

Determinación de la capacidad resistente de puentes viga-losa en concreto postensado mediante pruebas de vibración ambiental: Caso de estudio Puente El Ramo

Determination of resistant capacity of post-tensioned beam-slab concrete bridges using ambient vibration testing: A case study of El Ramo bridge

DOI: <http://dx.doi.org/10.17981/ingecuc.13.1.2017.03>

Artículo de Investigación. Fecha de Recepción: 21 de Abril de 2016. Fecha de Aceptación: 15 de Diciembre de 2016

Alvaro Viviescas Jaimes
Universidad Industrial de Santander
Bucaramanga, Colombia, alvivija@uis.edu.co

Leonardo Andrés Herrera Rey
Universidad Industrial de Santander
Bucaramanga, Colombia, leonardoherrera.12@hotmail.com

Juan Sebastián Arenas Paez
Universidad Industrial de Santander
Bucaramanga, Colombia, sebastianarenas81c@hotmail.com

Para citar este artículo:

A. Viviescas Jaimes, L.A. Herrera Rey and J.S. Arenas Paez, "Determinación de la capacidad resistente de puentes viga-losa en concreto postensado mediante pruebas de vibración ambiental: Caso de estudio Puente El Ramo," INGE CUC, vol. 13, no. 1, pp. XX–XX, 2017. DOI: <http://dx.doi.org/10.17981/ingecuc.13.1.2017.03>

Resumen-- Para monitorear la salud estructural de un puente durante su vida útil es necesario disponer de modelos numéricos que permitan, con base en los cambios de la respuesta estructural del mismo, detectar la posible existencia de daño. Por esta razón y para profundizar en el conocimiento del comportamiento estructural de los puentes en vías terciarias del Departamento de Santander, el grupo de investigación en materiales y estructuras –INME – de la UIS, aprovecho una serie de puentes en concreto postensado que iban a ser inundados por la creación del embalse de Hidrosogamoso, convirtiéndose en un laboratorio a escala real. Dentro de estos se encuentra el puente El Ramo, el cual es un puente tipo viga y losa, compuesto por un par de vigas de concreto postensado simplemente apoyadas de 31 metros de longitud. Sobre este puente se realizaron ensayos de tipo estático para caracterizar su deformación y pruebas de vibración ambiental para identificar sus propiedades dinámicas. Estos datos se utilizaron como herramienta de calibración del respectivo modelo numérico, el cual sirvió para evaluar la capacidad resistente del mismo, siguiendo los criterios planteados por la norma colombiana de puentes vigente (CCP-2014).

Palabras claves-- concreto postensado, ensayos de vibración ambiental, propiedades dinámicas, capacidad resistente.

Abstract-- To monitor the structural health of a bridge over its lifetime is necessary to have numerical models to, based on changes in the structural response of it, detect possible damage. For this reason and to deepen the understanding of the structural behavior of bridges on local roads of the Department of Santander, the research group in materials and structures - INME - UIS, takes a series of post-tensioned concrete bridges that were to be flooded by the impounding of the reservoir of Hidrosogamoso, becoming a full-scale laboratory. Among these is El Ramo bridge, which is a bridge beam and slab type, comprising a pair of post-tensioned concrete beams simply supported 31 meters. This bridge was made, firstly static tests to characterize its deformation and others ambient vibration tests to identify its dynamic properties. These data were used as a calibration tool the respective numerical model, which served to evaluate the resistant capacity of the same, according to the criteria set by the Colombian norm existing bridges (CCP-2014).

Key Words— post-tensioned concrete, ambient vibration tests, dynamic properties, resistant capacity.

I. INTRODUCCIÓN

La necesidad de monitorear y evaluar la salud estructural de obras civiles en estado de operación, ha conllevado el desarrollo de diferentes técnicas que permiten identificar propiedades, cuya variación en el tiempo puede ser una indicación de la existencia de daño [2] [3] [4]. En función de las necesidades y teniendo en cuenta que la mayoría de estructuras objeto de interés se mantienen en servicio, es preferible la utilización de técnicas no destructivas para su evaluación [5][6]. Para el caso concreto de la identificación de propiedades dinámicas, se tienen técnicas de detección no forzadas (Output-Only) las que son utilizadas con mayor frecuencia, ya que captan la respuesta dinámica de la estructura bajo la acción natural del medio ambiente (viento, tráfico, microsismos, oleaje, etc.), por lo que se le conocen como AVT (Ambient Vibration Testing) [7]. Las AVT representan una técnica de identificación apropiada para la calibración, actualización y validación de modelos numéricos en base a la identificación de parámetros dinámicos con los que posteriormente se ajusta la respuesta [8] [9] [10].

Los desarrollos tecnológicos han generado equipos que permiten medir con precisión niveles muy bajos de respuesta dinámica inducida por excitaciones ambientales (output-only). Por lo tanto, la realización de pruebas de identificación modal con señales de salida se convirtió en una alternativa de gran importancia en el campo de la ingeniería civil [7] [11] [15]

Debido a la inundación del embalse de la represa de Hidrosogamoso en Santander, Colombia, fue posible la realización de diversas campañas experimentales, estáticas y dinámicas, sobre una de serie de puentes localizados sobre la vía La renta – San Vicente del Chucurí, convirtiéndolos en un laboratorio a escala real. El Puente El Ramo, es un puente de 31 metros de longitud tipo viga y losa con vigas de concreto postensado simplemente apoyadas.

