

Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA)

LM-PI-UP-PN20-2015

MONITOREO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO SECO RUTA NACIONAL No. 1

Preparado por:
Unidad de Puentes



San José, Costa Rica
14 de diciembre de 2015



Documento generado con base en el Art. 6 de la Ley 8114 y lo señalado
Reglamento al Art. 6 de la precitada ley, publicado mediante decreto
DE-37016-MOPT.



Laboratorio Nacional de
Materiales y Modelos Estructurales



**PROGRAMA DE
INFRAESTRUCTURA DEL
TRANSPORTE**



Laboratorio Nacional de
Materiales y Modelos Estructurales



PROGRAMA DE
INFRAESTRUCTURA DEL
TRANSPORTE

MONITOREO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO SECO RUTA NACIONAL No. 1 LM-PI-UP-PN20-2015

Liu-Kuan, Yi-Cheng¹; Agüero-Barrantes, Pablo²; Barrantes-Jiménez, Roy³
y Loria-Salazar, Luis Guillermo⁴

¹ Ingeniero Evaluador Unidad de Puentes PITRA LanammeUCR

² Ingeniero Evaluador Unidad de Puentes PITRA LanammeUCR

³ Coordinador Unidad de Puentes PITRA LanammeUCR

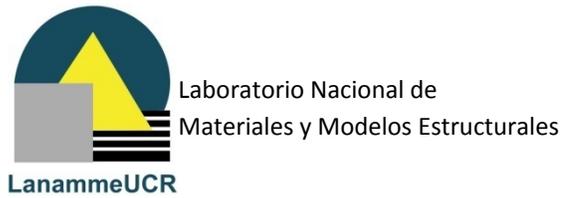
⁴ Coordinador general Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA) LanammeUCR

Palabras Clave: PITRA, Puentes, prueba de carga estática, prueba de carga dinámica, monitoreo.

Resumen: Este informe de monitoreo del puente sobre el Río Seco, en la Ruta Nacional No.1, es un producto del programa de monitoreo en sitio de estructuras de puentes de la Unidad de Puentes del PITRA - LanammeUCR para evaluar la condición estructural de puentes ubicados a lo largo de la Red Vial Nacional, en el marco de las competencias asignadas mediante el artículo 6 de la ley 8114. Se realizó una prueba de carga estática y una dinámica cuyos resultados son un insumo muy valioso en la toma de decisiones con respecto a la estructura evaluada.

Referencias

- AASHTO (2011). The Manual of Bridge Evaluation. American Association of State Highway and Transport Officials. Second Edition, USA.
- Liu-Kuan, Y.C., Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., Loria-Salazar, L.G. (2015). *Desarrollo y validación de un sistema de medición de desplazamiento en tiempo real mediante técnicas de procesamiento de imágenes digitales LM-PI-UP-06-2015*. San José, Costa Rica: Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
- Liu-Kuan, Y.C., Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., Loria-Salazar, L.G. (2015). *Desarrollo y validación de un sistema portátil de monitoreo y evaluación de puentes LM-PI-UP-07-2015*. San José, Costa Rica: Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
- Peeters, B. (2000) "System Identification and Damage Detection in Civil Engineering". Ph.D. Dissertation, Katholieke Universiteit, Leuven, December 2000.
- Liu, Y.C.; Loh, C.H.; Ni, Y.Q. (2012) "Stochastic subspace identification for output-only modal analysis: application to super high-rise tower under abnormal loading condition". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 42:477-498. Wiley Online Library. June, 2012.



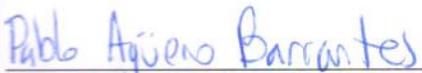
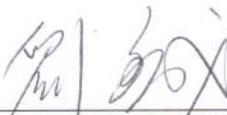
Lui-Kuan, Y.C, Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., Loria-Salazar, L.G. (2015). *Monitoreo estructural del puente sobre el río Seco Ruta Nacional No. 1 LM-PI-UP-PN20-2015*. San José, Costa Rica: Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), LanammeUCR.



Laboratorio Nacional de
Materiales y Modelos Estructurales



PROGRAMA DE
INFRAESTRUCTURA DEL
TRANSPORTE

1. Informe: LM-PI-UP-PN20-2015		2. Copia No. 1
3. Título y subtítulo: MONITOREO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO SECO RUTA NACIONAL No. 1		4. Fecha del Informe 14 de diciembre de 2015
5. Organización y dirección Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales Universidad de Costa Rica, Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, San Pedro de Montes de Oca, Costa Rica Tel: (506) 2511-2500 / Fax: (506) 2511-4440		
6. Notas complementarias Ninguna		
7. Resumen Este informe de monitoreo del puente sobre el Río Seco, en la Ruta Nacional No.1, es un producto del programa de monitoreo en sitio de estructuras de puentes de la Unidad de Puentes del PITRA - LanammeUCR para evaluar la condición estructural de puentes ubicados a lo largo de la Red Vial Nacional, en el marco de las competencias asignadas mediante el artículo 6 de la ley 8114. Se realizó una prueba de carga estática y una dinámica cuyos resultados son un insumo muy valioso en la toma de decisiones con respecto a la estructura evaluada.		
8. Palabras clave Puentes, Ruta Nacional No.1, Río Seco, Monitoreo.	9. Nivel de seguridad: Ninguno	10. Núm. de páginas 64
11. Inspección e informe por: Ing. Pablo Agüero Barrantes Unidad de Puentes  Fecha: 20/11/2015	12. Inspección y revisión por: Ing. Yi Cheng Liu Kuan Unidad de Puentes  Fecha: 02/12/2015	
13. Revisado por: Lic. Miguel Chacón Alvarado Asesor Legal LanammeUCR  Fecha: 08/12/2015	14. Revisado por: Ing. Roy Barrantes Jiménez Coordinador Unidad de Puentes  Fecha: 04/12/2015	15. Aprobado por: Ing. Luis Guillermo Loría Salazar, Ph.D. Coordinador General PITRA  Fecha: 14/12/2015



