

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES DE VIGA Y
LOSA EN CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE LAS PRUEBAS DE
VIBRACIÓN AMBIENTAL.CASO DE ESTUDIO PUENTE AGUABLANCA VÍA LA
RENTA-SAN VICENTE DEL CHUCURÍ**

ELKIN ADRIÁN PEÑA LEAL

ZORETH DAYANA GONZÁLEZ BECERRA

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2016

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES DE VIGA Y
LOSA EN CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE LAS PRUEBAS DE
VIBRACIÓN AMBIENTAL.CASO DE ESTUDIO PUENTE AGUABLANCA VÍA LA
RENTA-SAN VICENTE DEL CHUCURÍ**

ELKIN ADRIÁN PEÑA LEAL

ZORETH DAYANA GONZÁLEZ BECERRA

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

Director

ALVARO VIVIESCAS JAIMES

Ingeniero Civil, PhD

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2016

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mis padres quienes fueron mi apoyo y mi guía, especialmente a mi madre una mujer trabajadora, emprendedora y exitosa en todo lo que hace. Este logro es para ella.

Quiero también agradecer a mi hermano quien siempre ha creído en mí y a todos mis amigos que de una u otra forma ayudaron en mi desarrollo académico y personal.

Y por último y más importante se lo dedico a Dios por todo lo que me ha dado.

Zoreth Dayana González B.

Este logro está dedicado a mis padres, hermanos y sobrinos los cuales han sido mi principal fuente de motivación, y quienes me han brindado todo el apoyo necesario para culminar esta meta.

También a Dios por guiarme por el buen camino y brindarme las oportunidades en cada momento de mi formación personal y profesional.

Elkin Adrián Peña Leal.

AGRADECIMIENTOS

Al excelente cuerpo docente de la escuela de ingeniería civil por darnos una formación integral, especialmente a los profesores de estructuras Álvaro Viviescas y José Benjumea por su apoyo y confianza, quienes hicieron despertar nuestro gusto por esta carrera.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	14
1. MARCO TEORICO	16
1.1. PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL	16
1.2. FRECUENCIA Y PERIODO.....	16
1.3. AMORTIGUAMIENTO.	17
1.4. FORMAS MODALES.	17
2. CASO DE ESTUDIO.....	18
2.1. GENERALIDADES.....	18
2.2. MODELO.....	20
3. ENSAYOS DE CAMPO	23
3.1. EQUIPOS DE MEDICIÓN.....	23
3.2. EJECUCION DE LAS MEDICIONES	24

3.3. PROCESAMIENTO DIGITAL Y ANÁLISIS DE LAS SEÑALES	25
3.3.1. Selección de registros.....	25
3.3.2. Corrección de la línea base o corrección de ceros.	26
3.3.3. Filtrado de los registros de aceleración.....	27
3.3.4. Identificación de la frecuencia del modo fundamental.....	29
4. CALIBRACIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS (EF)	37
4.1. CALIBRACIÓN A PARTIR DE LAS PROPIEDADES REALES DE LOS MATERIALES.....	40
5. CAPACIDAD RESISTENTE	42
5.1. CARGA VIVA VEHICULAR	43
5.2. FUERZAS DE POSTENSADO.....	44
5.3. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE.....	44
5.3.1. Chequeo por deflexiones.	44
5.3.2. Chequeo por esfuerzos.....	46
6. CONCLUSIONES	48

7. RECOMENDACIONES.....	50
CITAS.....	51
BIBLIOGRAFIA.....	55

LISTA DE FIGURAS

Pág.

Figura 1. Vista en perfil del puente.	18
Figura 2. Vista inferior del puente.	19
Figura 3. Imagen de la pila central y falla del estribo.	20
Figura 4. Consola K2	23
Figura 5. Sensor de aceleraciones.	24
Figura 6. Ubicación de los sensores.....	25
Figura 7. Registros de aceleración sin tratamiento.	26
Figura 8. Registros de aceleración con corrección de la línea base.....	27
Figura 9. Izquierda: Efecto del ruido de alta frecuencia. Derecha: Efecto del ruido de baja frecuencia.....	28
Figura 10. Registros de aceleración filtrados.	29
Figura 11. Espectro normalizado de densidad de potencia.	30
Figura 12. Promedio del Espectro normalizado de densidad de potencia.	30
Figura 13. Funciones de coherencia de la toma 2.....	31
Figura 14. Método del ancho de banda para calcular la razón de amortiguamiento.	32
Figura 15. Diagrama de estabilización.	36
Figura 16. Modo fundamental de vibración del puente Aguablanca.	38
Figura 17. Núcleo de concreto puente Aguablanca.	40
Figura 18. Camión de diseño.....	44

LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Propiedades de los materiales usados en el modelo numérico.....	21
Tabla 2. Cuadro de tensionamiento.	21
Tabla 3. Comparación de resultados.	36
Tabla 4. Influencia del módulo de elasticidad.	38
Tabla 5. Influencia del acero de preesfuerzo.....	39
Tabla 6. Combinación de esfuerzos.....	39
Tabla 7. Comparación de resultados.....	41
Tabla 8. Fuerza de tensado.	44
Tabla 9. Deflexión con solo camión.	45
Tabla 10. Deflexión 25% camión más carril.....	45
Tabla 11. Esfuerzos solo camión.....	46
Tabla 12. Esfuerzos solo camión.....	47

RESUMEN

TITULO: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL. CASO DE ESTUDIO PUENTE AGUABLANCA VÍA LA RENTA-SAN VICENTE DEL CHUCURÍ.*

AUTORES:

ELKIN ADRIAN PEÑA LEAL**

ZORETH DAYANA GONZALEZ BECERRA **

PALABRAS CLAVE: Salud estructural, propiedades dinámicas, concreto pre-esforzado, pruebas de vibración ambiental, calibración numérica.

DESCRIPCIÓN:

El siguiente trabajo presenta los resultados de un estudio de caracterización dinámica realizado al puente Aguablanca el cual es una estructura compuesta por vigas de sección I en concreto postensado. Al puente bajo estudio se realizaron las mediciones, el procesamiento y el análisis de las señales de vibración ambiental, con el objeto de identificar sus propiedades dinámicas (periodos, frecuencias naturales, y coeficientes de amortiguamiento), esta identificación se realizó utilizando el método no paramétrico Peak Picking (PP) y se validó con el método paramétrico Stochastic subspace identification (SSI). Tras la caracterización dinámica se utilizó el periodo del modo fundamental para realizar la calibración del modelo numérico; como criterio de calibración se ajustaron las propiedades mecánicas de los materiales de los elementos que conforman el puente (resistencia del concreto, área del acero de preesfuerzo), aprovechando los resultados obtenidos de la caracterización de materiales realizado en un trabajo anterior. Como resultado final se determinó la capacidad resistente del puente al verificar que no se excedieran los esfuerzos y deflexiones admisibles exigidos por el reciente Código Colombiano de Puentes 2014 (CCP-14). Para el desarrollo del trabajo se utilizó como caso de estudio El Puente Aguablanca, conformado por cuatro vigas postensadas de sección I de 31 metros de luz, simplemente apoyadas, un ancho de losa de 5 m y 4 diafragmas rígidos que aportaban rigidez transversal a la estructura.

* Trabajo de grado

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

ABSTRACT

TITLE: DETERMINATION OF RESISTANCE CAPACITY OF BEAM-SLAB POST-TENSIONED CONCRETE BRIDGES BY AMBIENT VIBRATION TESTS (AVT). CASE STUDY: AGUABLANCA BRIDGE, OVER LA RENTA - SAN VICENTE DE CHUCURÍ'S WAY *

AUTHOR:

ELKIN ADRIAN PEÑA LEAL **

ZORETH DAYANA GONZÁLEZ BECERRA **

KEYWORDS: Structural Health, dynamic properties, prestressed concrete, ambient vibration testing, numerical calibration.

DESCRIPTION:

The following work presents the results of a dynamic characterization study performed at Aguablanca Bridge which is a composed structure by post-tensioned concrete I section beams. The bridge under study measurements, processing and analysis of ambient vibration signals in order to identify its dynamic properties (periods, natural frequencies and damping coefficients) were performed, this identification was performed using the non-parametric method Peak Picking (PP) and validated using the parametric method Stochastic subspace identification (SSI). After the dynamic characterization it was used the fundamental mode period to calibrate the numerical model; as calibration criteria mechanical properties of the materials of the elements of the bridge (concrete strength, prestressing steel area) were adjusted, using the results obtained from the characterization of materials made in a previous work. As a final result the bearing capacity of the bridge to ensure that the efforts and allowable deflection required by the recent Colombian Code of Bridges 2014 (CPC-14) is not exceeded, is determined. To develop the work it was used as a case study Aguablanca Bridge, consisting of four post-tensioned section I of 31 meters of light beams, simply supported, wide slab of 5 m and 4 rigid diaphragms contributing transverse rigidity to the structure.