Posterior a la ejecución de las pruebas se hizo el procesamiento de los registros de aceleración obtenidos, la identificación de sus propiedades dinámicas y la elaboración de un modelo numérico, el cual, una vez calibrado servirá de base para la determinación de la capacidad resistente del puente en estudio conforme a la norma Colombiana de puentes vigente (CCP-2014) [1].

II. MARCO TEÓRICO

Según el Instituto Mexicano del Transporte (1999) [12], cualquier técnica experimental para la medición de vibraciones en puentes debe considerar los siguientes factores:

- a) Los métodos empleados para la excitación de la estructura.
- b) Los transductores usados para medir la vibración.
- c) Los procedimientos de prueba manejados.

A. *Parámetros dinámicos*

La instrumentación en estructuras implica identificar ciertas características dinámicas propias de cada estructura. Según Michel, Guéguen y Bard (2006) [13], conocer los parámetros dinámicos es útil para:

- Calibrar las propiedades elásticas del modelo numérico.
- Detectar la modificación de su comportamiento después de reforzamiento o daño
- Predecir su comportamiento bajo terremotos.

Fundamentalmente, las pruebas de vibración ambiental permiten identificar las principales propiedades dinámicas:

a) *Frecuencias naturales*

Permiten describir el comportamiento de la vibración de una estructura en el campo elástico lineal. La oscilación real de una estructura se compone de las acciones respectivas de las formas de los modos individuales Wenzel y Pichler (2005) [14].

b) *Formas modales*

Es una forma de vibración en la que la estructura oscila respecto a una frecuencia propia. En cuanto a su utilización como información para la calibración del modelo numérico constituye un nivel superior comparado con la calibración en relación únicamente al período natural de la estructura, por ende exige mayor esfuerzo y campañas experimentales más extensas en cuanto a puntos de medición. Este mayor nivel de ajuste, bien elaborado, reduce la incertidumbre del modelo.

c) *Amortiguamiento*

El amortiguamiento (ξ) es la capacidad que tiene la estructura para disipar energía, después de ser sometida a una fuerza externa. La disipación de energía proviene de diferentes fuentes, tales como: la elasticidad imperfecta, fricción interna de materiales de la estructura, fricción entre elementos de la estructura y sus uniones, apoyos, efectos aerodinámicos e hidrodinámicos del ambiente, características no lineales de la estructura, fundación y subestructura, daño interno del material, etc. Gómez (2010) [15].

Uno de los métodos más adecuados es el método “halfpower” o “ancho de banda”, mediante el cual el coeficiente de amortiguamiento se determina a partir de las frecuencias cuya amplitud de respuesta se reduce al nivel $1/\sqrt{2}$ veces de su valor máximo [16]. La estimación del coeficiente de amortiguamiento (ξ_k) asociado a un modo de vibración “k” se define a partir de la expresión (1)

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

Donde ω_1 y ω_2 son frecuencias vecinas de la frecuencia de resonancia, estimadas como las que coinciden con la amplitud máxima del espectro, en la frecuencia de resonancia, dividido por 2 [15].

B. Técnicas experimentales de análisis modal

Según Cunha y Caetano (2006) [18], resulta difícil excitar grandes estructuras civiles de una manera controlada. Sin embargo, ha sido notable el progreso tecnológico en materia de transductores 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. Las técnicas de identificación modal se basan en señales de entrada-salida (input-output) y/o de salida solamente (output-only). La respuesta de la estructura es captada por uno o más sensores de referencia en posiciones fijas y con un conjunto o malla de sensores en diferentes puntos de medición a lo largo de la estructura y en diferentes configuraciones. Dentro de las técnicas de identificación modal empleadas en mediciones de vibración ambiental (AVT), encontramos 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) [15].

a) Transformada de Fourier

Por medio del análisis de Fourier, es posible llevar un registro de datos del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia y viceversa [19]. El resultado de este método se obtiene aplicando (2) y (3), así:

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

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

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.

III. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

A continuación se presenta una descripción general del puente El Ramo en cuanto a su localización, los equipos empleados en la adquisición de datos y el levantamiento geométrico del puente, para la realización de las pruebas de vibración ambiental, cuyos datos y posterior análisis son el objeto del estudio.

A. Descripción general del puente

El Ramo es un puente tipo vigas en concreto postensado y losa en concreto reforzado con luz de 31 metros y 4.7 metros de ancho, apoyado isostáticamente (Fig. 1).



Fig. 1 Puente El Ramo. Autores.

a) Localización

El puente se ubica sobre la vía que comunicaba la vereda La Renta con el Municipio de San Vicente del Chucurí, la cual atraviesa la Quebrada El Ramo, que finalmente fue inundada por el espejo de agua del embalse.

b) Levantamiento geométrico del puente

Se utilizó un escáner láser Riegl VZ-400 de alta precisión (5 mm - 600 metros). Este equipo funciona radiando 360° alrededor de su eje vertical y aproximadamente 100° en su eje horizontal con una tasa de 122.000 medidas por segundo. El escáner se ubicó sobre diferentes estaciones para generar un gran volumen de datos. Posteriormente, con la ayuda del software, se procesaron los datos registrados obteniendo una nube de puntos de tal manera que se filtró la información necesaria para el modelo tridimensional y se tomaron las dimensiones reales del puente [20].

Finalmente se extrajo la sección transversal ilustrada (Fig. 2). El puente no presenta carpeta asfáltica, ni andenes, solo unas barandas metálicas en mal estado cuyo peso fue despreciado para el estudio por lo que en el modelo no se consideran cargas sobrepuestas.