Laboratorio Nacional de
Materiales y Modelos Estructurales



**PROGRAMA DE
INFRAESTRUCTURA DEL
TRANSPORTE**

Página intencionalmente dejada en blanco

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	9
2.	OBJETIVOS.....	10
3.	ALCANCE DEL INFORME	10
4.	MARCO TEÓRICO	12
5.1.	<i>PRUEBAS DE CARGA.....</i>	12
5.2.	<i>ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL</i>	14
5.3.	<i>ENFOQUES Y FRECUENCIA DE MONITOREO</i>	15
5.4.	<i>MÉTODO DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS</i>	16
5.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	21
6.	ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DISPONIBLE	25
7.	CONDICIÓN DEL PUENTE	26
8.	MÉTODO EXPERIMENTAL DE LA PRUEBA ESTÁTICA.....	31
9.	MANEJO DEL TRÁNSITO	35
10.	MÉTODO EXPERIMENTAL PRUEBA DINÁMICA	36
11.	RESULTADOS EXPERIMENTALES PRUEBA ESTÁTICA	41
12.	RESULTADOS EXPERIMENTALES PRUEBA DINÁMICA	51
13.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	59
14.	REFERENCIAS.....	62

1. INTRODUCCIÓN

Durante la etapa de operación de una obra de infraestructura civil se requiere de la inspección periódica, trabajos de mantenimiento y hacer las reparaciones necesarias en casos que se detecten deterioro o daños en sus elementos. Dichas actividades garantizan el buen funcionamiento, seguridad e integridad a lo largo de la vida útil de la obra.

Las labores de inspección de puentes inician a un nivel básico de inspección visual. La Unidad de Puentes del PITRA-LanammeUCR ha realizado fiscalización de estructuras de puentes incluyendo inspección visual desde el año 2010, con base en el Manual de Inspección de puentes del MOPT. Si los hallazgos de la inspección visual evidencian posibles daños o deterioro de la estructura se pueden recomendar análisis e inspecciones más detalladas, las cuales se comprenden tradicionalmente como las pruebas de carga estática y dinámica sobre el puente.

En el caso del puente sobre el río Seco se realizaron pruebas estáticas y dinámicas. En el caso de las pruebas estáticas se utilizaron cargas controladas inducidas por dos camiones a los cuales se realizó el pesaje de sus ejes. Se instrumentó el puente para registrar desplazamiento, rotación y deformación unitaria. Para la ejecución de estas pruebas fue necesaria la interrupción parcial del tránsito vehicular que transita sobre el puente.

Las pruebas de carga dinámica realizadas en el sitio, son parte de una metodología de monitoreo basada en vibraciones, la cual puede considerarse como una versión avanzada de pruebas dinámicas tradicionales, que permite detectar daño mediante cambios en los parámetros dinámicos de la estructura. El LanammeUCR, por medio de la Unidad de Puentes del PITRA, ha desarrollado e implementado, en nuestro país un sistema de monitoreo híbrido y portátil que permite registrar datos de aceleración inducida por las cargas ambientales a las que está sometida la estructura. Estas metodologías surgen de la necesidad de contar con métodos y técnicas para la evaluación, monitoreo y detección de daños en puentes, durante los últimos 20 años y alrededor del mundo, ha surgido un área

sumamente activa de investigación denominada “Monitoreo de Salud Estructural” (Structural Health Monitoring, SHM por las siglas en inglés), en la que se ha desarrollado e implementado novedosas técnicas para dichos propósitos.

Este informe de monitoreo y evaluación estructural del puente sobre el Río Seco, en la Ruta Nacional No.1, es un producto del programa de monitoreo de puentes en sitio de la Unidad de Puentes del PITRA - LanammeUCR para evaluar la condición estructural de puentes ubicados a lo largo de la Red Vial Nacional, en el marco de las competencias asignadas mediante el artículo 6 de la ley 8114. El monitoreo estructural se realizó los días 26 de julio y 4 de noviembre del 2015.

2. OBJETIVOS

- a) Monitorear el puente con sensores que registren datos de desplazamiento, rotación y deformación unitaria inducidos por cargas estáticas conocidas y controladas.
- b) Monitorear el puente con acelerómetros que registren vibraciones ambientales del puente inducidas por el tránsito vehicular. Las aceleraciones son registradas de forma sincronizada por un sistema de adquisición para su posterior análisis.
- c) Identificar los parámetros modales operacionales de la estructura utilizando los datos obtenidos en el campo y métodos estocásticos de sub-espacios.
- d) Proporcionar recomendaciones generales para mantenimiento y/o reparación.

3. ALCANCE DEL INFORME

Este informe de monitoreo estructural presenta los resultados obtenidos de los análisis modal experimental y de carga estática realizados al puente sobre el río Seco en ruta No.1. Dichos resultados se comparan con los resultados analíticos del modelo de elementos finitos del puente, y las estimaciones del grado de daño basadas en el ajuste del modelo analítico

contra el modelo experimental, las cuales podría servir de base para la toma de decisiones en cuanto al planeamiento y futuro diseño de rehabilitación del puente.

En el caso de las pruebas dinámicas, los registros de aceleración obtenidos corresponden a vibraciones ambientales, es decir, respuestas del puente ante cargas vehiculares operacionales aleatorias. La cantidad de formas modales operacionales que se puede identificar con los datos experimentales está limitada al comportamiento inducido por la carga vehicular en el periodo de tiempo que se realiza el muestreo de los datos.

