

M ediciones y análisis de vibraciones en el puente del Virilla

Francisco Navarro Henríquez (*)
 fnavarro@itcr.ac.cr
 Daniel Ureña Muñoz (**)
 durenamunoz@gmail.com

Introducción

En el presente trabajo se determinan algunas características dinámicas del puente sobre el río Virilla, ruta nacional N° 1, por medio de pruebas de vibración. Esto, como parte del proyecto de investigación “eBridge 2.0: sistema integrado para el desempeño de puentes” y a solicitud del Consejo Nacional de Vialidad (CONAVI), con base en el contrato interadministrativo existente entre esa institución y el Instituto Tecnológico de Costa Rica (TEC). Las mediciones realizadas permitieron cuantificar las magnitudes vibratorias y la deformación en varias secciones del puente, en condición de tránsito vehicular en servicio (comportamiento ambiental). Los resultados experimentales obtenidos son comparados con el modelado analítico computacional de la estructura y a su vez con normas nacionales e internacionales.

La prueba de vibración desarrollada permitió la medición de las magnitudes de aceleración en las direcciones vertical, lateral y longitudinal, la determinación de las frecuencias naturales de la estructura, así como la deformación (esfuerzo dinámico) presente en algunos de los elementos de la superestructura. El esquema de instrumentación empleado definió dos puntos de medición en la cercha central y otro en una de las secciones laterales. Las pruebas de carga dinámicas no destructivas (NDT) permiten la medición de la respuesta de un puente sujeto a excitaciones predeterminadas sin causar cambios en la respuesta elástica de la estructura. Estas pruebas sirven para verificar el desempeño global del puente y el rendimiento de algunos de sus componentes (AASHTO, 2011).

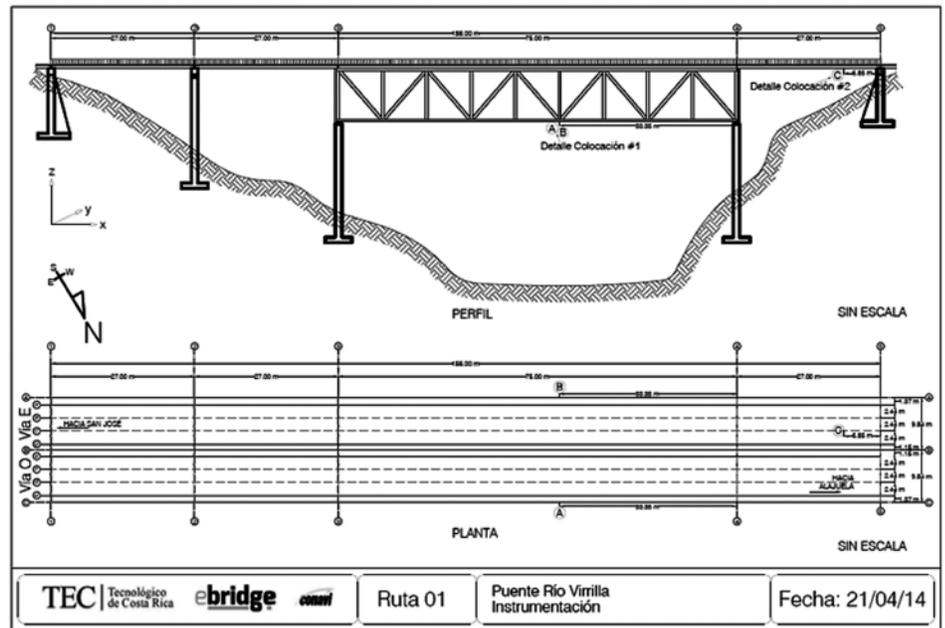


Figura No 1. Vista en planta y lateral del puente. Ubicación de puntos de medición A, B y C.