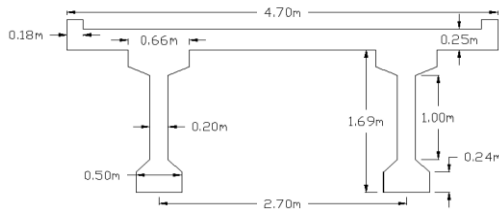
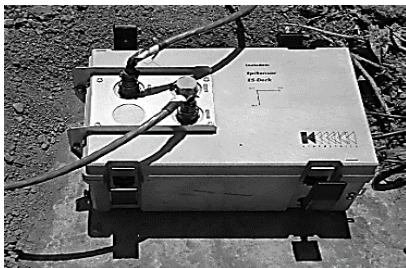


Fig. 2 Sección transversal puente El Ramo. [20]

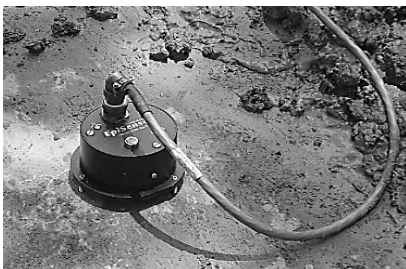
B. Equipo y materiales

Un procedimiento de trabajo, previamente utilizado en el grupo INME y propuesto por Franco (2012) [19], al cual se anexan otros elementos, define que el equipo básico consta de los componentes mostrados en la Fig. 3.

- Consola K2: Equipo de adquisición multicanal (x12) fabricado por Kinometrics.
- Sensores triaxiales FBA ES-T (x2): Sensibilidad de hasta 10 V/g. Tiene 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 $\pm 4g$.
- Computador portátil
- Otros: cronómetro, cinta métrica, aerosol, planta eléctrica, etc.



(a)



(b)

Fig. 3 Equipo de adquisición: a) Consola K2, b) Sensor externo. Autores.

C. Ensayos de vibración ambiental

Una vez identificados los ejes de las vigas se planea la distribución de los sensores para cada toma en sus

extremos y a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ de la longitud total del puente (Fig. 4). La notación de los instrumentos es la siguiente: Consola K2 (C), Sensor 1 (S1) y Sensor 2 (S2).

Cada medición tuvo una duración aproximada de 10 minutos y una frecuencia de muestreo de 200 [Hz].

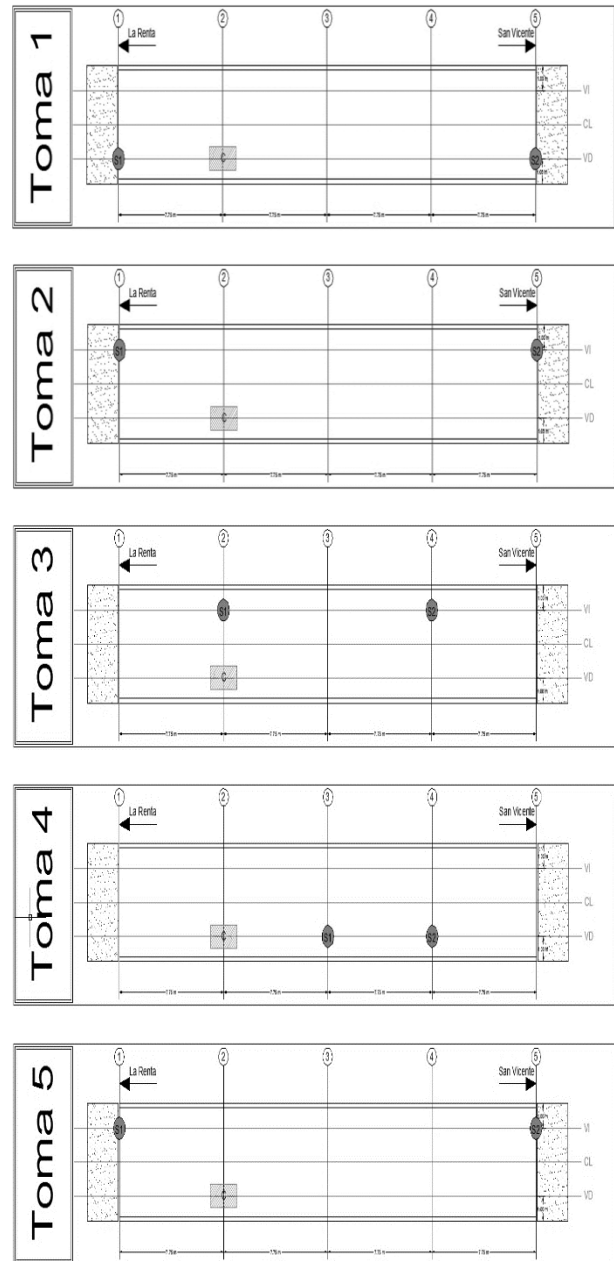


Fig. 4 Configuración de sensores. Autores.

IV. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE SEÑALES

Una vez obtenidos los registros de aceleración se procede a realizar un proceso de corrección de línea base, filtrado y generación de auto-espectros de potencia, auto-espectros normalizados y la proyección del espectro medio en el dominio de la frecuencia.

A. Corrección de línea base

La corrección de la línea base, consiste en:

- a) Realizar un ajuste por mínimos cuadrados y obtener la curva del polinomio que mejor se adapte a las parejas de valores de tiempo y aceleración.
- b) Restar de los valores de aceleración real los valores de sus respectivos homólogos obtenidos con la ecuación de regresión derivada.

De esta manera, las tendencias falsas de los registros de aceleración no corregidos, son eliminadas del movimiento de entrada.

