 \text{ Mpa} * 335416.158 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p = 78.82 \text{ [KN - m]}$$

## VIGA 7

Elemento	Sección
94	Riostra Horizontal Abajo

**Tabla A.C.9.** Elemento en sección Viga 7.



**Figura A.C.10.** Elemento 94 en el modelo numérico, propiedades sección Riostra Horizontal Abajo. Fuente: Autores MIDAS/CIVIL.

**No atiesado**

$$\frac{d}{t} = \frac{146.4}{7.7} = 19.01$$

$$\lambda_r = 0.75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.75 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 19.69$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

**No atiesado**

$$\frac{d}{t} = \frac{68.05}{10.3} = 6.61$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{162000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 14.70$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD MIEMBROS A COMPRESIÓN.

### F.2.5.3-PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS.

Este numeral se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos según las definiciones dadas en el numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión. [\[11\]](#)

La resistencia nominal a compresión,  $P_n$ , para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Donde el esfuerzo por pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , se calcula como sigue:

$$K = 0.65$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{3942545.2886}{2370.49}} = 40.7821 \text{ [mm]}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2168651.9438}{2370.49}} = 30.2466 \text{ [mm]}$$

(a) Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{0.65 * 5}{0.047} \leq 4.71 \sqrt{\frac{162000}{235}}$$

$$69.15 \leq 123.66$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 162000}{(69.15)^2} = 334.37 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{235/334.37}\right] * 235$$

$$F_{cr} = 175.11 \text{ Mpa}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la compresión,  $P_n$ :

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 175.11 \text{ Mpa} * 2370.49 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 415.10 \text{ [KN]}$$

#### **F.2.5.4-PANDEO POR TORSIÓN Y PANDEO POR FLEXO-TORSIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS.**

Este numeral se aplica a miembros de simetría simple y miembros no simétricos, y a algunos miembros de simetría doble como aquellos en forma de cruz o columnas armadas, sin elementos esbeltos según las definiciones del numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión. [\[11\]](#)

- (ii) Para miembros de simetría simple donde “y” es el eje de simetría, incluidos ángulos dobles distanciados de manera que la constante de alabeo  $C_w$  no es despreciable.

$$F_{cr} = \left( \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} F_{crz} H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right]$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g r_o^2} = 515.44 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = F_{cr} = 195.76 \text{ MPa}$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2} = 0.58$$

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = 4449.46 \text{ mm}$$

$$J = \frac{b e^3 + b_1 e_1^3}{3} = 70284.762$$

$$G = 77222 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left( \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} F_{crz} H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] = 163.68 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 163.68 \text{ MPa} \times 2370.49 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 388.02 \text{ [KN]}$$

## ANÁLISIS CAPACIDAD DE MIEMBROS A FLEXIÓN

### F.2.6.9 SECCIONES EN T Y ÁNGULOS DOBLES CARGADOS EN EL PLANO DE SIMETRÍA.

Este numeral se aplica a secciones en **T** y ángulos dobles cargados en el plano de simetría.

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local de la aleta.  $F_{nv}$ . [\[11\]](#).

#### F.2.6.9.1-Plastificación de la sección (momentos plástico)

$$M_n = M_p$$

Donde:

$$M_p = F_y * Z_x \leq 1.6M_y \text{ Cuando el alma está a tensión.}$$

$$M_p = F_y * Z_x \leq M_y \text{ Cuando el alma está a compresión.}$$

$$M_p = 235 \text{ MPa} * 67803.47236 \text{ mm}^3$$

$$M_p = M_n = 15.93 \text{ [KN - m]}$$

#### F.2.6.9.2-Pandeo lateral-torsional

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_y GJ}}{L_b} * [B + \sqrt{1 + B^2}]$$

Donde:

$$B = \pm 2.3 \left( \frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} = 0.019 \text{ [mm]}$$

**B** es positivo cuando el alma está a tensión y negativo cuando el alma está a compresión. Si la fibra extrema del alma está sometida a compresión en algún punto sobre la longitud no arriostrada, se usará el valor negativo de **B**.

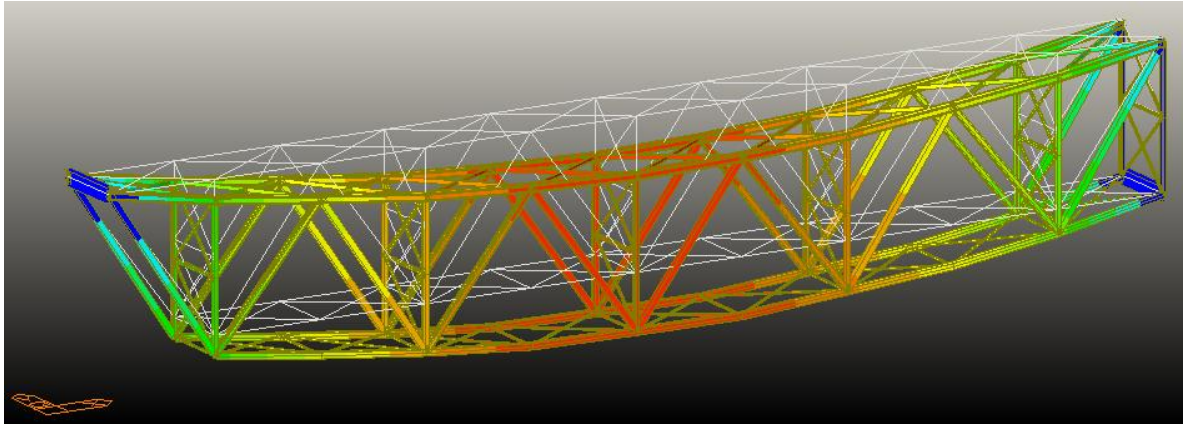
$$J = \frac{2be^3 + b_1 e_1^3}{3} = 68717.3320 \text{ mm}^4$$

G = módulo de elasticidad a cortante del acero = 77200 MPa.

$$L_b = 5 \text{ [m]}$$

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{E I_y G J}}{L_b} [B + \sqrt{1 + B^2}] = 10.55 \text{ [KN - m]}$$

$$M_n = 10.55 \text{ [KN - m]}$$



**Figura A.C.10.** Deformación bajo carga STL ENV\_STR modelo PGO calibrado.  
**Fuente:** Autores MIDAS/CIVIL.

Elemento	Sección	Demanda		Capacidad Resistente			Chequeo	
		Axial	Flexión	Axial	Fcr	Momento	Análisis Esbeltez	
		[KN]	[KN-m]	[KN]	[Mpa]	[KN-m]		
51	Viga inferior	3279,51	5.45	5298.71		602.07	NE	C
17	Viga Superior	-3580.35	80.68	7848.78	225.28	1383.98	NE	C
68	Cajón Diagonal	-775.27	0	2590.91	210.9	325.22	NE	C
70	Diagonales	318.3	21.25	3154.94		305.87	NE	C
71	Cajón Diagonal	-790.43	0	4579.46	206.28	758.51	NE	C
230	IPN 260 Riostra Arriba	966.34	89.34	1134.81		131.48	NE	C
110	Riostra Diagonal Abajo	224.4	-0.05	717		19.86	NE	C
163	Riostra Vertical	-158.18	-0.14	415.1	184.22	78.82	NE	C
94	Riostra Horizontal Abajo	-230.38	0	388.02	163.68	10.55	NE	C

NE: No esbelta    C: Sección compacta

**Tabla A.C.10.** Análisis capacidad resistente elementos principales puente GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ. Fuente: Autores.