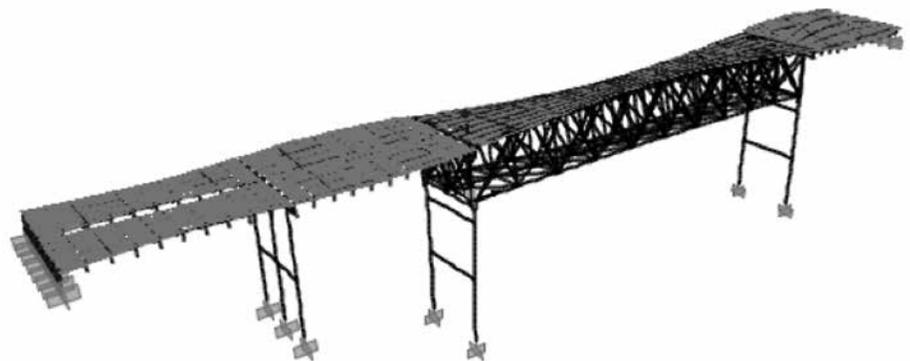


Figura No. 2. Vista superior tridimensional del modelo analítico computacional. Modo de vibración y frecuencia.

Descripción del puente

El puente sobre el río Virilla, ubicado en el distrito de Uruca, del cantón de San José en la provincia de San José, fue diseñado en 1960. Tiene una longitud de 160 metros y cuenta con dos secciones de 19,84 m cada una; su alineación es recta. Posee siete superestructuras (seis de vigas I de acero y una de cercha). Posee dos bastiones y dos pilas e inicialmente se diseñó para una carga HS 15-44 con las especificaciones AASHTO 1957 (Ortiz, et al. 2014). En el año 2010 se diseñó el reforzamiento de la losa, utilizando las especificaciones AASHTO 2002 y una carga HS20-44 + 25% (AASHTO, 2011). Se estima que el tránsito promedio diario (TPD) en el puente supera los 87 000 vehícu-

los y que el número promedio diario de camiones en un sentido por carril es de aproximadamente 3 100 unidades (Ortiz, et al. 2014). La figura No.1 muestra un diagrama con la vista en planta y lateral del puente con los puntos de medición para vibración y esfuerzo de deformación.

Modelo analítico del puente

Se construyó un modelo estructural del puente con apoyo de la herramienta de software de análisis estructural SAP 2000. Los planos consultados para la elaboración del modelo corresponden a los planos originales de construcción de la estructura, que representan la configuración bajo la cual ha funcionado el puente durante la mayor parte de su vida útil.

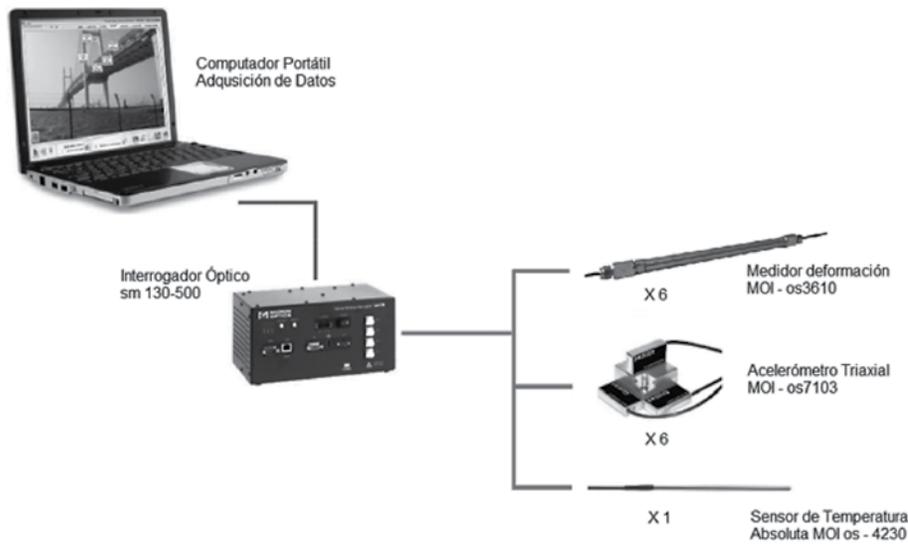


Figura No. 3. Esquema de instrumentación.

La figura No. 2 muestra la vista superior tridimensional del modelo estructural del puente con la forma modal 9, cuya frecuencia natural de vibración teórica corresponde a 3,23 HZ. Esta frecuencia tiene participación en las direcciones Y (transversal) y Z (vertical).

Estudio de vibraciones y esfuerzos dinámicos

Las mediciones experimentales de vibración y esfuerzo dinámico se llevaron a cabo durante el mes de abril del 2014 y se permitió la circulación vehicular normal en servicio sobre el puente en ambas direcciones (comportamiento ambiental).