B. Proceso de filtrado

Para ello se requiere una herramienta software que realice el filtrado. En el caso de esta investigación se recurrió a la herramienta Matlab, con la cual se pudo obtener el rango de frecuencias de interés. Se utilizó el filtro pasabanda de Butterworth con un rango de frecuencias entre 2 Hz y 14 [Hz] (Fig. 5), en el cual se presume están los principales modos de vibración del puente.

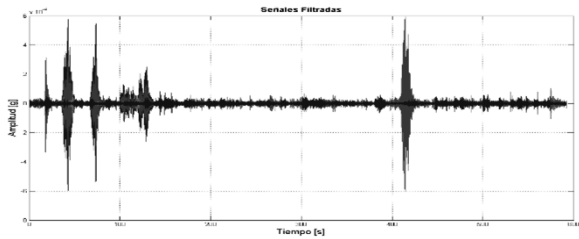


Fig. 5 Señales filtradas. Autores.

C. Espectros de potencia

Las funciones de densidad de potencia espectral (PSD) o auto-espectros, son el resultado de llevar los registros del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia por medio de la transformada rápida de Fourier. La amplitud se ubica en el eje de las ordenadas y representa la energía acumulada para una frecuencia específica (abscisas).

Uno de los métodos comúnmente utilizado para identificación de frecuencias resonantes es el de selección de picos (Peak Picking), el cual recoge los picos de los auto-espectros (PSD) obtenidos de los canales de salida (Pan, 2007) [21].

D. Selección de picos

La metodología planteada por Felber (1993), plantea un análisis global de los picos del espectro de aceleraciones en cada grado de libertad instrumentado, a partir del espectro medio normalizado, calculado como lo indica la ecuación (4).

$$ANPSD(\omega) = \frac{1}{l} \sum_{i=1}^l NPSD_i(\omega) \quad (4)$$

Donde l es el número de grados de libertad instrumentados y $NPSD_i$ son los espectros normalizados, que se obtienen dividiendo la estimación de los auto-espectros (PSD_i) por la suma de sus N ordenadas (Felber, 1993) [22], como se muestra en la ecuación (5).

$$NPSD_i(\omega) = \frac{PSD_i(\omega)}{\sum_{k=1}^N PSD(\omega_k)} \quad (5)$$

En la Fig. 6 se muestran las funciones de densidad espectral normalizadas para todos los grados de libertad medidos:

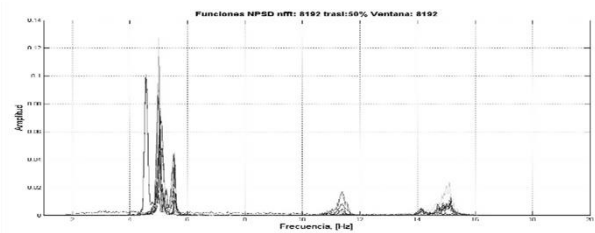


Fig. 6 Funciones de densidad de potencia espectral normalizadas. Autores.

Finalmente, el espectro medio normalizado se ilustra a continuación:

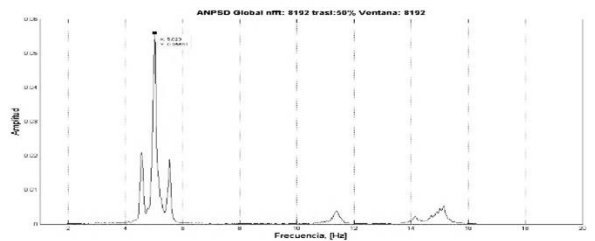


Fig. 7 Espectro medio normalizado. Autores.

Como se observa en la Fig. 7, se destaca el pico máximo de amplitud ubicado sobre la frecuencia de 5.029 [Hz], el cual se supone que corresponde al modo fundamental del puente El Ramo. Sin embargo, es necesario proyectar funciones de coherencia para confirmar dicha hipótesis.

E. Funciones de coherencia

El análisis de coherencia entre señales de puntos móviles y puntos de referencia, es útil para confirmar si las frecuencias de los picos identificados del espectro medio normalizado ($ANPSD$) corresponden a los modos naturales de vibración de la estructura.

Las funciones de coherencia, básicamente cuantifican la coherencia entre dos autoespectros ubicándola en un valor

de cero a uno, donde uno es la máxima coherencia entre autoespectros. La función de coherencia entre dos señales y_i y y_j está dada por la ecuación (6).

$$\gamma^2_{i,j}(\omega) = \frac{|S_{y_i}(\omega) S_{y_j}^*(\omega)|^2}{S_{y_i}(\omega) S_{y_j}(\omega)} \quad (6)$$

Las frecuencias de vibración de la estructura se ven reflejadas en las funciones de coherencia con valores próximos a uno (Fig. 8), las cuales complementan y validan la información previamente observada en el análisis de los autoespectros.