En el caso de las pruebas estáticas, los registros de desplazamiento, rotación y deformación unitaria corresponden a los inducidos por las cargas conocidas colocadas sobre el puente en distintas configuraciones.

Para efectos del análisis realizado no se evaluó el efecto de la fatiga en los materiales debido a ciclos de carga en el rango elástico del material.

4. MARCO TEÓRICO

A continuación se presentan los principales temas relacionados con el alcance del presente informe.

5.1. Pruebas de carga

Una prueba de carga es la observación y medición de la respuesta de un puente sujeto a carga controlada y predefinida sin causar cambios en la respuesta elástica de la estructura. Las pruebas de carga pueden ser utilizadas para verificar el desempeño tanto de componentes como del sistema bajo la acción de una carga viva conocida proveyendo una alternativa de metodología para evaluación analítica de la capacidad de carga del puente [ref. 20].

Las pruebas de carga se clasifican en dos tipos: pruebas de diagnóstico y pruebas de capacidad. Las pruebas de diagnóstico son realizadas para determinar la respuesta del puente ante cargas o para validar procedimientos analíticos o modelos matemáticos. Son utilizadas para mejorar el conocimiento del ingeniero acerca del comportamiento del puente y reducir incertidumbres relacionadas con las propiedades del material, condiciones de frontera, contribuciones de la sección transversal, efectividad de reparaciones, influencia de daño y deterioro, y otras variables similares. Estas pruebas incluyen la medición de los efectos de la carga en uno o varios miembros críticos del puente y la comparación de éstos efectos con los calculados utilizando un modelo analítico.

Las pruebas de capacidad se utilizan para establecer la máxima carga segura sobre el puente, donde el comportamiento se encuentra en el rango lineal elástico. En este caso el puente es sujeto a cargas específicas y se realizan observaciones para determinar si el puente es capaz de soportar dichas cargas sin daño. Las cargas deben ser aplicadas en incrementos y el puente debe ser monitoreado para identificar de forma temprana cualquier indicio de agrietamiento o comportamiento en el rango no lineal.

Las pruebas estáticas se realizan con cargas estacionarias para evitar inducir vibraciones en la estructura, a diferencia de las pruebas dinámicas donde se utilizan cargas que inducen vibraciones en el puente. Las pruebas de diagnóstico pueden ser estáticas o dinámicas. Las pruebas de capacidad son realizadas en su mayoría de forma estática.

Algunas ventajas de las pruebas de carga son:

- Proveen suficiente información para establecer un nivel de carga viva seguro para puentes existentes. En los casos de puentes donde no se dispone de información del proceso constructivo (planos “as-built”).
- En algunos casos los cálculos teóricos de capacidad de carga resultan en bajas cargas vivas permisibles y las pruebas no destructivas de carga pueden proveer una carga viva máxima permisible más realista.
- Puentes que han sido rehabilitados o reforzados a través de los años no pueden ser evaluados teóricamente de forma precisa debido a la interacción de varios elementos.
- Las pruebas de carga permiten confirmar la naturaleza de la distribución de carga. Los factores de distribución utilizados en diseño o en evaluación teórica de la capacidad de carga generalmente son aproximaciones conservadoras de la distribución real.
- El análisis de miembros estructurales con deterioro es complicado, en especial en miembros con deterioro avanzado. En este caso las pruebas de carga son una valiosa herramienta para identificar el comportamiento existente.
- Las pruebas de carga pueden ofrecer información del rango de esfuerzos y de los ciclos de carga actuando en el miembro.

5.2. Análisis modal operacional

El área de Monitoreo de Salud Estructural comprende la implementación e instalación, en forma temporal o permanente, de una amplia gama de tecnologías y sensores novedosos en puentes y la utilización de diferentes técnicas de procesamiento de señales, identificación de sistemas y modelos numéricos para determinar el estado de “salud” de las estructuras a partir de los datos recolectados in situ.

La metodología utilizada por la Unidad de Puentes del LanammeUCR se denomina “Monitoreo de Salud Estructural Basado en Vibraciones”, y el análisis modal operacional que se implementa aquí es uno de los análisis más importantes dentro de esta rama de monitoreo. Ésta consiste en la extracción e identificación de los parámetros dinámicos del puente, los cuales comprenden: las frecuencias naturales de vibración, el amortiguamiento y las formas modales operacionales del puente, a partir de las señales vibratorias recolectadas simultáneamente por múltiples sensores de vibración. En nuestro caso particular se utiliza acelerómetros colocados a lo largo del puente.

Cualquier variación en las propiedades mecánicas de la estructura induce cambios en los parámetros dinámicos mencionados. Cambios en las propiedades del puente, como aumento de la masa por sobrecapas de asfalto o variaciones en la rigidez de los elementos estructurales debido a deformaciones en el rango inelástico, afectan el comportamiento dinámico de la estructura y se reflejarían mediante cambios en los parámetros dinámicos.

Si existe una buena resolución espacial en cuanto a la distribución de sensores, y si el método de procesamiento de señales e identificación de parámetros dinámicos es lo suficientemente robusto como para extraer todos estos cambios a partir de las señales de vibración captadas, el monitoreo de la salud estructural y la identificación de daños sería factible midiendo únicamente las vibraciones de la estructura [ref. 2].

Se define las formas modales operacionales de una estructura como las obtenidas a partir de las vibraciones inducidas por cargas ambientales. En el caso de estructuras de puentes vehiculares, las vibraciones ambientales más frecuentes son las inducidas por la carga vehicular y la carga de viento.