* Graduate Project

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

INTRODUCCIÓN

Las propiedades dinámicas de una estructura son parámetros esenciales a la hora de realizar el monitoreo de su salud estructural. Para identificar dichas propiedades, existen diferentes técnicas experimentales entre las cuales se destacan las pruebas de vibración ambiental (AVT), debido a que no generan daño alguno de la estructura, por ser una técnica no destructiva y además porque a diferencia de las pruebas con vibración inducida (FVT), no requieren de una excitación artificial, sino que hace uso de las vibraciones de carácter ambiental, como lo son el viento, la lluvia, los microsismos entre otros, permitiendo así la obtención de su respuesta dinámica mediante instrumentos de alta sensibilidad.

El Puente Aguablanca, era un puente tipo viga losa de concreto postensado que comunicaba los municipios La Renta y San Vicente de Chucurí, en el departamento de Santander-Colombia. Tras la ejecución del proyecto Hidroeléctrica Hidrosogamoso este puente y otros más dejaron de estar en servicio debido a que el llenado de la presa los inundaba. El grupo de investigación de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander (INME), realizó una serie de pruebas experimentales que permitieron conocer el estado estructural de los puentes. Las pruebas realizadas consistieron en: 1) Extracción de núcleos de concreto y muestras de acero para caracterizar los materiales constituyentes, 2) Pruebas de carga estática con el fin de identificar la rigidez a flexión vertical y 3) Pruebas de vibración ambiental para determinar las propiedades dinámicas.

Este trabajo enfatizó en la caracterización dinámica del Puente Aguablanca usando la técnica de medición de vibraciones ambientales, en él se describe el

proceso de adquisición, tratamiento y análisis de las señales. Además se realiza una propuesta para la calibración del modelo de elementos finitos, con el que finalmente se estiman algunas de las propiedades mecánicas de la estructura como el módulo de elasticidad del concreto (E) y el área del acero de preesfuerzo.

1. MARCO TEORICO

1.1. PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.

Una de las más grandes preocupaciones de la ingeniería fue el desarrollo de nuevos métodos numéricos para el análisis dinámico y estático de estructuras de gran tamaño, ya que las estructuras son sistemas físicos sujetos a cargas variables en el tiempo de manera que requieren la comprensión de dicho comportamiento dinámico y más cuando dichas estructuras se encuentran en zonas de riesgo sísmico alto, ya que el efecto de los sismos en una estructura puede ocasionar daño con la consecuente variación de sus principales propiedades.

Los estudios de vibración ambiental se han venido usando para la identificación de las principales propiedades estructurales arrojando datos de los que se pueden identificar frecuencias naturales, modos de vibración y coeficientes de amortiguamiento, así utilizando dichos datos para realizar una calibración de un modelo numérico y de esta forma evaluar el estado estructural del puente. Para la identificación de las frecuencias naturales de una estructura se hace necesario realizar un análisis usando distribuciones tiempo- frecuencia. Las frecuencias predominantes ocurren a lo largo de todo el registro lo cual permite asegurar que las frecuencias efectivamente corresponden a las frecuencias características de la estructura y que no son producidas por una fuente externa de ruido [1].

1.2. FRECUENCIA Y PERIODO.

La frecuencia es un parámetro esencial para describir el comportamiento vibratorio de una estructura en el rango elástico e indica el número de ciclos de oscilación que se realizan en un tiempo definido cuando se trata de un movimiento periódico;

el periodo corresponde al tiempo definido en el cual el sistema realiza un ciclo de oscilación [2].

1.3. AMORTIGUAMIENTO.

El amortiguamiento indica la capacidad que tiene un sistema para disipar energía después de que ha sido sometido a una fuerza externa, lo cual depende de las dimensiones de la estructura, de la fricción interna de los materiales, la fricción entre sus uniones, el mecanismo de los apoyos, y de las propiedades del material, es posible determinar el porcentaje de amortiguamiento interno de una estructura mediante el uso de mediciones de vibración. Uno de los métodos más usados, es el método de ancho de banda el cual es aplicado al espectro medio normalizado de las respuestas medidas en la estructura. Este método por lo general da como resultado mediciones sobreestimadas debido al efecto de escurrimiento asociada con la resolución finita de los espectros de frecuencia. [3]

1.4. FORMAS MODALES.

Las formas modales describen el perfil de la forma de oscilar de la estructura para cada frecuencia natural, una estructura puede poseer varias formas de vibración las cuales están definidas por una dirección de movimiento y una frecuencia.

2. CASO DE ESTUDIO

2.1. GENERALIDADES

El puente Aguablanca está conformado por cuatro vigas postensadas de sección I que tienen una luz entre apoyos de 31 metros, la separación entre los ejes de las vigas es de 1.8 metros y el ancho de la losa es 5 metros (Figura 1). La estructura cuenta con cuatro riostras o diafragmas dispuestos para dar rigidez en dirección transversal ubicadas en el primer y segundo tercio de luz (Figura 2). El puente tiene un bordillo y una baranda de seguridad de concreto a cada lado del tablero.

Figura 1. Vista en perfil del puente.



Figura 2. Vista inferior del puente.



SANABRIA, R., & RINCÓN, L. Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto preesforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente Aguablanca vía La renta – San Vicente de Chucurí. 3-17. Bucaramanga, Santander, Colombia.

Durante la inspección visual de la estructura uno de los daños estructurales más evidente fue la fisuración del extremo superior de una de las pilas sobre la cual se apoya la losa de concreto de 5 m de ancho del primer vano [4]. (Ver figura 3).

Figura 3. Imagen de la pila central y falla del estribo.



SANABRIA, R., & RINCÓN, L. Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto preesforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente Aguablanca vía La renta – San Vicente de Chucurí. 3-17. Bucaramanga, Santander, Colombia.

Desafortunadamente no fue posible obtener información sobre los diseños ni planos del puente, que hubieran sido de gran utilidad a la hora de elaborar un modelo numérico. Según los habitantes de la zona el puente fue construido hace más de 20 años [4].

2.2. MODELO

El modelo numérico de elementos finitos (EF) del puente Aguablanca fue elaborado por los autores de un estudio previo al puente [4]. Aunque no se logró obtener información sobre los planos del puente debido a la antigüedad de este, se obtuvieron copias de planos de puentes ubicados sobre la vía Bucaramanga-Barrancabermeja los cuales aparentemente son de épocas cercanas y que si bien no tenían las mismas dimensiones sirvieron para hacer una proyección del tipo de diseño de la época, el diseño del preesfuerzo y distribución de cables del mismo sobre las vigas.

Para el diseño del preesfuerzo se tomó como guía el ejemplo realizado en el libro “Puentes en concreto postensado-Teoría y Práctica” [5] y se usó el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-95) [6], como normativa de diseño.

A continuación se muestran las propiedades iniciales asumidas para los materiales y las tensiones aplicadas al acero de preesfuerzo.

Tabla 1. Propiedades de los materiales usados en el modelo numérico.

Concreto vigas	Concreto losa	Acero de preesfuerzo
$f'_{ci}=315$ kg/cm^2	$f'_{ci}=245$ kg/cm^2	$f_{pu}=18900$ Kg/cm^2
$f'_{ci}=350$ kg/cm^2	$f'_c=280$ kg/cm^2	$f_{py}=16000$ Kg/cm^2

SANABRIA, R., & RINCÓN, L. Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto preesforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente Aguablanca vía La renta – San Vicente de Chucurí. 3-17. Bucaramanga, Santander, Colombia.

Tabla 2. Cuadro de tensionamiento.

Cable	Torones (1/2 pulg)	Tensión en el gato (t)	Tensión en el centro de la luz (t)	Tensionamiento
1	4	54.8	50.53	Primero
2	4	54.3	50.53	
3	4	53.8	50.53	
4	4	53.2	50.53	
5	4	53.2	50.53	
6	4	46.7	50.53	Segundo
7	4	46.7	50.53	
8	4	47.2	50.53	

SANABRIA, R., & RINCÓN, L. Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto preesforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente Aguablanca vía La renta – San Vicente de Chucurí. 3-17. Bucaramanga, Santander, Colombia.

El modelo del puente fue realizado en el software Midas Civil versión 2014 desarrollado por la compañía MIDAS Information Technology [7]. Para modelar el puente se empleó el método de emparrillado plano (grillage plane) que consiste en un modelo numérico espacial en el cual se representa la losa y las vigas por medio de elementos tipo barra.