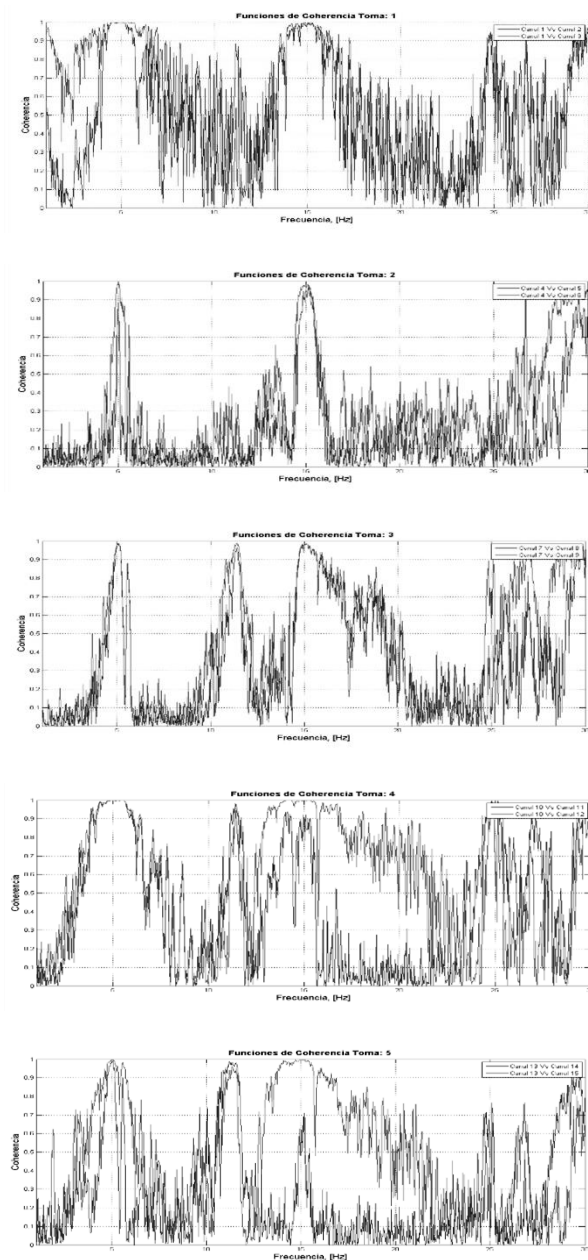


Fig. 8 Funciones de coherencia. Autores.

F. Frecuencia del modo fundamental

Cuando se utilizan vibraciones ambientales para la identificación de las frecuencias naturales de estructuras, es común no detectar una cantidad considerable de modos de vibración, debido a la poca cantidad de energía que excita bajas frecuencias. No obstante, para la presente investigación es suficiente con la identificación del pico de la frecuencia asociada al modo fundamental de la estructura.

En base a lo observado en la Fig. 8 -altos valores de coherencia- se afirma que la frecuencia de 5.029 [Hz] corresponde al modo fundamental del puente El Ramo y a su vez representa un periodo de 0,199 [seg].

G. Porcentaje de amortiguamiento

Con el método de “ancho de banda” definido en II.A.c se calcula el porcentaje de amortiguamiento, el cual se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1. Porcentaje de amortiguamiento.

$\omega_1 =$	4,976	$A_k/\sqrt{2} =$	0,039
$\omega_2 =$	5,068		
$\omega_k =$	5,029	$\xi_k =$	0,007

Finalmente, se obtiene un porcentaje de amortiguamiento (ξ_k) de aproximadamente 0,7%.

V. MODELO NUMÉRICO

Es necesario conocer previamente ciertas características de la estructura real, tales como: la geometría del puente (III.A.b), las propiedades mecánicas de los materiales que le conforman y la distribución del acero de pre-esfuerzo, sin embargo, el puente El Ramo no cuenta con información técnica que soporte los parámetros aquí adoptados, no obstante, se adoptaron una serie de hipótesis que son necesarias para el proceso de calibración del modelo numérico.

A. Propiedades de los materiales

La Tabla 2 define los materiales adoptados para el modelo inicial:

Tabla 2. Propiedades de los materiales

Concreto	
Elemento	f'c [MPa]
Viga	35
Losa	21
Acero de pre-esfuerzo	
fpu [MPa]	1890
fpv [MPa]	1600

B. Acero de pre-esfuerzo

Debido a la falta de información sobre la distribución del postensado y a la época en que se infiere fue construido el puente, esta investigación asume la calculada por Mora (2014) [20] a partir del manual del Fondo Nacional de Caminos Vecinales (1993) [23] como la distribución teórica para un puente de 31 metros de longitud con vigas de sección “i” simplemente apoyado, como en la Fig. 9.

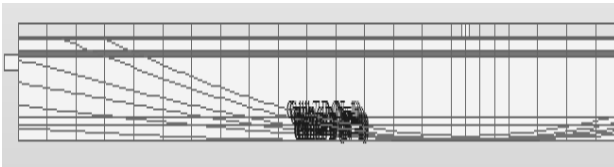


Fig. 9 Distribución del acero de pre-esfuerzo. Software Midas Civil, Autores.

C. Valores propios

La frecuencia correspondiente al periodo fundamental (flexión pura) arrojada por el modelo es de 4.611 [Hz], y cuenta con un porcentaje de participación de masas del 83.9% (Tabla 3).

Tabla 3. Valores propios modelo no calibrado

Modo No.	Frecuencias		Periodo (seg)	P. Masa (%)	Acum. (%)
	(rad/seg)	(Hz)			
1	20,060	3,193	0,313	0,000	0,000
2	28,970	4,611	0,217	83,930	83,930
3	43,721	6,958	0,144	0,000	83,930
4	108,041	17,195	0,058	0,000	83,930
5	115,715	18,417	0,054	0,000	83,930
6	132,422	21,076	0,047	0,000	83,930
7	219,598	34,950	0,029	0,000	83,930

D. Calibración

Como criterio de calibración del modelo numérico se variaron las propiedades de los materiales que componen la estructura, tomando como factor de ajuste el módulo de

elasticidad del concreto, calculado a partir de la ecuación (7).

$$E = 4700\sqrt{f'c} \quad (MPa) \quad (7)$$

Se establece la frecuencia fundamental del puente como parámetro de calibración, y a partir de un proceso iterativo se comparan la frecuencia obtenida de los ensayos de vibración ambiental con la arrojada por el modelo numérico, una vez el proceso converja se establece una tolerancia del 0.5% (Tabla 5).