Se establecieron tres puntos de medición correspondientes a A, B y C, como se puede apreciar en la figura No. 2. En cada punto de medición se cuantificaron las magnitudes vibratorias y de deformación (esfuerzo dinámico) por medio de la tecnología de sensores de fibra óptica FBG (Fiber Bragg Grating) (Kumar & Madhav, 2010).

Las mediciones de las aceleraciones se realizaron para cada punto en sentido longitudinal, transversal y vertical, que respectivamente corresponde con las coordenadas del modelo estructural, x, y, z. En todos los casos el tiempo de medición fue de 30 minutos y se capturaron 1000 datos por segundo de cada sensor. La instrumentación utilizada estuvo compuesta de un interrogador óptico sm130 de cuatro canales, un KHZ, un computador portátil con software para el registro de los datos ENLIGHT v1.5.59, un acelerómetro óptico de tres ejes como sensor de vibraciones os7103, un medidor de deformación os3610 y un sensor de temperatura absoluta os4230 (Micron Optics, 2012).

Medidas de vibración

Para cada una de las mediciones de vibración, dado que se tenían los valores de aceleraciones en función del tiempo, se procedió a aplicar filtros de paso de banda entre los 0,1 Hz y los 25 Hz. Una vez aplicados dichos filtros con el fin de evitar vibraciones por ruido, se procedió a realizar la FFT (transformada rápida de Fourier) con el fin de determinar las frecuencias predominantes, las cuales se definen como frecuencias in situ. (Davis, et al. 1996). La figura No. 4 muestra el registro de los datos de vibración y su correspondiente espectro de frecuencia en el punto de medición A.

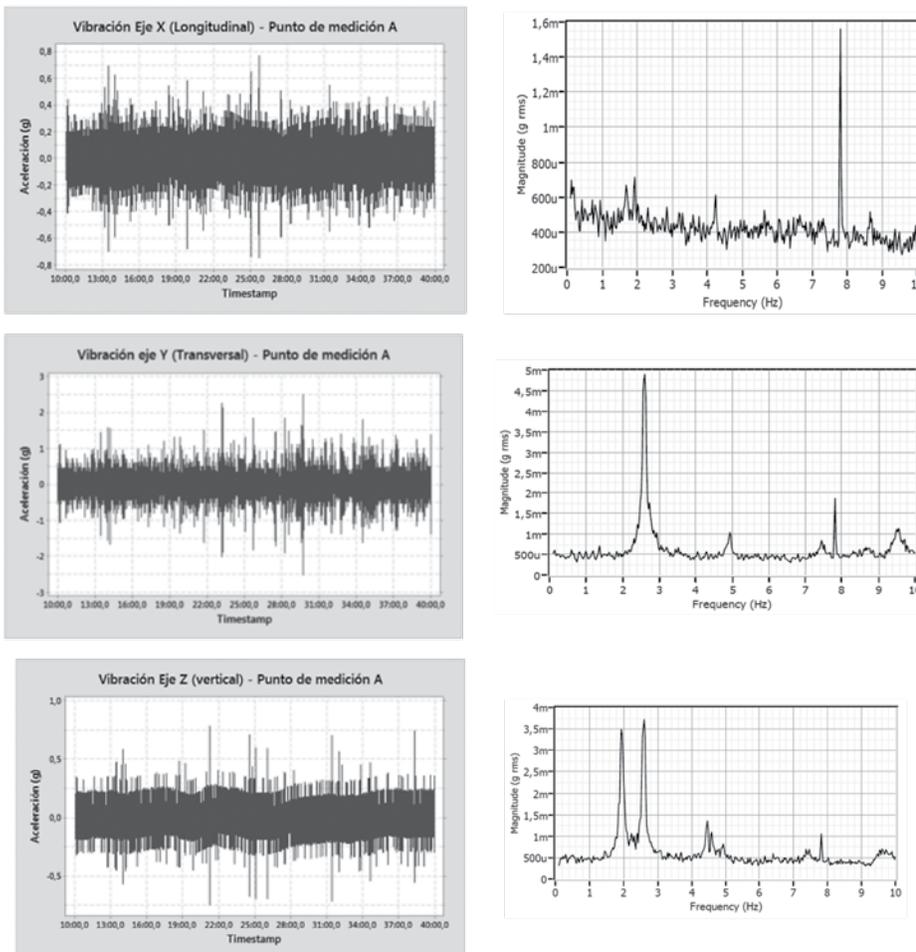


Figura No. 4. Señales de vibración y espectro de frecuencia, punto de medición A.