Las propiedades que fueron ingresadas al programa fueron las asumidas en el diseño del acero postensado. Ya fijadas estas propiedades se procedió a crear los elementos tipos barra que conforman el modelo, las vigas fueron definidas como simplemente apoyadas y se restringió en una de estas el eje transversal.

3. ENSAYOS DE CAMPO

3.1. EQUIPOS DE MEDICIÓN.

Para las mediciones de vibración ambiental se utilizó un equipo de adquisición de datos multicanal (Figura 4) del fabricante Kinometrics llamado K2 [8] el cual tiene un sensor interno triaxial y Sensores Triaxiales externos FBA.ES-T (Figura 5). Estos sensores pueden ser configurados para una sensibilidad de hasta 10 V/g, un ancho de banda DC hasta 200 Hz, un rango de frecuencia de entre 0,15 y 1000 Hz y un rango dinámico desde $\pm 0,25$ a $\pm 4g$ [2].

Figura 4. Consola K2



FRANCO ARIZA, G. C. (2012). 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. 12-100. Bucaramanga, Santander, Colombia.

Figura 5. Sensor de aceleraciones.



FRANCO ARIZA, G. C. (2012). 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. 12-100. Bucaramanga, Santander, Colombia.

Para la adquisición de dichos datos se utilizó un equipo portátil que contiene el software del fabricante de los sensores, con el que se configura el sistema de adquisición y la lectura de los datos.

3.2. EJECUCIÓN DE LAS MEDICIONES

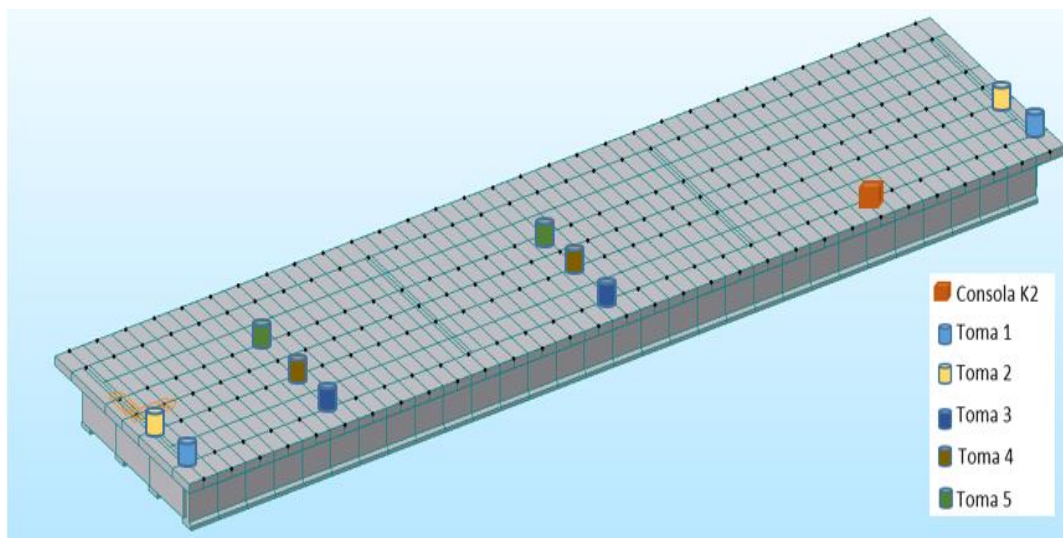
Para realizar el proceso de medición se ubicó la consola K2 a una distancia de 23,52 [m] que corresponde al 75% de la distancia total del puente, este sensor se dejó fijo para que sirviera de referencia al momento de analizar los registros de aceleración. Los demás sensores triaxiales fueron ubicados en los apoyos y a distancias del 25% y 50% tanto longitudinal como transversalmente (Figura 6). Los registros tuvieron una duración de 10 minutos y la frecuencia de muestreo fue de 200 [Hz] para un total de 120.000 puntos por señal.

3.3. PROCESAMIENTO DIGITAL Y ANÁLISIS DE LAS SEÑALES

3.3.1. Selección de registros. Antes de realizar el análisis de las señales, es necesario hacer una selección de los registros que nos serán de mayor utilidad a la hora de determinar los parámetros deseados. En nuestro caso de estudio El puente Aguablanca es un puente de Viga-losa de concreto postensado de una sola luz simplemente apoyado, en este tipo de puentes los desplazamientos longitudinales (eje y) y desplazamientos transversales (eje x) son mínimos y no tienen gran influencia en el comportamiento dinámico de la estructura. Este comportamiento dinámico depende principalmente de los desplazamientos en el eje ortogonal a los demás ejes (eje z), motivo por el cual sólo se realizó el tratamiento a las señales en el eje z .

De los 7 registros tomados en campo sólo 5 de ellos contenían información coherente y útil, estos registros se seleccionaron teniendo en cuenta las observaciones hechas en campo. Cada registro cuenta con 3 señales en cada uno de los ejes, por lo tanto se procesó y analizó la información de 15 señales en el eje z .

Figura 6. Ubicación de los sensores.



3.3.2. Corrección de la línea base o corrección de ceros. En algunas ocasiones es usual observar que las señales se encuentran desplazadas respecto del origen y con una tendencia no esperada (Figura 7), esto se produce principalmente por falta de nivelación o por falta de calibración del equipo de medición. La corrección de línea base ajusta los valores para que inicien en el origen y mantengan una tendencia donde el promedio de la muestra sea igual a cero. (Figura 8).

Figura 7. Registros de aceleración sin tratamiento.

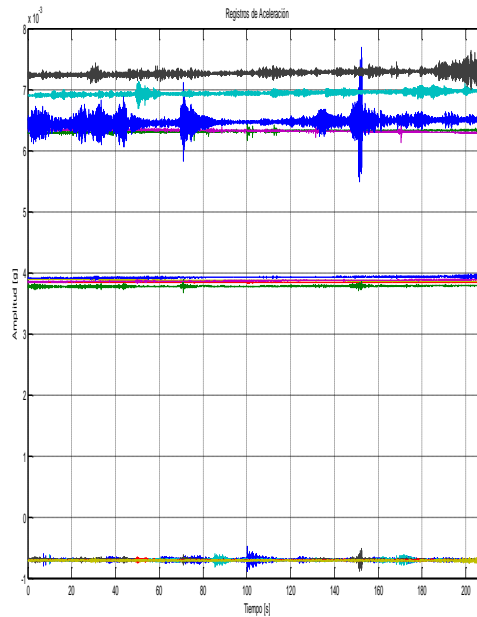
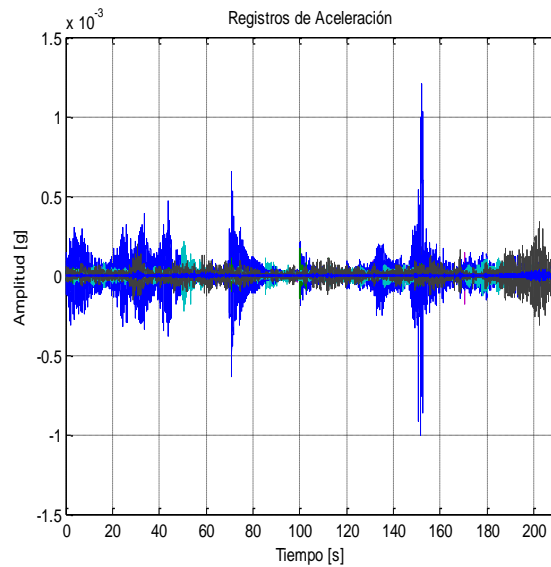
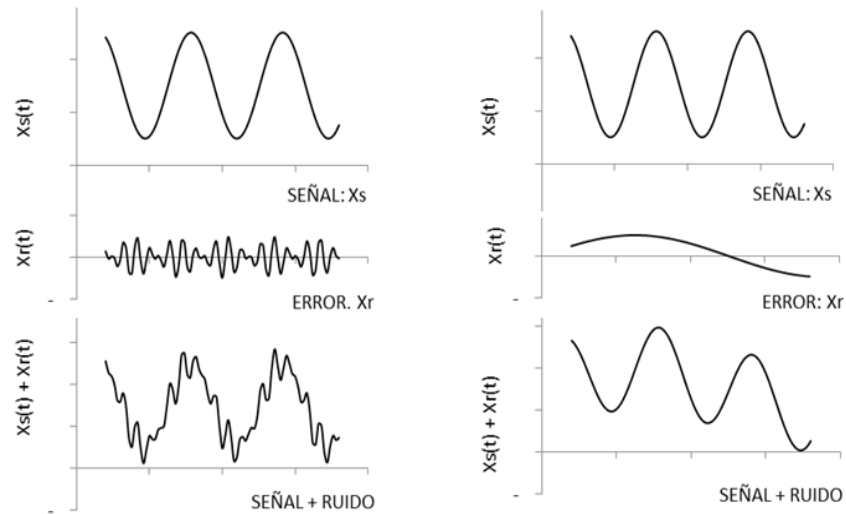


Figura 8. Registros de aceleración con corrección de la línea base.