Tabla 4. Ajuste de los parámetros

Elemento	f'c[psi]	f'c[MPa]	E[GPa]
NO CALIBRADO			
Losa/Riostra	3.000	20,684	21,376
Vigas	5.000	34,474	27,596
CALIBRADO			
Losa/Riostra	3.000	20,684	21,376
Vigas (Nominal)	7.000	48,263	32,652
Vigas (Real)	7.149	49	33

Tabla 5. Frecuencia fundamental del modelo calibrado

F modelo [Hz]	F AVT [Hz]	%error
NO CALIBRADO		
4,611	5,029	8,3
CALIBRADO		
5,014	5,029	0,305

De la Tabla 4 se infiere una resistencia nominal a la compresión de 7.000 psi (48,26 MPa), la cual corresponde a un módulo de elasticidad de 32,65 GPa para el concreto de vigas, no obstante, se asume un valor mayor que supone un leve aumento de la rigidez con el paso del tiempo, cuyo comportamiento es natural en el concreto [25].

VI. CAPACIDAD RESISTENTE

En este capítulo, se evalúa la capacidad resistente del puente en términos de deformaciones admisibles y esfuerzos máximos conforme a los criterios planteados en Norma Colombiana de Diseño de Puentes [1]. Se describen a continuación, en la Tabla 6, los grupos de carga considerados en el análisis:

Tabla 6. Frecuencia fundamental del modelo calibrado

Cargas Transitorias	Cargas Permanentes
TG: Fuerzas por gradiente de temperatura.	DC: Peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.
LL: Carga viva vehicular.	PS: Fuerzas secundarias debidas a postensado.

En ausencia de registros climatológicos de la zona, se estima que los efectos por gradiente térmico se basan en un diferencial de temperatura de 12° centígrados (42°C-30°C).

A. Factores de carga y combinaciones

La carga total debe asumirse como lo indica la ecuación (8).

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

Donde:

n_i = modificador de carga.

Q_i = efectos de fuerza de las cargas especificadas.

γ_i = factores de carga.

Se definen a continuación los estados límites y las respectivas combinaciones bajo las cuales se supone está sometida la estructura.

- a) *Resistencia I:* Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal del puente sin viento, según la ecuación (9).

$$R = 1,75(LL) + 0,5(TG) + 1,5(DC) + 1,0(PS) \quad (9)$$

- b) *Evento extremo I:* Combinación de carga considerada, según la ecuación (10).

$$E = 1,5(DC) + 0,5(LL) + 1,0(PS) \quad (10)$$

- c) *Servicio III:* Combinación de cargas para análisis longitudinal relacionado con tracción en superestructuras de concreto preesforzado, según la ecuación (11)

$$S = 1,0(DC + PS) + 0,8(LL) + 0,5(TG) \quad (11)$$

A. Cargas

a) *Peso propio de los elementos*

Para un $f'c$ de 7.0 ksi (48.26 MPa) se tiene un peso unitario de 23060 [N], mientras que para un $f'c$ de 3.0 ksi (20.68 MPa) es de 22700 [N]. El software tiene en cuenta los efectos de carga muerta de todos los elementos (vigas, riostra y losa de concreto). En la Tabla 7, se proporciona el peso unitario para diferentes valores de $f'c$.

Tabla 7. Masas unitarias para elementos de concreto

Material	$f'c$	Peso Unitario [N/m ³]
Concreto normal	≤ 35 MPa (5,0 ksi)	22700
	$35 < f'c \leq 105$ MPa	$22000 + 22 * f'c$

b) *Carga vehicular*

Se asume el camión de diseño para vías primarias y secundarias establecido en el CCP-2014 [1]. Por otro lado, para vías terciarias (como es el caso) se asume el 80% de las cargas de dicho camión, lo que da lugar a los siguientes valores: $P_1=32$ [kN], $P_2=128$ [kN], $P_3=128$ [kN], $D_1= 4.3$ [m] y $D_2= 4.3$ [m]. Para el caso de luces isostáticas ésta es la distribución crítica del camión.

c) *Fuerzas de postensado*

Según la memoria de cálculo del postensado de Mora (2014) [9], las fuerzas de tensado se distribuyen como se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8. Fuerzas de tensado

Cantidad de cables	Torones por cable	Fuerza por torón [N]
PRIMER TENSADO		
5	6	758000
SEGUNDO TENSADO		
2	12	758000

B. Evaluación de la capacidad resistente

La evaluación de las deflexiones y la verificación de esfuerzos permiten definir criterios asociados a los niveles de seguridad y salubridad de la estructura en términos operativos, según como lo muestra la Fig. 10.

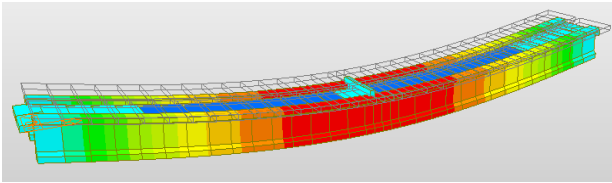


Fig 10. Contorno de esfuerzos y deformaciones del Puente El Ramo. Software Midas Civil, Autores.

a) *Chequeo por deflexiones*

Según la CCP-2014 [1], los límites admisibles para deflexiones en puentes vehiculares de acero, aluminio y/o concreto puede asumirse como sigue:

$$\delta = \frac{Longitud}{800} [m] \quad (12)$$

Lo que para el puente El Ramo representa un valor de 0,03875 [m] (3,88 cm).