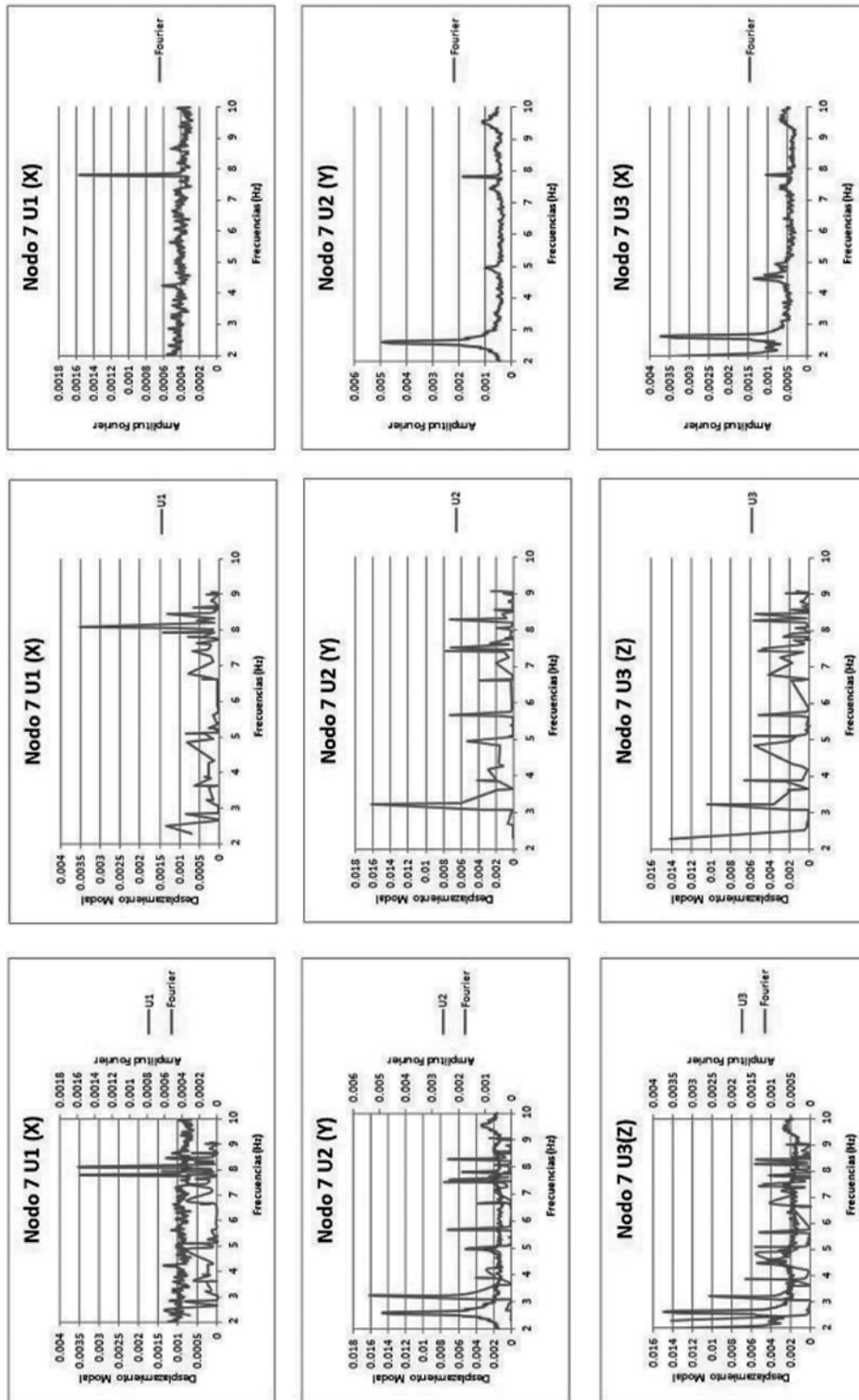


Figura No 5. Comparación de frecuencias de mediciones experimentales versus modelo analítico. Punto de medición A—nodo 7.

Una vez obtenidas las frecuencias *in situ*, se procedió a compararlas con las frecuencias del modelo estructural computacional. Inicialmente se determinó la participación modal en cada una de las direcciones x, y, z.