3.3.3. Filtrado de los registros de aceleración. Los registros de vibraciones ambientales normalmente se ven afectados por el ruido instrumental, el cual es originado por fuentes de energía (cables de energía eléctrica, antenas de radio o telefonía móvil, etc.) o por el mismo equipo usado para realizar las mediciones [9]. Este ruido altera la señal obtenida dependiendo si es un ruido de alta frecuencia o baja frecuencia. (Figura 9).

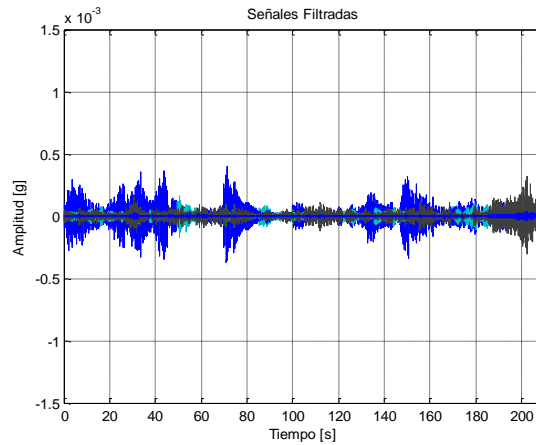
Figura 9. Izquierda: Efecto del ruido de alta frecuencia. Derecha: Efecto del ruido de baja frecuencia.



HUDSON, D.E. (1979). "Reading and interpreting strong motion accelerograms". Earthquake Engineering Research Institute. Pasadena, California.

Por lo anterior se debe tratar la señal mediante un filtro que elimine o disminuya tal perturbación. Existen filtros para eliminar ruidos de baja frecuencia conocidos como filtros paso-alta o filtros para eliminar altas frecuencias conocidos como paso-bajas, y filtros que eliminan tanto altas como bajas frecuencias simultáneamente conocidos como filtros paso-banda. Aunque existe gran variedad de filtros, para el desarrollo de este proyecto se usó el filtro pasabanda de Butterworth [11] cuyas frecuencias de esquina de filtro son 2 Hz y 20 Hz, valores elegidos a partir del análisis modal del modelo numérico del puente.

Figura 10. Registros de aceleración filtrados.



3.3.4. Identificación de la frecuencia del modo fundamental. Los métodos usados para la identificación modal se clasifican en dos grandes grupos: los paramétricos desarrollados en el dominio del tiempo y los no paramétricos desarrollados en el dominio de la frecuencia [12]. Para el desarrollo de este proyecto se trabajó con el método no paramétrico Peak Picking (PP) ya que es el más ampliamente usado para la identificación modal en estructuras y el método paramétrico Stochastic Subspace Identification (SSI) debido a que es el método más avanzado en el dominio del tiempo para el análisis de vibraciones ambientales [13].

3.3.4.1. Metodo Peak Picking. El método PP consiste en identificar los picos del promedio normalizado de densidad de potencia (ANSPD). Los espectros de potencia normalizados NPSDs se obtienen mediante la aplicación de la transformada rápida de Fourier (FFT) a los registros de aceleración, lográndose así la conversión de los registros en el dominio del tiempo al dominio de la frecuencia [14]. En las figuras 11 y 12 se muestran el espectro normalizado de densidad potencia de todos los registros y el promedio normalizado de densidad de potencia, respectivamente.

Figura 11. Espectro normalizado de densidad de potencia.

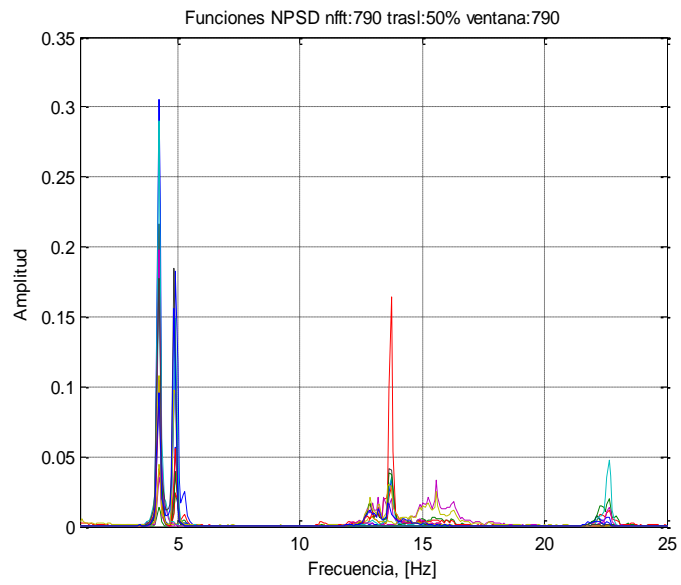
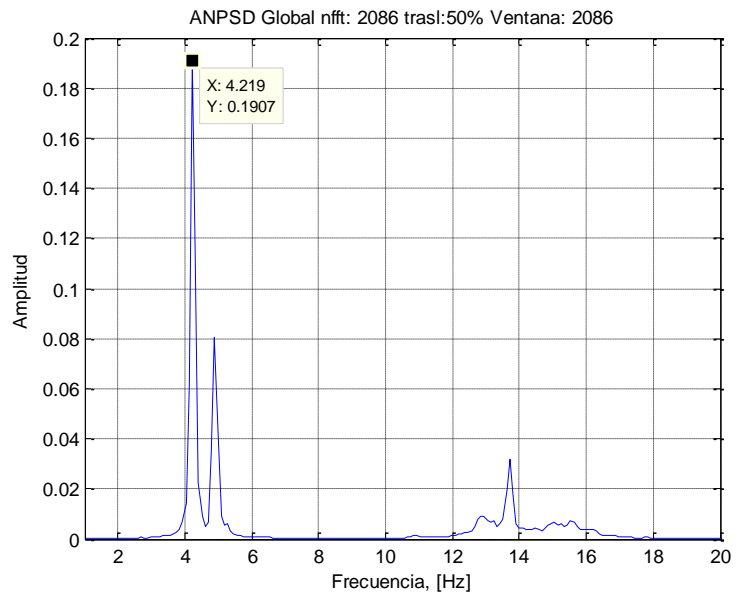


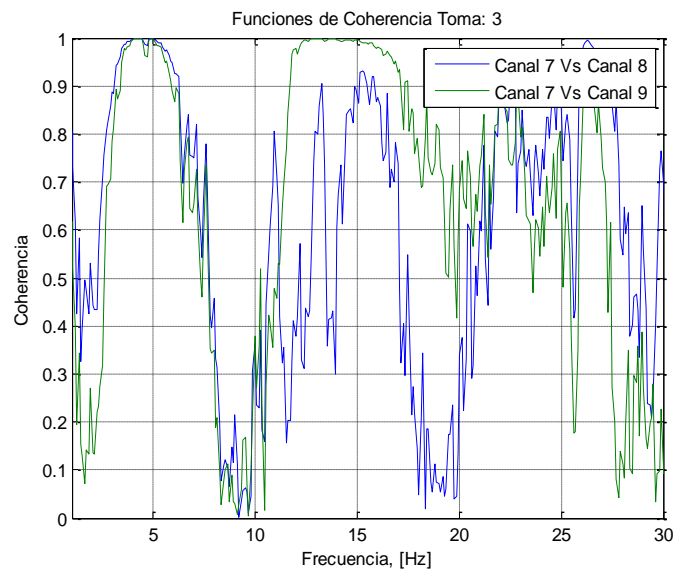
Figura 12. Promedio del Espectro normalizado de densidad de potencia.



Según la gráfica del ANSPD la frecuencia de mayor contenido energético corresponde a un valor de 4.219 [Hz] que se presume podría ser la frecuencia del modo de flexión pura de la estructura. Para validar esta hipótesis es necesario hacer uso de las funciones de coherencia, en la figura 13 se observa una de las gráficas de valores de coherencia obtenidos al comparar las señales en diferentes grados de libertad, al igual que en esta todas las demás correlaciones arrojan valores de coherencia cercanos a 1 en la frecuencia del pico seleccionado, por lo tanto se puede afirmar que la frecuencia del modo fundamental del Puente Aguablanca es 4.219 [Hz].