Para evaluar la deflexión máxima en la estructura, debe hacerse en función de la carga viva que la genera; se debe asumir el mayor de los siguientes valores en todos los estados límites:

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

Con base en el modelo de elementos finitos calibrado en Midas Civil, se evalúan las deflexiones para cada uno de los estados límites de combinación de carga como se plantea en las Tablas 9 y 10.

Tabla 9. Deflexiones para estados límites de carga

Estado Límite de Carga	Configuración	Deflexión [m]
Resistencia I	Solo camión	0.02573
	Camión + carril	0.02782
Evento Extremo I	Solo camión (X)	0.02590
	Camión + carril (X)	0.02649
	Solo camión (Y)	0.02571
	Camión + carril (Y)	0.02631
Servicio III	Solo camión	0.00216
	Camión + carril	0.00312

Tabla 10. Chequeo para deflexiones

Estado Límite de Carga	Deflexión Admisible [m]	Deflexión [m]	¿Cumple?
Resistencia I	0.03875	0.02782	SI
Evento Extremo I		0.02649	SI
Servicio III		0.00312	SI

b) *Chequeo por esfuerzos*

Se verifican esfuerzos a flexión debido a que no se conoce la distribución del refuerzo a cortante de la estructura, para ello es necesario calcular el momento último resistente según lo estipula la CCP-2014 [1].

• *Fluencia*

La CCP-2014 [1] define un valor de $c/d_s \leq 0.6$ para garantizar que el acero dulce a tensión está en (o cerca) de la fluencia, donde c es la distancia entre el eje neutro y la fibra extrema a compresión (mm) y d_s es la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción no preesforzado (mm).

• *Factor de resistencia*

Para secciones de concreto preesforzado controladas por tracción el factor de resistencia (Φ) se asume como uno (1.0).

• *Momento último resistente*

Se define el momento último resistente como lo indica la ecuación (13).

$$M_u = \Phi M_n \quad (13)$$

Donde M_n es el momento nominal calculado según la ecuación (14).

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (14)$$

A partir las propiedades geométricas de la sección transversal, la distribución del acero de preesfuerzo y el no tensionado se calcula con (13) el momento último resistente; obteniendo un momento máximo de 2.768,92 [kN-m].

• *Esfuerzo máximo resistente*

Según la teoría básica de resistencia de materiales descrita por Beer *et al.*, Johnston, Dewolf y Mazurek (2009) [24] se define el esfuerzo de una viga en función del momento último resistente, según la ecuación (15).

$$\sigma_m = \frac{M_u c}{I_{yy}} \quad (15)$$

Cuyo cálculo arroja un esfuerzo máximo de 13,98 [MPa].

- *Verificación de esfuerzos*

Se comparan los esfuerzos máximos a flexión presentes en las vigas postensadas con el valor máximo anteriormente calculado, así se obtienen las Tablas 11 y 12.

Tabla 11. Esfuerzos máximos para estados límites de carga.

Estado Límite de Carga	Configuración	Esfuerzo [Mpa]
Resistencia I	Solo camión	11,0980
	Camión + carril	13,2627
Evento Extremo I	Solo camión (X)	12,7929
	Camión + carril (X)	11,9540
	Solo camión (Y)	12,8504
	Camión + carril (Y)	12,0115
Servicio III	Solo camión	3,93001
	Camión + carril	2,49376

Tabla 12. Chequeo para esfuerzos máximos

Estado Límite de Carga	Esfuerzo máximo resistente [MPa]	Esfuerzo [MPa]	¿Cumple?
Resistencia I	13,977	13,263	SI
Evento Extremo I		12,850	SI
Servicio III		3,930	SI

En cada estado límite de combinaciones de carga se satisfacen los criterios de esfuerzos máximos a flexión pura.

VI. CONCLUSIONES

Las pruebas de vibración ambiental son una técnica de identificación modal no destructiva útil para la calibración y validación de modelos numéricos, los cuales sirven para el posterior monitoreo de la salud estructural mediante la detección de daño en puentes y otros tipos de estructuras.

Para el puente en estudio se observó una alta concentración de energía en rangos de frecuencias entre 4-6, 10-12 y 14-16 Hercios, los cuales, por medio del espectro medio normalizado (ANPSD) y la proyección de funciones de coherencia permitió determinar con mayor certeza que la frecuencia fundamental del puente El Ramo es de aproximadamente 5,029 [Hz]. Las frecuencias alternas se consideran ruido asociado a factores externos

como las vibraciones del motor de la planta eléctrica y demás.

El periodo fundamental del puente El Ramo es de 0,199 [seg], y además posee un porcentaje de amortiguamiento de aproximadamente 0,7%; calculado por medio del método “ancho de banda” (Tabla 1).

Cuando se emplean ensayos de vibración ambiental para la caracterización dinámica de estructuras, es común no identificar algunos modos principales, debido a los bajos niveles de energía con que el medio ambiente excita las frecuencias más bajas de la estructura. Esto es especialmente evidente en estructuras muy rígidas.

Una nítida adquisición de datos por medio de AVT se ve condicionada por factores como la intensidad del viento, oleaje, densidad del flujo vehicular, etc. Sin embargo, para la presente investigación fue suficiente para identificar las propiedades asociadas al modo fundamental del puente.

El proceso de calibración del modelo numérico se llevó a cabo con la frecuencia correspondiente al modo fundamental como referencia. El resultado de la calibración se da con un valor nominal de resistencia a la compresión (f_c) de 7.149 psi (49,290 MPa) para vigas y 3.000 psi (20,684 MPa) para la losa de concreto, lo que representa un módulo de elasticidad de 27,596 GPa y 21,376 GPa respectivamente; con una tolerancia cercana al 0,3%.