5.3. Enfoques y frecuencia de monitoreo

En el caso de puentes nuevos, lo ideal es realizar un monitoreo y análisis modal una vez concluida la construcción de la obra, para obtener un marco de referencia. Posteriormente, realizar monitoreos periódicos dependiendo de la importancia de la obra (por ejemplo, cada 2 años). Cambios importantes entre los parámetros modales obtenidos en el monitoreo del estado inicial y cualquier monitoreo posterior son indicativo de daño probable.

Lo anterior también es recomendable para puentes que han sido reforzados o rehabilitados, para generar un registro histórico de la estructura reforzada. También se podría realizar un monitoreo antes del inicio de las obras de rehabilitación para evaluar el efecto de los trabajos de reforzamiento.

En el caso de puentes existentes que no se cuenta con el monitoreo inicial después de finalizar la construcción la única forma para poder evaluar el estado de puente y estimar su grado de deterioro es comparar con un modelo estructural analítico. La modelación con elementos finitos es generada con base en la información disponible del puente como planos y especificaciones, y el modelo resultante es considerado como la condición ideal y “sana” del puente.

Sin embargo, el método de los elementos finitos es un método numérico y acarrea por sí mismo errores de modelación. Por esta razón, deben ser examinados diferentes niveles de refinamiento del modelo analítico, y realizarse un estudio de sensibilidad y convergencia en cuanto a los parámetros modales analíticos para tomar en cuenta el nivel de incertidumbre incurrido en este método.

En todos los casos anteriores (puente nuevo, reforzado o existente) se recomienda realizar un monitoreo cada vez que la estructura se vea sometida a un evento extremo significativo como un sismo o una crecida del río.

5.4. Método de Identificación de Sistemas

Para la correcta identificación de los parámetros dinámicos del puente, es necesaria la utilización de una técnica de identificación. Como los parámetros dinámicos son obtenidos a partir de múltiples registros de señales de vibración, recolectados por un sistema de adquisición de datos que sincroniza los registros simultáneos de aceleración, la técnica de identificación debe ser robusta y capaz de discriminar las señales de ruido e interferencias presentes en los registros.

El método de Identificación Estocástica del Subespacio (Stochastic Subspace Identification, SSI por sus siglas en inglés) es un método de identificación de sistemas lineales en el dominio del tiempo que ha ganado territorio en el ámbito de ingeniería civil por su robustez y eficacia. El método cuenta con una base matemática rigurosa y experiencias exitosas de su aplicación a diferentes tipos de obras de infraestructura civil que se puede encontrar en numerosas publicaciones técnicas internacionales [refs. 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12].

El Método Estocástico Subespacial parte desde la ecuación de movimiento de un sistema dinámico invariante en el tiempo:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{C}_2\dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{q}(t) = \mathbf{F}(t) = \mathbf{L}\mathbf{u}(t) \quad (2.1)$$

donde \mathbf{M} , \mathbf{C}_2 and $\mathbf{K} \in \mathfrak{R}^{n \times n}$ son las matrices de masa, amortiguamiento y de rigidez respectivamente. Además

$q(t) \in \mathfrak{R}^n$ es el vector de desplazamiento en tiempo continuo.

$\dot{q}(t)$ es el vector de velocidad.

$\ddot{q}(t)$ es el vector de aceleración con la misma dimensión que el vector de desplazamiento.

$F(t) \in \mathfrak{R}^n$ es el vector de la excitación externa.

$L \in \mathfrak{R}^{n \times m}$ es la matriz de ubicación de entradas de excitación externa al sistema.

$u(t) \in \mathfrak{R}^m$ es el vector que describe m entradas como función del tiempo t.

n es el número de los grados de libertad y m es el número de entradas.

La ecuación (2.1) puede ser discretizada en el tiempo y luego de una serie de manipulaciones matemáticas con la hipótesis de que al sistema no se le puede conocer las excitaciones de entrada pero que estas pueden ser asumidas como ruido blanco, se puede llegar al modelo conocido como “el Modelo Estocástico de Espacio de Estados en Tiempos Discretos”:

$$\begin{aligned} \mathbf{x}_{k+l} &= \mathbf{A}\mathbf{x}_k + \mathbf{w}_k \\ \mathbf{y}_k &= \mathbf{C}\mathbf{x}_k + \mathbf{v}_k \end{aligned}$$

Donde $\mathbf{x}_k = \mathbf{x}(k\Delta t) = [\mathbf{q}_k^T \quad \dot{\mathbf{q}}_k^T]^T$ es el vector del estado discreto que contiene los desplazamientos y velocidades muestreados (discretos) en el punto k , y Δt es el intervalo de tiempo en el muestreo. $\mathbf{y}_k \in \mathfrak{R}^l$ representa las l mediciones discretas (es decir, l sensores) de salida del sistema. \mathbf{A} es la matriz del sistema, \mathbf{C} es la matriz de observación en tiempos discretos, y $\mathbf{w}_k \in \mathfrak{R}^{2n \times 1}$ y $\mathbf{v}_k \in \mathfrak{R}^{l \times 1}$ son asumidos como un ruido espacialmente blanco de media cero. La relación que hay entre la matriz \mathbf{A} en tiempos discretos y las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la ecuación del movimiento en tiempo continuo es la siguiente:

$$\mathbf{A} = e^{\mathbf{A}_c \Delta t}, \quad \mathbf{A}_c = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}_2 \end{bmatrix} \in \mathfrak{R}^{2n \times 2n}$$

donde \mathbf{I} es la matriz de identidad.