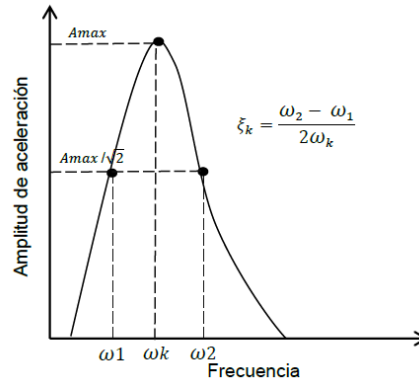
$$f_{experimental} = 4.219 [Hz]$$

Figura 13. Funciones de coherencia de la toma 2.



3.3.4.1.1. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento. El método de ancho de banda relaciona la frecuencia de los modos de vibración con sus frecuencias vecinas, las cuales son frecuencias que corresponden al valor de la amplitud máxima dividida por un factor de la raíz cuadrada de 2 (Figura 14).

Figura 14. Método del ancho de banda para calcular la razón de amortiguamiento.



MENDES, P., & OLIVEIRA, S. (2008). *Análise dinâmica de estruturas: Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos*. 52-60. Lisboa, Portugal.

Al aplicar la fórmula se obtiene el valor del coeficiente de amortiguamiento

$$\xi_k = \frac{4.2873 - 4.1771}{2 * 4.219}$$

$$\xi_k = 0.01306$$

% Amortiguamiento = 1,306 %

3.3.4.2. Stochastic Subspace Identification (SSI). Esta técnica fue desarrollada hace dos décadas y su impulso se dio tras la publicación de [15] en 1996. El método se desarrolla a partir de la solución de la ecuación de equilibrio dinámico con ayuda del espacio de estados. El espacio de estados puede describirse como un modelo matemático de un sistema físico constituido mediante entradas, salidas y variables de estado, relacionadas por ecuaciones diferenciales de primer orden combinadas matricialmente [16].

A continuación se muestra un corto resumen del procedimiento realizado por el método SSI, para ver la formulación completa del método ver el anexo D.

La respuesta del desplazamiento es un proceso estocástico en función del tiempo

$$(1) \quad y(t) = \begin{Bmatrix} y_1(t) \\ y_2(t) \\ \vdots \\ y_M(t) \end{Bmatrix}$$

El sistema puede considerarse como un sistema de varios grados de libertad

$$(2) \quad \mathbf{M}\ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{D}\dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{y}(t) = \mathbf{f}(t)$$

Donde M es la masa, D el amortiguamiento, K la rigidez y $f(t)$ representa la excitación. La manera de pasar esta ecuación en el tiempo continuo al dominio del tiempo discreto es a través de la formulación del espacio de estado.

$$(3) \quad x(t) = \begin{Bmatrix} y(t) \\ \dot{y}(t) \end{Bmatrix}$$

Esta formulación permite reescribir la ecuación de segundo orden dado en (2), como una ecuación de primer orden

$$(4) \quad \begin{aligned} \dot{x}(t) &= \mathbf{A}_c x(t) + \mathbf{B}f(t) \\ y(t) &= \mathbf{C}x(t) \end{aligned}$$

Dónde:

$$\mathbf{A}_c = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{D} \end{bmatrix}$$

$$(5) \quad \mathbf{B} = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{M}^{-1} \end{bmatrix}$$

Permitiendo conocer de manera relativamente sencilla la solución del sistema de ecuaciones

Solución continua

$$(6) \quad x(t) = \exp(\mathbf{A}_c t)x(0) + \int_0^t \exp(\mathbf{A}_c(t - \tau))\mathbf{B}f(\tau)d\tau$$

Solución homogénea discreta:

$$(7) \quad \begin{aligned} \mathbf{A}_d &= \exp(\mathbf{A}_c \Delta t) \\ x_k &= \exp(\mathbf{A}_c k \Delta t) x_0 = \mathbf{A}_d^k x_0 \\ y_k &= \mathbf{C}x_k = \mathbf{C}\mathbf{A}_d^k x_0 \end{aligned}$$

Las propiedades del sistema se estiman con los valores y vectores propios de $\mathbf{A}_d = \Psi\Lambda\Psi^{-1}$ y la matriz $\bar{\mathbf{C}}$ (Ver anexo D).

Valores y vectores propios de A:

$$(8) \quad \Lambda = \begin{bmatrix} \lambda_1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & \lambda_{2N} \end{bmatrix}$$

Donde

$$(9) \quad \lambda_{i,(i+1)} = -\omega_i \zeta_i \pm i\omega_i \sqrt{1 - \zeta_i^2}$$

Frecuencias naturales

$$(9) \quad \omega_i = \sqrt{\lambda_i \lambda_{(i+1)}}$$

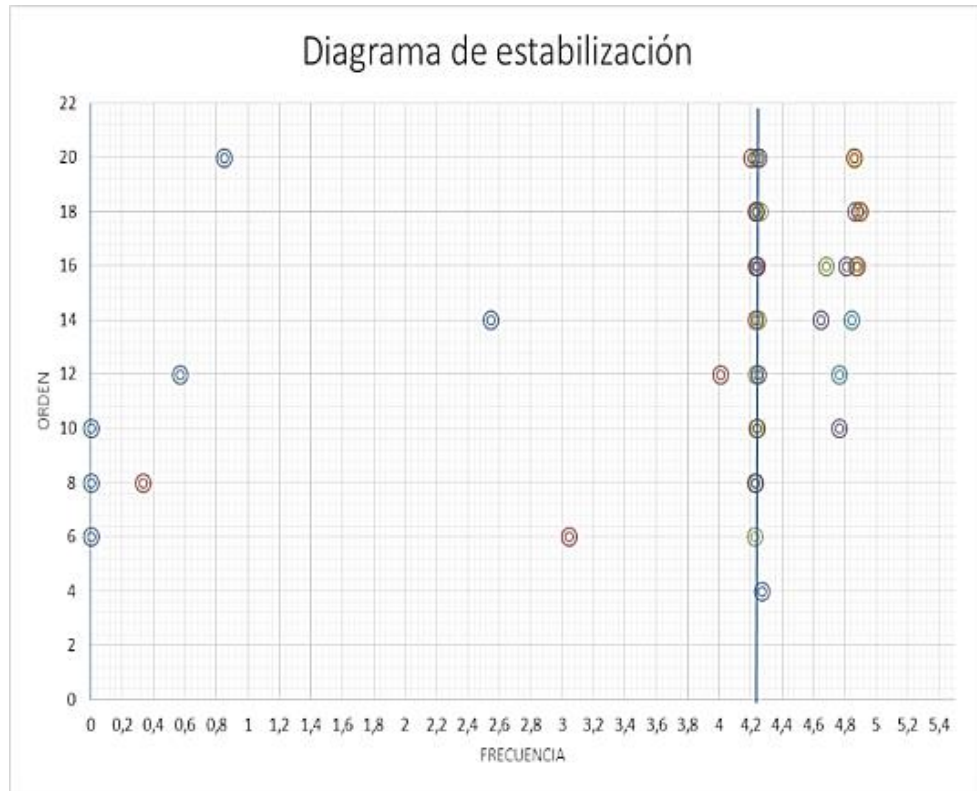
Razones de amortiguamiento

$$(10) \quad \zeta_i = -\frac{\lambda_i + \lambda_{(i+1)}}{2\sqrt{\lambda_i \lambda_{(i+1)}}}$$

Para la identificación de las frecuencias operacionales a través del método SSI se usó un algoritmo del software MatLab. Este algoritmo identifica las frecuencias operacionales y su respectiva razón de amortiguamiento dependiendo del número orden del sistema con el que se desee trabajar [17]. Debido al gran número de resultados que arroja este método, se hace necesario realizar un diagrama de estabilización, que permite identificar los valores constantes (Figura 15).

Como se puede observar, hay una estabilización en los valores cercanos a 4,2 Hz. Al promediar estos valores (Tabla 3), el resultado de la media es de **4,237 Hz**, que representa la frecuencia del modo fundamental hallada mediante el método SSI; el coeficiente de amortiguamiento que corresponde a esta frecuencia es **0,88**.

Figura 15. Diagrama de estabilización.



3.3.4.3. Comparación de resultados. En la tabla 3 se hace una comparación de los resultados obtenidos mediante los dos métodos.

Tabla 3. Comparación de resultados.