Del modelo analítico se obtuvieron los primeros 96 modos de vibración, sus participaciones en cada una de las tres direcciones y el porcentaje de participación con respecto al número de modo y a la frecuencia. La figura No. 5 presenta la comparación de frecuencias experimentales con las del modelo estructural computacional en el punto de medición A correspondiente al nodo 7.

La figura No. 6 presenta para los puntos de medición A y B los valores de las frecuencias identificadas experimentalmente y las del modelo estructural computacional, indicando la diferencia porcentual entre ellas. Dicha diferencia se debe a factores tales como que el modelo tiene una rigidez mayor a la que realmente tiene la estructura; los materiales se consideran isotrópicos y con características mecánicas iguales; y los nodos pueden tener una rigidez diferente a la que se está considerando en el modelo. También podría deberse a respuestas no lineales en los materiales.

Se determinaron las aceleraciones máximas en los lapsos de los gráficos en donde los picos máximos y mínimos son estables y no hay variaciones mayores a un 5% (Wenzel, 2009). La tabla No. 1 resume los resultados obtenidos.

Los datos de las frecuencias de vibración medidas en sitio y la amplitud de las aceleraciones se introducen en gráficos de referencia que contienen diversos criterios de aceptación. La figura No. 7 muestra el caso de confort que corresponde al presentado por Chang (1973), en donde para una aceleración máxima vertical 0,35 g, con la frecuencia natural de vibración de 1,96 Hz, se tiene un nivel entre D2 y D3, lo cual está entre ligeramente incómodo y extremadamente incómodo. Evidentemente es perceptible y la situación se corroboró in situ. La figura No. 8 es una propuesta tentativa de resumen general de criterios que proporciona un indicador crudo pero simple que, por supuesto, no se puede aplicar a ciegas a todas las estructuras. En términos generales, los criterios de aceptación de confort son mucho más estrictos que los criterios estructurales y, por lo tanto, se vuelven más críticos para fines de diseño estructural (Wenzel, 2009). W

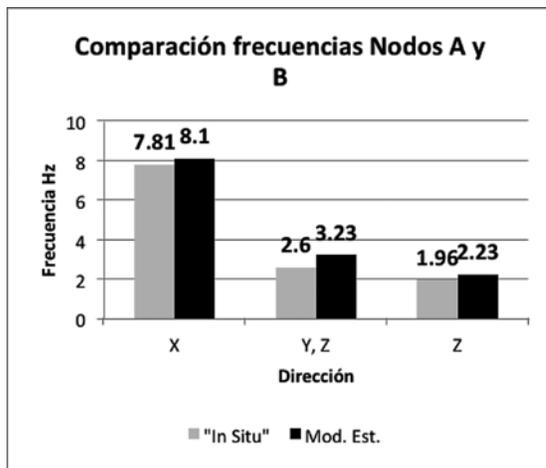


Figura No. 6. Comparación de frecuencias nodos A y B.

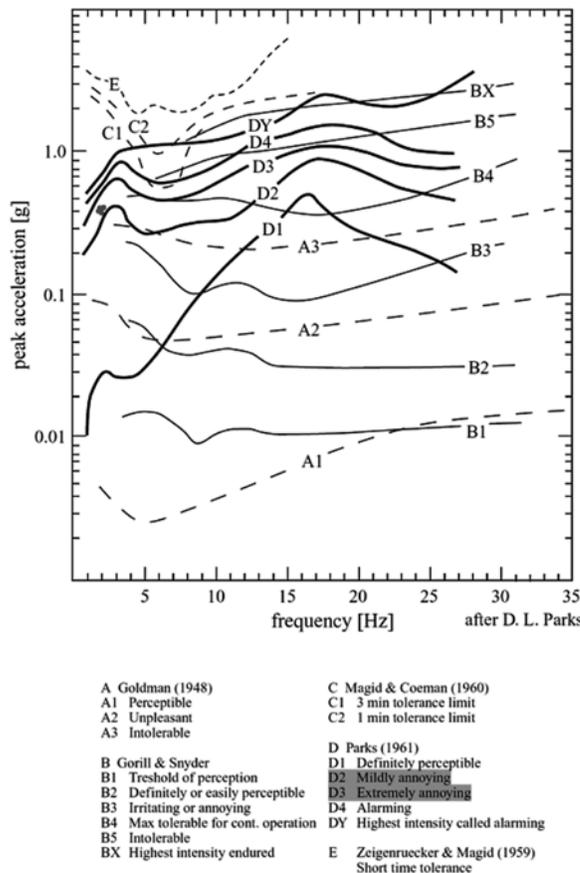


Figura No. 7. Estudio de percepción de las aceleraciones (Chang 1973).