La matriz de observación \mathbf{C} en el caso de que sólo hay mediciones de aceleración y después de la conversión a tiempos discretos se define de la siguiente manera:

$$\mathbf{C} = \begin{pmatrix} -\mathbf{C}_a \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} & -\mathbf{C}_a \mathbf{M}^{-1} \mathbf{C}_2 \end{pmatrix} \in \mathfrak{R}^{l \times 2n}$$

donde $\mathbf{C}_a \in \mathfrak{R}^{l \times n}$ es la matriz de ubicación de los sensores de aceleración sobre los grados de libertad de la estructura en vibración.

Del análisis de valores propios (eigenvalores) de la matriz \mathbf{A} se puede extraer la información de las frecuencias naturales de vibración así como los amortiguamientos de los modos excitados durante las mediciones; mientras que de la matriz de observación \mathbf{C} multiplicada por los vectores propios (eigenvectores) de la matriz \mathbf{A} se obtendrá la forma modal operacional observada en los puntos de medición. Por esta razón, mientras mayor sea la cantidad de puntos de medición, más resolución espacial se dispone de la forma modal operacional experimental.

El método de Identificación de Subespacios Estocásticos que se llamará SSI de ahora en adelante, consiste en un algoritmo numérico de varios pasos que permite extraer de las múltiples mediciones simultáneas las matrices \mathbf{A} y \mathbf{C} , y luego de ellos, los parámetros modales de interés. El método SSI conducido por covarianzas (SSI-COV) es el método aplicado para el análisis de este puente y se ilustra en el diagrama de flujo de la figura 1.

Como SSI-COV es un método numérico basado en descomposición matricial, en el proceso se podría generar polos numéricos complejos y se podría encontrar también modos debido a señales de ruido en los registros, así como, aquellos correspondientes a modos no bien excitados o modos transitorios. La herramienta usada comúnmente para discriminar los polos físicos de los polos espurios se denomina el diagrama de estabilización. Se puede encontrar un estudio a fondo del uso de esta herramienta en la referencia 13.

El método SSI-COV junto con la implementación de diagrama de estabilización es programado en MATLAB y ha sido utilizado en diversos trabajos de investigación, tal como en el análisis modal operacional de la torre de televisión de Cantón (China) de 600 m de altura [refs. 4, 14], como en un puente de arco [ref. 6].

Tanto las frecuencias naturales y las formas modales experimentales obtenidas con SSI-COV podrían servir de indicadores para cuantificar el daño, el primero indica la severidad del daño y el segundo su ubicación, cuando pueden ser comparados con una referencia. Además, cualquier anomalía en las formas modales experimentales puede señalar directamente zonas de daño sin necesidad de una referencia. Para la comparación de formas modales, se utiliza el “criterio de aseguramiento modal” (Modal Assurance Criterion, MAC por sus siglas en inglés), que en palabras sencillas mide el grado de correlación que hay entre dos vectores de formas modales:

$$MAC(u, v) = \frac{|u^T \cdot v|^2}{(u^T \cdot u)(v^T \cdot v)} \quad (2.2)$$

donde u es el vector de forma modal experimental y v es el analítico.