	Frecuencia [Hz]	Amortiguamiento [%]
PP	4,219	1,306
SSI	4,237	0,878
% Diferencia	0,43	32,77

Analizando los resultados se observa que los valores de frecuencia son muy cercanos, con un porcentaje de diferencia de 0,43%, por otro lado los coeficientes de amortiguamiento presentan una diferencia de 33,77% esta diferencia fue un valor esperado debido a que el amortiguamiento siempre se ha considerado un parámetro incierto en la caracterización dinámica de estructuras.

4. CALIBRACIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS (EF)

La calibración del modelo se realiza mediante un análisis de sensibilidad, que consiste en establecer los parámetros que tienen mayor influencia en la respuesta de la estructura y mediante un proceso iterativo minimizar el error entre la respuesta experimental y la respuesta del modelo EF [12].

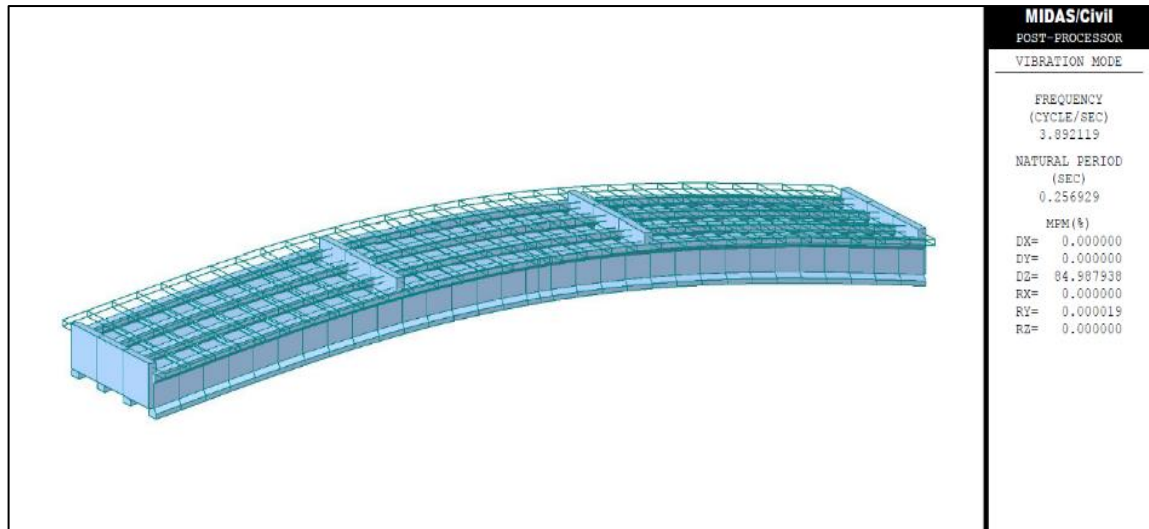
Se trabajó con la hipótesis del trabajo previo en este puente [4] en la cual consideran que el bordillo y la losa en voladizo del puente aportan una rigidez adicional del 20% a las vigas exteriores, debido a que en el modelo inicial no se tuvo en cuenta esta sección del puente y al no considerarla los resultados de frecuencia no tendrían ningún tipo de similaridad con los obtenidos a través de los ensayos de VA.

Comparación de resultados

Para el modelo numérico con las propiedades mencionadas ($f'c$ vigas =5000 psi, $f'c$ losa=3000 psi) se obtuvo una frecuencia del modo fundamental de 3.8921 [Hz] este modo corresponde a los esfuerzos de flexión pura en la estructura (Figura 16). Al comparar este valor de frecuencia con la frecuencia hallada experimentalmente se obtuvo un porcentaje de error del 7.75%. Es una frecuencia menor a la identificada experimentalmente, por lo tanto se infiere que se debe aumentar la rigidez del modelo.

$$\% \text{ Error} = \left| \frac{4.219 - 3.892}{4.219} \right| * 100 = 7.75\%$$

Figura 16. Modo fundamental de vibración del puente Aguablanca.



Influencia del Módulo de elasticidad (E)

La rigidez de un elemento es directamente proporcional al módulo de elasticidad de los materiales que lo constituyen [18], por lo tanto al aumentar la resistencia del concreto en los elementos de la estructura se espera un aumento de su rigidez y así mismo un aumento en la frecuencia fundamental del modelo. Se optó por aumentar el valor de la resistencia del concreto en las vigas hasta 7000 [psi] y se encontró una disminución en el porcentaje de error de 5,18%.

Tabla 4. Influencia del módulo de elasticidad.

f _c [psi]	f Modelo[Hz]	f Experimental[Hz]	% Error	Δ % Error
5000	3,8921	4,219	7,7483	
6000	4,0088	4,219	4,9822	2,7661
7000	4,1108	4,219	2,5646	5,1837

Influencia del acero de preesfuerzo

La estructura fue modelada con cables de 4 torones de ½” cada uno, pero según el reglamento técnico general de obras viales publicado por el ministerio de obras

públicas y transporte (MOPT) en 1988 [19], para los puentes viga losa de 31 m de luz se recomendaba usar cables compuestos por 6 torones. Teniendo en cuenta que el puente fue construido hace 20 años aproximadamente es posible que se haya usado este documento para su diseño y construcción, por lo tanto se consideró aumentar el área del acero de preesfuerzo y se obtuvo una disminución en el porcentaje de error del 0,83%.

Tabla 5. Influencia del acero de preesfuerzo

N torones	f Modelo [Hz]	f Experimental [Hz]	% Error	Δ % Error
4	3,8921	4,219	7,7483	
6	3,9271	4,219	6,9187	0,8296

Combinación de efectos

Como se puede observar en las tablas la variación de la resistencia del concreto tiene una mayor influencia en comparación al aumento de área del acero de preesfuerzo en la rigidez de la estructura. Para realizar la calibración del modelo se combinó el efecto de los dos parámetros. Se optó por no aumentar el acero de preesfuerzo a más de 6 torones por cable, porque no es muy usual encontrar un refuerzo mayor en puentes con características similares, además podrían excederse los esfuerzos a compresión en el concreto. También se decidió trabajar con un valor máximo de resistencia del concreto de 7000 [psi] puesto que es inusual que se usen concretos con resistencia mayor en este tipo de puentes en la región donde se localiza. Tras la combinación de los efectos mencionados se obtuvo la siguiente tabla:

Tabla 6. Combinación de esfuerzos.

Modelo	f _c [psi]	N Torones	f Modelo[Hz]	f Exp [Hz]	%Error
Sin calibrar	5000	4	3,8921	4,219	7,7483
Calibrado	7000	6	4,1466	4,219	1,716

El porcentaje de error final entre la frecuencia fundamental hallada a través de las mediciones de vibración ambiental y la frecuencia fundamental del modelo numérico calibrado fue de 1.72% el cual se considera un valor aceptable, teniendo en cuenta la cantidad de variables que pueden afectar una estructura después de un tiempo de uso de más de 20 años.

4.1. CALIBRACIÓN A PARTIR DE LAS PROPIEDADES REALES DE LOS MATERIALES.

Para realizar una calibración más cercana a la realidad, se usó la información hallada en [20] proyecto en el cual se extrajeron varios núcleos de concreto del puente Aguablanca para conocer el valor de la resistencia a la compresión del concreto (Figura 17). El valor hallado para el concreto de las vigas fue de 5040,59 [Psi] y el valor para el concreto de la placa fue de 3319,95 [Psi].

Figura 17. Núcleo de concreto puente Aguablanca.



JURADO, D. (2014). EVALUACION DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN PUENTES DE CONCRETO EXISTENTES. 11-36. Bucaramanga, Santander, Colombia.

Al realizar el modelo numérico con estos materiales se obtuvo un valor de frecuencia de 3,997 Hz para el primer modo de vibración del puente. Para calibrar el modelo numérico se tuvo en cuenta la suposición usada en [4] y [21] en la cual se considera que el bordillo y la losa en voladizo hacen un aporte de rigidez a la estructura. Inicialmente se consideró un aporte del 20%, al aumentar este aporte al 40 % se obtiene un valor de frecuencia de 4,170 , que al ser comparado con la Frecuencia experimental presenta un porcentaje de error del 1,16 %, el cual es un valor aceptable en la calibración del modelo numérico (Ver tabla 7)..

Tabla 7. Comparación de resultados

Modelo	Inercia V.E[%]	f Modelo [Hz]	f Exp [Hz]	% Error
Sin calibrar	1,2	3,997	4,219	5,2619
Calibrado	1,4	4,170	4,219	1,1614

5. CAPACIDAD RESISTENTE

Se evalúa la capacidad resistente del puente en función de las deformaciones admisibles y esfuerzos máximos de deformaciones admisibles, para las combinaciones de los componentes y conexiones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas como se especifica en los estados límites y esfuerzos máximos conforme a los criterios planteados en [22].