PUNTO	ϵ ($\mu\epsilon$) Percentil 95%	σ kg/cm ²	σ Modelo kg/cm ²
A	7,6	15,96	85,4
B	104,27	218,97	89,3
C	128,4	269,64	197,1
E=	2,10E+06	kg/cm2	

Tabla No. 2. Esfuerzos máximos en los puntos A, B y C.

En el punto de medición A, con una aceleración pico vertical de 0,783 g y una frecuencia natural de 1,96 Hz (punto rojo), el valor pico de la vibración registrada en el eje z se localiza en una zona de percepción pero lejos del criterio estructural.

Medidas de esfuerzos dinámicos

La figura No. 9 muestra el registro de los datos de deformación dinámica en el punto de medición A. Se obtiene para este caso una deformación media de 1,27 $\mu\epsilon$ con un valor mínimo de -11,12 $\mu\epsilon$ y un valor máximo de 38,15 $\mu\epsilon$. El valor de percentil 95 para el esfuerzo de tensión dinámica es de 7,6 $\mu\epsilon$ (microstrain).

La tabla No. 2 muestra los esfuerzos máximos calculados según las mediciones de deformación unitaria dada por los sensores y los esfuerzos máximos en los mismos puntos provenientes del modelo teórico para fatiga.

Aunque los esfuerzos mostrados en la tabla se obtuvieron para cargas distintas, ya que en el modelo teórico la carga es la de un vehículo de prueba de diseño y la deducida de los datos es una carga no cuantificada, se tiene que el orden de magnitud es similar y ratifica la validez del modelo teórico.

Conclusiones

- A partir de la excitación dinámica del tránsito regular de vehículos en el puente, fue posible obtener frecuencias naturales de vibración; esto representa una ventaja al no ser necesario suspender este tráfico para proceder a pruebas de impacto o de un excitador dinámico con frecuencia conocida para obtener la respuesta dinámica.
- Para el tramo de cercha, en los nodos A y B se determinaron las frecuencias de 7,8 Hz en la dirección longitudinal "x", 2,6 Hz en las direcciones transversal y vertical "y" y "z", y de 1,96 Hz en la dirección vertical "z". Para el tramo de vigas, en el nodo C se determinaron las frecuencias de 7,8 Hz en la dirección longitudinal "x", 2,95 Hz en las direcciones transversal, y de 2,65 Hz, 2,95 Hz y 8,36 Hz en la dirección vertical "z".
- El comportamiento deducido del modelo de análisis teórico es similar y comparable al obtenido de los datos recopilados in situ. Así, las frecuencias obtenidas in situ se validaron con el modelo estructural y las

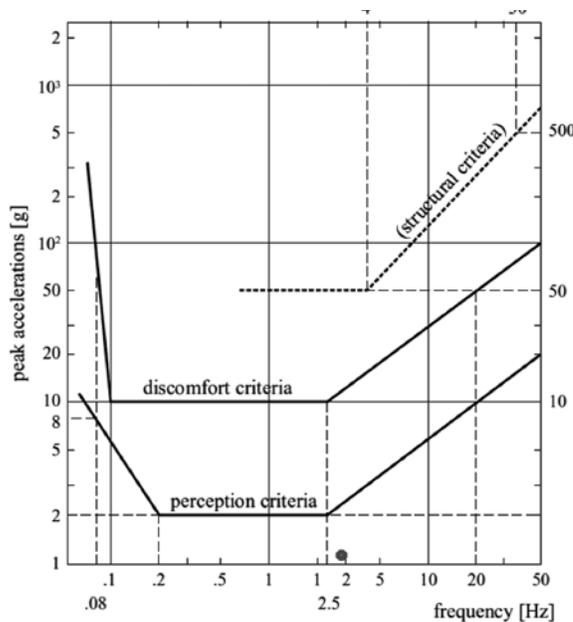


Figura No. 8. Criterio de aceleración pico.