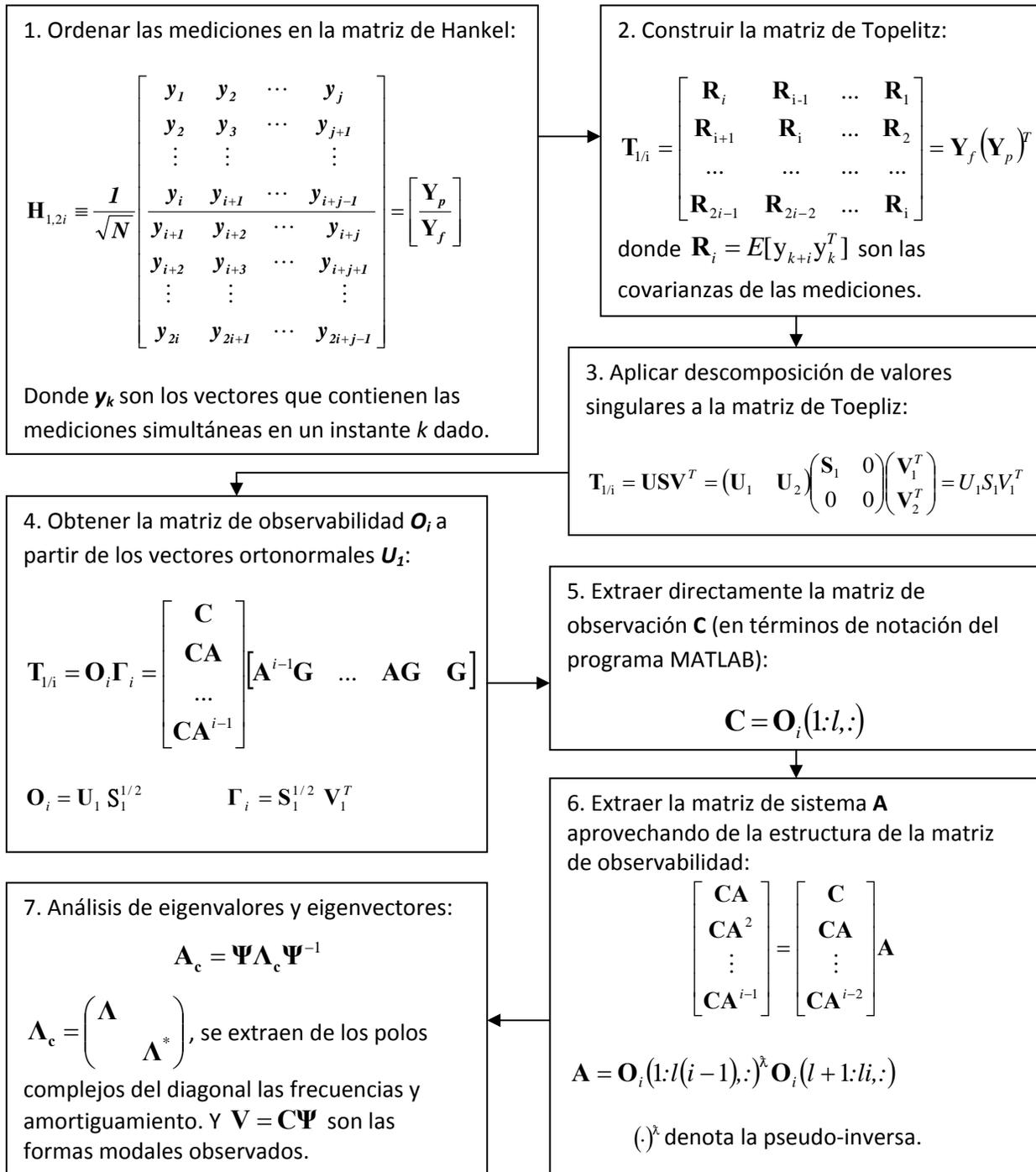


Figura 1. Diagrama de flujo del método SSI-COV

5. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El puente monitoreado se ubica en la Ruta Nacional No.1 (tramo Barranca – Cañas) y cruza el Río Seco. Desde el punto de vista administrativo, se ubica en el distrito Miramar, del cantón de Montes de Oro, en la provincia de Puntarenas. Sus coordenadas, en el sistema geográfico de ubicación, corresponden con: 10°4'11,49"N de latitud y 84°46'16,08"O de longitud. La figura 2 muestra la ubicación geográfica del puente en la hoja cartográfica CHAPERNA 1:50 000.

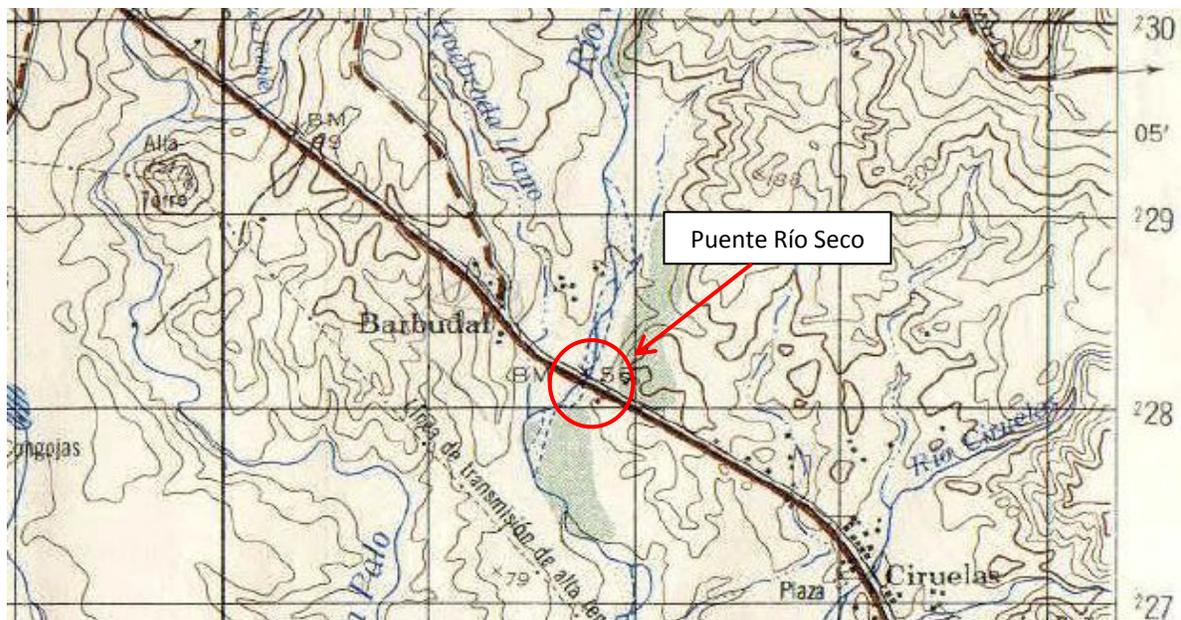


Figura 2. Ubicación del puente en la hoja cartográfica CHAPERNA 1:50 000.

La Tabla No. 1 resume las características básicas del puente y las figuras 3 y 4 presentan dos de las vistas principales del puente, la vista a lo largo de la línea de centro y una vista lateral respectivamente. La figura 5 muestra la identificación utilizada en este informe cuando se hace referencia a ciertos elementos del puente, la cual también coincide con la que se utiliza en los planos constructivos de 1944.

Tabla No. 1. Características básicas del puente.