Los siguientes grupos de carga son los que se consideran en el análisis:

- Cargas permanentes :
 - ✓ Peso propio de los componentes estructurales y no estructurales (DC).
 - ✓ Fuerzas secundarias debidas a postensado (PS).

- Cargas transitorias:
 - ✓ Fuerzas por gradiente de temperatura (TG).
 - ✓ Carga viva Vehicular (LL).

Los factores se deben seleccionar de tal forma que se produzca el efecto extremo total mayorado para cada combinación de carga como se especifica en los siguientes estados límite que son los que se aplicaran sobre el puente:

- Resistencia I: Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal del puente sin viento.

$$R = 1,75(LL) + 0,5(TG) + 1,5(DC)$$

- Evento Extremo I: Combinación de carga que incluye sismo. El factor de carga para carga viva γ_{EQ} , debe determinarse para cada proyecto específico.

$$E = 1,5(DC) + 0,5(LL) + 1,0 (PS)$$

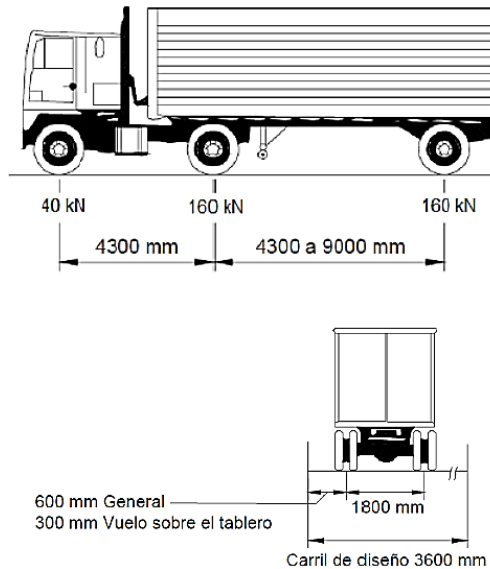
- Servicio III: Combinación de carga para análisis longitudinal relacionado con tracción en superestructuras de concreto pre esforzado con el objetivo de control de fisuras y de la tracción principal en las almas de vigas de concreto por segmentos.

$$S = 1,0 (DC + PS) + 0,8 (LL) + 0,5(TG)$$

5.1. CARGA VIVA VEHICULAR

La carga vehicular en las calzadas del puente tiene la combinación de: Camión de diseño y carga de carril de diseño. En el camión de diseño el peso y el espaciamiento de los ejes se ilustra en la figura 18 y La carga de carril de diseño debe consistir en una carga de 10,3 kN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal [22].

Figura 18. Camión de diseño.



MINTRANSPORTE. (15 de Enero de 2015). Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Bogotá D.C, Colombia.

5.2. FUERZAS DE POSTENSADO

Las fuerzas de tensado se distribuyen de la siguiente manera

Tabla 8. Fuerza de tensado.

Tensionamiento	No de cables	No Torones por cab	Fuerza/Cable
Primero	5	4	50,534t
Segundo	5	4	50,534t

5.3. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE

Ahora realizaremos la evaluación de los esfuerzos y las deflexiones lo cual nos permite definir el nivel de seguridad del puente.

5.3.1. Chequeo por deflexiones. Se evalúa la deflexión máxima de la estructura, la cual debe hacerse con la carga viva; dicha evaluación se realiza con la carga

del camión de diseño solo o la carga que resulta del 25 por ciento del camión de diseño tomado en conjunto con la carga del carril de diseño.

Se evalúan las deflexiones para cada uno de los estados límites nombrados anteriormente en el modelo de midas y se obtiene lo siguiente:

Tabla 9. Deflexión con solo camión.

Solo camión	
Estado limite	Deflexión [m]
Resistencia I	0,02761932
Evento Extremo I	0,017148
Servicio III	0,036467

Tabla 10. Deflexión 25% camión más carril.

(25%Camión) + Carril	
Estado limite	Deflexión [m]
Resistencia I	0,027495
Evento Extremo I	0,016969
Servicio III	0,036436

Según [22] para puentes vehiculares de acero, aluminio y /o concreto la deflexión admisible se asume como la siguiente:

$$\delta = \frac{Longitud}{800} = 0,03875[m]$$

Ninguno de los valores de deflexión obtenidos con las combinaciones de carga supera la deflexión admisible.

5.3.2. Chequeo por esfuerzos. Para poder conocer el esfuerzo máximo resistente que tiene la estructura primero procedemos a calcular el momento último resistente:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) * h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_u = \Phi M_n$$

Teniendo en cuenta las características geométricas de la sección transversal y realizando una distribución del acero de pre esfuerzo, el momento último resistente es de 7289,22 [KN-m].

Calculo del esfuerzo máximo resistente

$$\sigma_m = \frac{M_u c}{I_{yy}}$$

$$\sigma_m = 21,6634 \text{ [Mpa]}$$

El cálculo detallado está en el anexo A.

Verificación de esfuerzos

Tabla 11. Esfuerzos solo camión.

Solo camión	
Estado limite	Esfuerzo Max [Mpa]
Resistencia I	31,7129
Evento Extremo I	7,9839
Servicio III	16,07

Tabla 12. Esfuerzos solo camión.

Camión + carril	
Estado limite	Esfuerzo Max [Mpa]
Resistencia I	15,9059
Evento Extremo I	3,5393
Servicio III	8,9042

Los esfuerzos máximos a flexión que se presentan en las vigas se comparan con el esfuerzo máximo resistente, podemos observar que uno de ellos supera el esfuerzo máximo.

6. CONCLUSIONES

En los resultados obtenidos se puede apreciar que la metodología usada para caracterizar dinámicamente El puente Aguablanca a través de la medición, tratamiento y análisis de vibraciones ambientales ofrece resultados satisfactorios, ya que permitió mediante la calibración de un modelo EF hacer un estimativo de las propiedades mecánicas de la estructura con las cuales podría efectuarse una valoración de su salud estructural.

La frecuencia identificada mediante las pruebas de vibración ambiental fue mayor que la del modelo analítico, esto indica que el puente presentaba una rigidez mayor a la esperada, lo cual coincide con la curva de endurecimiento del concreto; este resultado es similar a lo obtenido en estudios del mismo tipo con otras estructuras [23], [24], [25]. Por lo tanto podría concluirse que la superestructura del Puente Aguablanca se encontraba en adecuadas condiciones para seguir en operación a pesar del largo tiempo en uso y la falta de mantenimiento.

A pesar de las ventajas que ofrece la técnica de mediciones de vibración ambiental a la hora de identificar las propiedades dinámicas de una estructura, es un método limitado ya que sólo es aplicable mientras la estructura permanezca en su rango lineal elástico. Ante sollicitaciones sísmicas de gran magnitud o grandes niveles de deformación producto de un sismo esta técnica no sería de utilidad.

Mediante una comprensión adecuada de los conceptos del análisis espectral y el uso de rutinas de programación del software de cálculo Matlab el método Peak Picking resulta ser una técnica de identificación modal sencilla con la cual se puede identificar de una manera rápida el periodo del modo fundamental y el coeficiente de amortiguamiento de una estructura.

Como se pudo observar aunque el método SSI es un método más exacto la frecuencia obtenida fue de un valor cercano a la del método Peak Picking, por lo tanto se podría concluir que para realizar análisis modal de datos experimentales el Peak Picking es el método más adecuado debido a su fácil comprensión y sencillez al aplicarlo.

Durante la calibración del modelo numérico se observó la influencia de la resistencia del concreto y el acero de preesfuerzo. No se analizó la influencia del tensionamiento en los torones por que contábamos con la información del proyecto previo realizado al puente Aguablanca [4] en el cual se concluyó que un mayor tensionamiento no alteraba la rigidez de la estructura.

Al realizarse la verificación de esfuerzos teniendo en cuenta el peso de solo el camión para el caso de la resistencia I el esfuerzo supera el esfuerzo máximo resistente, esto se pudo dar debido a que el puente se diseñó con un código de más de 20 años y en este proyecto se evaluó con el código CCP-14 [22] en el cual se presentan mayores exigencias al calcular los esfuerzos admisibles.