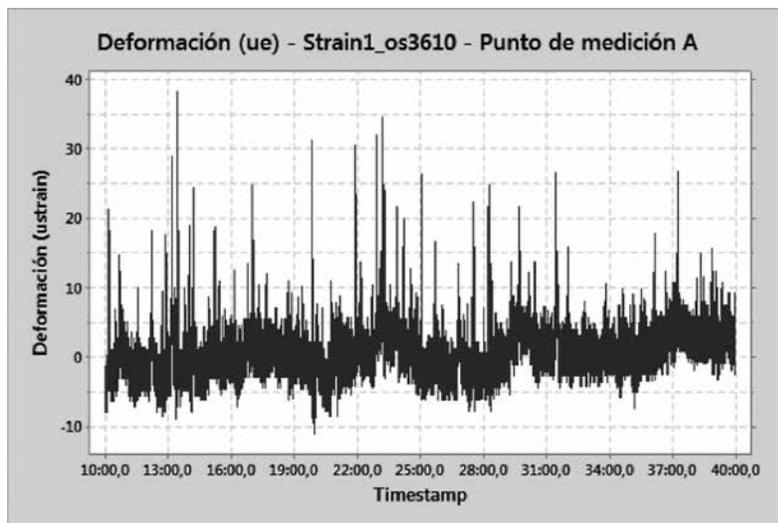


Figura No. 9. Deformación dinámica el punto de medición A.

diferencias porcentuales son aceptables, ya que en el modelo estructural no se puede reflejar en su totalidad el estado de rigidez actual del puente. Dichas diferencias se deben a factores como que el modelo tiene una rigidez mayor a la que realmente tiene la estructura; los materiales se consideran isotrópicos y con características mecánicas iguales; los nodos pueden tener una rigidez diferente a la que se está considerando en el modelo; y también podría deberse a respuestas no lineales en los materiales.

- Las aceleraciones máximas determinadas

en el tramo de cercha son comparadas con los criterios de aceptación, ubicando la vibración entre ligeramente incómodo y extremadamente incómodo, percepción que se confirmó en sitio.

- Resulta relevante el seguimiento al comportamiento dinámico de la estructura en forma periódica anual y realizar las mediciones de vibración en los mismos puntos, con la finalidad de prevenir desviaciones importantes de las frecuencias naturales de vibración que evidencien cambios o algún tipo de daño en la estructura.

Referencias

AASHTO. (2011). American Association of State Highway and Transportation Officials. The Manual for Bridge Evaluation. Second Edition. Nondestructive load testing (pp. 8.1–8.16). Washington, D.C. AASHTO Publications Office.

Chang E., (1973). Human response to motions in tall buildings. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 98, 1259–1272.

Davis, M. A., et al. (1996). Fiber optic sensor system for bridge monitoring with both static load and dynamic modal sensing capabilities. Recopilado el 2 de septiembre del 2013 de la base de datos SPIE Digital Library de la Sociedad Internacional de Óptica y Fotónica. Disponible en: <http://spiedigitallibrary.org>

Kumar, K., Madhav, V. (2010). Review on developments in fiber optical sensors and applications. Recopilado el 20 de agosto del 2013 de la base de datos SPIE Digital Library de la Sociedad Internacional de Óptica y Fotónica. Disponible en: <http://spiedigitallibrary.org>

Micron Optics, Inc. (2012). Products Sensing Solutions Sensors. Obtenido el 15 de noviembre del 2013 en: http://www.micronoptics.com/products/sensing_solutions/sensors/

Ortiz, G., et al. (2014). Informe inspección detallada sobre superestructura para identificar evidencia de fatiga, puente sobre Río Virilla, ruta nacional No.1. Instituto Tecnológico de Costa Rica. (pp. 4–8) Cartago, Costa Rica.

Wenzel, H. (2009). Health Monitoring of Bridges. Vienna, Austria: John Wiley & Sons, Ltd.

(*) Francisco Navarro Henríquez es profesor e investigador en el proyecto “eBridge 2.0 sistema integrado para el desempeño de puentes” del Instituto Tecnológico de Costa Rica (TEC), en la Escuela de Ingeniería Electrónica. Es ingeniero en electrónica, tiene una maestría en computación y una maestría en administración de negocios. Tel. 2550-9242.

(**) Daniel Ureña Muñoz es asesor estructural para el análisis de vibraciones en el proyecto de investigación “eBridge 2.0 sistema integrado para el desempeño de puentes” del Instituto Tecnológico de Costa Rica (TEC). Es ingeniero civil, tiene una maestría en ingeniería civil y una maestría en análisis estructural de construcciones. Tel. 8910-8072.