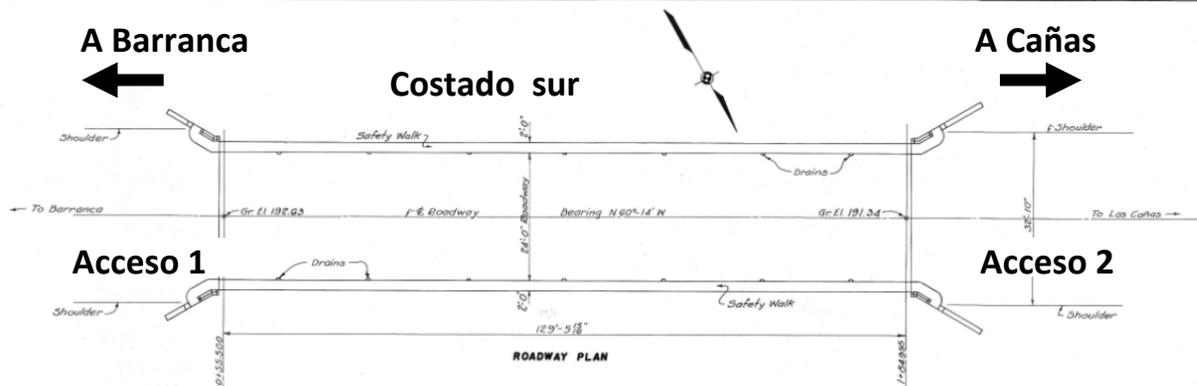
Geometría	Tipo de estructura	Puente
	Longitud total (m)	40
	Ancho total (m)	9,00
	Ancho de calzada (m)	7,30
	Número de tramos	1
	Alineación del puente	Recto
	Número de carriles	2
Superficie de rodamiento y accesorios	Superficie de rodamiento	Carpeta asfáltica
	Espesor de la superficie de rodamiento	0,17 m máximo
	Ancho libre de acera (m)	0,60
	Tipo de baranda	Acero
	Ubicación de las juntas de expansión	Sobre los bastiones
	Tipo de juntas	Placa deslizantes
Superestructura	Número de superestructuras	1
	Tipo de superestructura	Cercha de paso inferior
	Número de vigas principales	2
	Tipo de vigas principales	Cercha de acero
Apoyos	Tipo de apoyo sobre bastiones	Expansivo (bastión Sureste) y fijo (bastión Noroeste)
	Tipo de apoyo sobre pilas	No aplica
Subestructura	Número de elementos	2 bastiones
	Tipo de bastiones	Marco
	Tipo de pilas	No aplica
	Tipo de cimentación	Placa aislada
Diseño y construcción	Especificación de diseño original	AASHO 1941 (planos Setiembre 1944)
	Carga viva de diseño original	HS15-S12
	Especificación utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	AASHTO 1992 (planos Diciembre 1997)
	Carga viva de diseño utilizada para el reforzamiento/ rehabilitación	HS25-44



Figura 3. Vista a lo largo de la línea de centro desde el acceso noroeste.

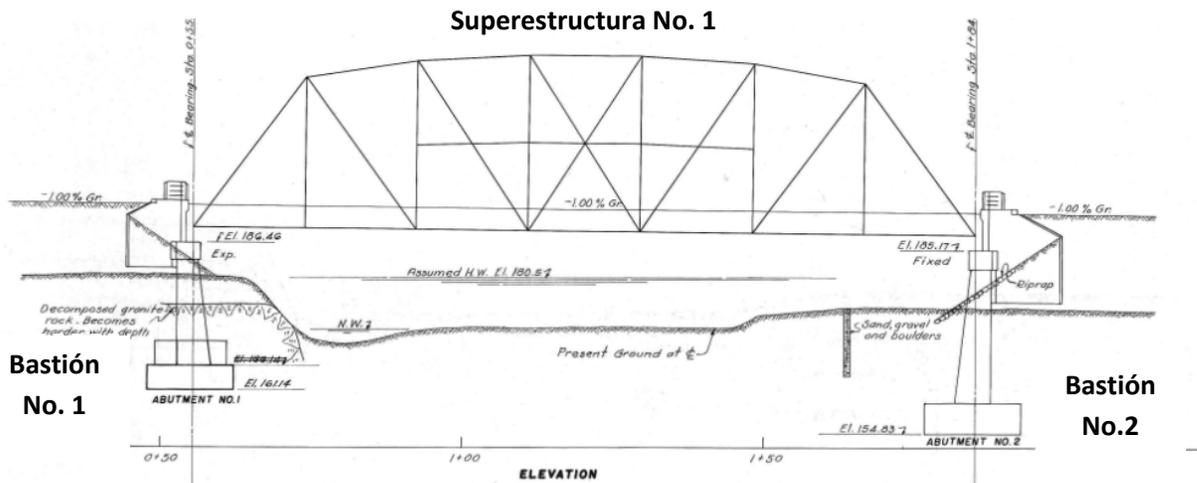


Figura 4. Vista lateral del costado sur.



Costado norte

(a) Vista en planta



(b) Elevación

Figura 5. Identificación utilizada para el puente sobre el Río Seco.

6. ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DISPONIBLE

Como antecedente de inspección del puente sobre el río Seco se cuenta con la información de la inspección visual del puente presentada en el informe de fiscalización LM-PI-UP-PN07-2011 “Inspección del Puente sobre el río Seco Ruta Nacional No. 1” presentado por la Unidad de Puentes del PITRA-LanammeUCR en noviembre del 2011 [ref. 3]. En dicho informe se concluye que el estado del puente es CRÍTICO por la oxidación y corrosión (ver figura 6) que presentaba la estructura de acero, por el estado de las juntas de expansión, por la pérdida de pernos en varios elementos del sistema de arriostramiento (ver figura 6) y por la erosión que presentaban los taludes junto a los bastiones. Una de las recomendaciones del informe es realizar un estudio de la capacidad estructural del puente.