7. RECOMENDACIONES

Se debe tener el mayor cuidado posible durante la ejecución de las mediciones de vibración ambiental con el fin de minimizar los errores. Además es recomendable realizar mediciones con una duración superior a los 10 minutos para de esta manera obtener un número adecuado de ventanas y una buena cantidad de puntos en ellas. El número de ventanas reduce el error aleatorio promediado y la longitud de cada ventana reduce los errores por resolución. [26]

Los autores proponen indagar sobre las demás técnicas de identificación modal, tanto paramétricas como no paramétricas y hacer una comparación entre los resultados arrojados por cada método y adicionalmente validar lo concluido en el presente trabajo.

Además del periodo del modo fundamental, mediante las mediciones de vibración ambiental también es posible determinar las formas modales de la estructura y sus periodos de vibración. Próximos proyectos del grupo INME buscarán identificar estos parámetros usando las técnicas de identificación modal existentes.

CITAS

[1] TISCHER, H., THOMSON, P., & MARULANDA (2007). Comparación de tres transformadas para distribuciones tiempo-frecuencia por medio de su aplicación a registros de vibraciones ambientales. 1-12. Cali, Colombia.

[2] FRANCO ARIZA, G. C. (2012). 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. 12-100. Bucaramanga, Santander, Colombia.

[3] MENDES, P., & OLIVEIRA, S. (2008). Análise dinâmica de estruturas: Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. 52-60. Lisboa, Portugal.

[4] SANABRIA, R., & RINCÓN, L. (2014). Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente Aguablanca vía La renta – San Vicente de Chucurí. 3-17. Bucaramanga, Santander, Colombia.

[5] Fondo Nacional de Caminos Vecinales. (1993). Superestructuras en concreto postensado. Colombia.

[6] AIS-Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1C edición, Bogotá, 1995.

[7] MIDAS Information Technology Co., Ltd. (2011). Civil 2011 On-line Manual. http://manual.midasuser.com/en_tw/civil/791/

[8] Kinemetrics, Inc. (2005). „User Guide: EpiSensor Force Balance Accelerometer“. Recuperada el 6 de agosto de 2013 de: <http://nees.org/data/get/facility/sensorModels/174/Documentation/EpiEST.pdf>.

[9] CARREÑO, E., BRAVO, B., SUÁREZ, A. & TORDESILLAS, J. M., (1999). Registro y tratamiento de acelerogramas. Física de la Tierra, Volumen 11, pp. 81-111.

[10] HUDSON, D.E. (1979). “Reading and interpreting strong motion accelerograms”. Earthquake Engineering Research Institute. Pasadena, California.

[11] BUTTERWORTH, S. (1930) "On the Theory of Filter Amplifiers", Wireless Engineer, vol. 7, pp. 536-541

[12] GÓMEZ ARAUJO, I. D. (2010). Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental. 21-196. Bucaramanga, Santander, Colombia.

[13] EWINS, D. J. (1995). Modal testing: Theory and Practice. JHon Wiley & Sons Inc., USA.

[14] MARTINEZ RUIZ, G. (2004) .Taller teórico-práctico: Estudio de vibración ambiental en estructuras. Morelia, Michoacán, México

[15] Peter van Overschee and Bart De Moor. (1996) Subspace Identification for Linear Systems. Kluwer Academic Publishers.

[16] Brincker, R., & Andersen, P. (2006). Understanding stochastic subspace identification. Proceedings of the 24th IMAC, St. Louis, Missouri, 279-311.

- [17] MARULANDA, J., CASTELLANOS S., MARMOLEJO. M., Dinámica Experimental y Análisis Espectral, Universidad Industrial de Santander, 2015.
- [18] GERE, J. & GOODNO, B. (2009). Mechanics of materials, 7th edition. 91-93. USA: Cengage Learning.
- [19] MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE. (1988). Reglamento técnico general de obras viales tomo VI. 51-57
- [20] JURADO, D. (2014). EVALUACION DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN PUENTES DE CONCRETO EXISTENTES. 11-36. Bucaramanga, Santander, Colombia.
- [21] AGREDO, A., & SARMIENTO, S. (2014). Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente La Parroquia vía La renta – San Vicente de Chucurí. Bucaramanga, Santander, Colombia.
- [22] MINTRANSPORTE. (15 de Enero de 2015). Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Bogotá D.C, Colombia.
- [23] MARTÍNEZ, G., ROCA, P., CASELLES, O., CLAPÉS J., Y A.H. (2008). Determinación experimental y analítica de las propiedades Dinámicas para la Catedral de Mallorca Barbat. Universidad Politécnica de Cataluña.
- [24] OLMOS, B., JARA, J., & ROJAS, R. (2007). Aplicación de técnicas de descomposición en el dominio del tiempo para identificar las propiedades dinámicas de estructuras. 1-16.

[25] MUÑOZ EDGAR. (2010). Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural. 1-39. Pontificia Universidad Javeriana. Colombia

[26] HENAO DAVID (2013). Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral. 33-78. Medellín. Antioquia. Colombia.

BIBLIOGRAFIA

AGREDO, A., & SARMIENTO, S. (2014). Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente La Parroquia vía La renta – San Vicente de Chucurí. Bucaramanga, Santander, Colombia.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA - AIS; Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1C edición, Bogotá, 1995.

BRINCKER, R., & ANDERSEN, P. (2006). Understanding stochastic subspace identification. Proceedings of the 24th IMAC, St. Louis, Missouri, 279-311.

BUTTERWORTH, S. (1930) "On the Theory of Filter Amplifiers", Wireless Engineer, vol. 7, pp. 536-541

CARREÑO, E., BRAVO, B., SUÁREZ, A. & TORDESILLAS, J. M., (1999). Registro y tratamiento de acelerogramas. Física de la Tierra, Volumen 11, pp. 81-111.

EWINS, D. J. (1995). Modal testing: Theory and Practice. JHon Wiley & Sons Inc., USA.

FONDO NACIONAL DE CAMINOS VECINALES. (1993). Superestructuras en concreto postensado. Colombia.

FRANCO ARIZA, G. C. (2012). 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. 12-100. Bucaramanga, Santander, Colombia.

GERE, J. & GOODNO, B. (2009). Mechanics of materials, 7th edition. 91-93. USA: Cengage Learning.

GÓMEZ ARAUJO, I. D. (2010). Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental. 21-196. Bucaramanga, Santander, Colombia.

HENAO DAVID (2013). Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral. 33-78. Medellín. Antioquia. Colombia.

HUDSON, D.E. (1979). Reading and interpreting strong motion accelerogram. Earthquake Engineering Research Institute. Pasadena, California.

JURADO, D. (2014). EVALUACION DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN PUENTES DE CONCRETO EXISTENTES. 11-36. Bucaramanga, Santander, Colombia.

KINEMATRICS, INC. (2005). User Guide: EpiSensor Force Balance Accelerometer. Recuperada el 6 de agosto de 2013 de: <http://nees.org/data/get/facility/sensorModels/174/Documentation/EpiEST.pdf>.

MARTINEZ RUIZ, G. (2004) .Taller teórico-práctico: Estudio de vibración ambiental en estructuras. Morelia, Michoacán, México

MARTÍNEZ, G., ROCA, P., CASELLES, O., CLAPÉS J., Y A.H. (2008). Determinación experimental y analítica de las propiedades Dinámicas para la Catedral de Mallorca Barbat. Universidad Politécnica de Cataluña.

MARULANDA, J., CASTELLANOS S., MARMOLEJO. M., Dinámica Experimental y Análisis Espectral, Universidad Industrial de Santander, 2015.

MENDES, P., & OLIVEIRA, S. (2008). Análise dinâmica de estruturas: Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. 52-60. Lisboa, Portugal.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE. (1988). Reglamento técnico general de obras viales tomo VI. 51-57

MINTRANSPORTE. (15 de Enero de 2015). Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Bogotá D.C, Colombia.

MIDAS Information Technology Co., Ltd. (2011). Civil 2011 On-line Manual. http://manual.midasuser.com/en_tw/civil/791/

MUÑOZ EDGAR. (2010). Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural. 1-39. Pontificia Universidad Javeriana. Colombia

OLMOS, B., JARA, J., & ROJAS, R. (2007). Aplicación de técnicas de descomposición en el dominio del tiempo para identificar las propiedades dinámicas de estructuras. 1-16.

PETER VAN OVERSCHEE AND BART DE MOOR. (1996) Subspace Identification for Linear Systems. Kluwer Academic Publishers.

SANABRIA, R., & RINCÓN, L. (2014). Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente Aguablanca vía La renta – San Vicente de Chucurí. 3-17. Bucaramanga, Santander, Colombia.

TISCHER, H., THOMSON, P., & MARULANDA (2007). Comparación de tres transformadas para distribuciones tiempo-frecuencia por medio de su aplicación a registros de vibraciones ambientales. 1-12. Cali, Colombia.

Ver anexos adjuntos en el CD