La definición de estados límites de combinaciones de cargas para la evaluación de la capacidad resistente se lleva a cabo bajo el criterio del equipo investigador, es decir, se adaptan las combinaciones planteadas por la “Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-2014” [1] para ajustar el modelo en función de las cargas se considera que está realmente sometida la estructura. En este caso, se asumieron estados de carga para resistencia y cargas de servicio.

El puente El Ramo satisface los criterios de resistencia en términos de esfuerzos y deflexiones estipulados en la CCP-2014 [1] con un margen favorable del 5% y 28% respectivamente. En base a la inspección realizada en campo y la verificación analítica de los resultados, se deduce que la estructura se encuentra en un estado adecuado para efectos operativos y de servicio, y que no requiere intervención alguna, sin embargo, vale la pena recalcar la importancia de ejercer un monitoreo constante de la seguridad y salubridad de las estructuras, de tal manera que permitan identificar fallas, realizar labores de mantenimiento, planear y/o verificar reparaciones para garantizar así los niveles de servicio adecuados a la comunidad demandante.

REFERENCIAS

- [1] Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP-2014), Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 1a ed, 2014.
- [2] H. Sohn, “Effects of environmental and operational variability on structural health monitoring,” *Philos. Trans. R. Soc. A Math. Phys. Eng. Sci.*, vol. 365, no. 1851, pp. 539–560, Feb. 2007.
- [3] P. Paultre, J. Proulx, and M. Talbot, “Dynamic Testing Procedures for Highway Bridges Using Traffic Loads,” *J. Struct. Eng.*, vol. 121, no. 2, pp. 362–376, Feb. 1995.
- [4] B. Peeters, “System identification and damage detection in civil engineering structures”. PhD thesis, Heverlee, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium, 2000.
- [5] S. W. Doebling, C. R. Farrar, M. B. Prime, and D. W. Shevitz, “Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review,” Los Alamos, NM, May 1996.
- [6] H. Sohn, R. Farrar, M. Hemez, J. Czarnecki, D. Shunk, W. Stinemas, R. Nadler, “A review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001”, *Relatório Técnico*, Los Alamos National Laboratory, Los Alamos., 2002.
- [7] M. R. Corrêa, and A. Campos Costa, “Ensaio Dinâmico da Ponte sobre o Rio Arade Pontes Atirantadas do Guadiana e do Arade” (in Portuguese), ed. by LNEC, 1992.
- [8] C. Gentile And, A. Saisi, “Dynamic-based F.E. Model Updating to Evaluate Damage in Masonry Towers”, *Proceedings of the 4th International Seminar on Structural analysis of Historical Constructions*, Padova, Italy, Vol. 1, 2004, pp. 439-449.
- [9] C. Gentile And N. Gallino, “Ambient vibration testing and structural evaluation of an historic suspension footbridge.” *Advances in Engineering Software* (2007).
- [10] H. Wenzel And D. Pichler., *Ambient Vibration Monitoring*, J. Wiley and Sons Ltd., Chichester – England, 2005.
- [11] J. M. W. Brownjohn, A. A. Dumanoglu, R. T. Severn, and A. Blakeborough, “Ambient vibration survey of the bosphorus suspension bridge,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 18, no. 2, pp. 263–283, Feb. 1989.
- [12] Instituto Mexicano del Transporte. *Evaluación de puentes mediante el análisis de vibraciones: Investigaciones recientes.* (132), Querétaro, México: Sanfandila, (1999), pp. 1-98.
- [13] C. Michel, P. Guéguen, and P.-Y. Bard, “Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 28, no. 8, pp. 593–604, Aug. 2008.
- [14] H. Wenzel, And D. Pichler. “Ambient Vibration Monitoring”. Viena, Austria: 2005, pp. 7-13.
- [15] I. D. Gómez Araujo, “Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental”. Bucaramanga, Santander, Colombia: 2010, pp. 21-196.
- [16] R. W. Clough And J. Penzien, “Dynamics of structures”. California, USA: Berkeley, 1995, pp.54-60.
- [17] P. Mendes And S. Oliveira. “Análise dinâmica de estruturas: Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos”. Lisboa, Portugal: 2008, pp. 52-60.
- [18] Á. Cunha And E. Caetano. “Experimental modal analysis of civil engineering structures”. Porto, Portugal: 2006, pp.12-19.
- [19] G. C. Franco Ariza, “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”. Bucaramanga, Santander, Colombia: 2012, pp. 12-100.
- [20] J. A. Mora Lozada, “Evaluación de la rigidez a flexión de puentes viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente El Ramo, vía La Renta-San Vicente de Chucurí”. Bucaramanga, Santander, Colombia: 2014, pp. 14-36.
- [21] Q. Pan, “System identification of constructed civil engineering structures and uncertainty”. Filadelfia, USA:(Diciembre de 2007), pp. 180-211.
- [22] A. J. Felber, “Development of a hybrid bridge evaluation system. Vancouver, Canadá: University of British Columbia, (Diciembre de 1993), pp. 1-149.
- [23] Fondo Nacional de Caminos Vecinales. *Superestructuras en concreto postensado.* Colombia: (1993).
- [24] F. Beer, R. Johnston, J. Dewolf and D. Mazurek. “Mecánica de materiales”, México: Mc. Graw Hill, 2009, Pp. 2-17.
- [25] R. Rochel Awad, *Hormigón reforzado.* Medellín, Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2007, pp. 23.