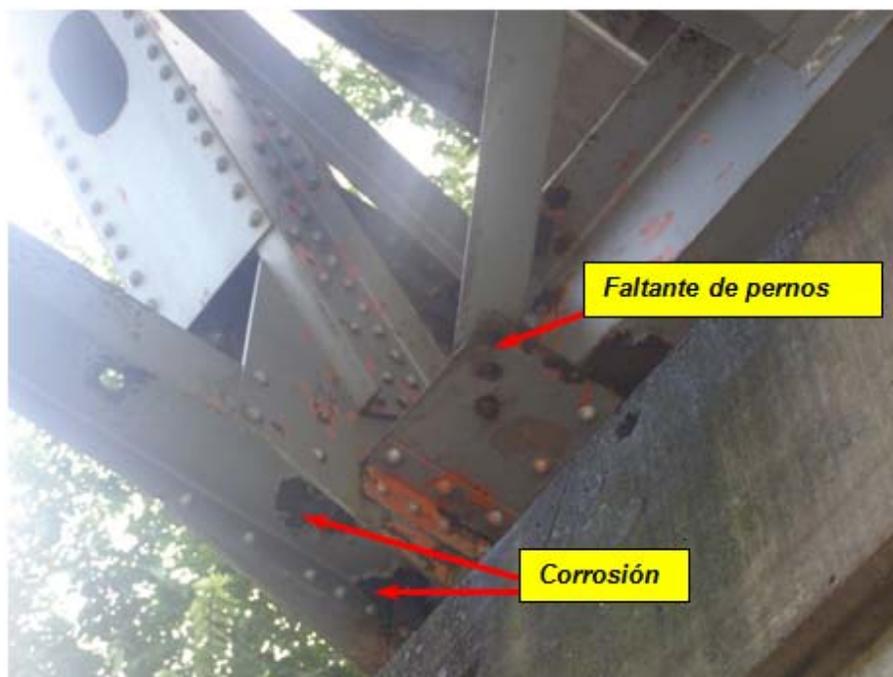


Figura 6. Fotografía tomada del informe de inspección visual de noviembre del 2011 [ref. 3] donde se evidencia las principales deficiencias observadas en el puente.

En el oficio LM-UP-20-2014 del LanammeUCR dirigido al Ministro de Transportes se advirtió de dos deficiencias ya conocidas anteriormente como lo son el agujero en el tablero contiguo a la junta de expansión del acceso 1 y de la migración lateral del cauce.

Informe No. LM-PI-UP-PN20-2015	Fecha de emisión: 14 de diciembre de 2015	Página 25 de 64
--------------------------------	---	-----------------

Se cuenta con algunas láminas de los planos del diseño original con fecha de setiembre de 1944. Los planos originales consisten en un juego de 6 láminas en total con los detalles constructivos los elementos estructurales del puente, de las cuales se cuenta con 3 láminas. No se cuenta con documentos relacionados con el proceso constructivo de la estructura ni con los planos como se construyó la obra (planos “as built”).

Además se cuenta con un juego de láminas de una propuesta de reestructuración diseñada por la empresa consultora Heriel Ingeniería Estructural S.A. con fecha de diciembre de 1997. Los elementos principales de la reestructuración indicados en los planos fueron observados en el sitio.

La intervención de este puente y otras 11 estructuras fue declarada de interés público mediante el Decreto N° 38489 MP-MOPT [ref. 21] firmado el día 8 de mayo del 2014 por el presidente de la república y los Ministros de la Presidencia y de Obras Públicas y Transportes.

7. CONDICIÓN DEL PUENTE

La condición observada presenta las mismas deficiencias presentadas en el informe LM-PI-UP-PN07-2011 [ref. 3] y el oficio LM-UP-20-2014, algunas con mayor deterioro que el observado en el 2011. El problema de la junta no ha sido resuelto definitivamente a la fecha de la última visita al sitio. En las fotografías de las figuras 7 a 14 se presentan diferentes estados observados de la junta de expansión donde se evidencia que el método utilizado para reparar el problema ha sido rellenar con mezcla asfáltica el hueco del tablero producido por el impacto de los vehículos en la junta de expansión del acceso 1. Por ejemplo en febrero del 2014 (ver figura 9) era evidente el agujero en el tablero, en junio y agosto del 2014 había sido rellenado con material asfáltico (ver figuras 10 y 11) y recientemente (ver figura 13) de nuevo es evidente el agujero en el tablero.



Figura 7. Fotografía tomada del informe de inspección visual de noviembre del 2011 [ref. 3] presentado el estado observado de la junta.



Figura 8. Acumulación de asfalto sobre el bastión 1, material utilizado para rellenar el hueco en el tablero. Foto del día 5 de enero del año 2012.



Figura 9. Estado de la junta el día 13 de febrero del año 2014.



Figura 10. Estado de la junta el día 19 de junio del año 2014.



Figura 11. Estado de la junta el día 22 de agosto del año 2014.



Figura 12. Estado de la junta el día primero de julio del año 2015.



Figura 13. Estado de la junta el día 11 de noviembre del año 2015.



Figura 14. Agujero en el tablero y corrosión en viga de carga. Fotografía del día 11 de noviembre del año 2015.

En la figura 15 se presenta la falla de la soldadura de uno de los elementos de refuerzo de los planos de 1997, deficiencia que no había sido documentada anteriormente.



Figura 15. Falla de la soldadura de un elemento de refuerzo indicado en los planos de 1997. Fotografía del día 11 de noviembre del año 2015.

8. MÉTODO EXPERIMENTAL DE LA PRUEBA ESTÁTICA

A continuación se describirá de manera general el método experimental utilizado para la prueba de carga estática.

En la figura 16 se presenta un esquema de la instrumentación instalada en el puente. Se utilizaron 6 inclinómetros, dos LVDT y diez galgas extensométricas reutilizables. Adicionalmente a los sensores mostrados en la figura se instalaron tres galgas extensométricas convencionales y para determinar el desplazamiento vertical se utilizó un sistema de análisis de imagen [ref. 22]. La cantidad de sensores cumple con el mínimo establecido en la referencia 20.

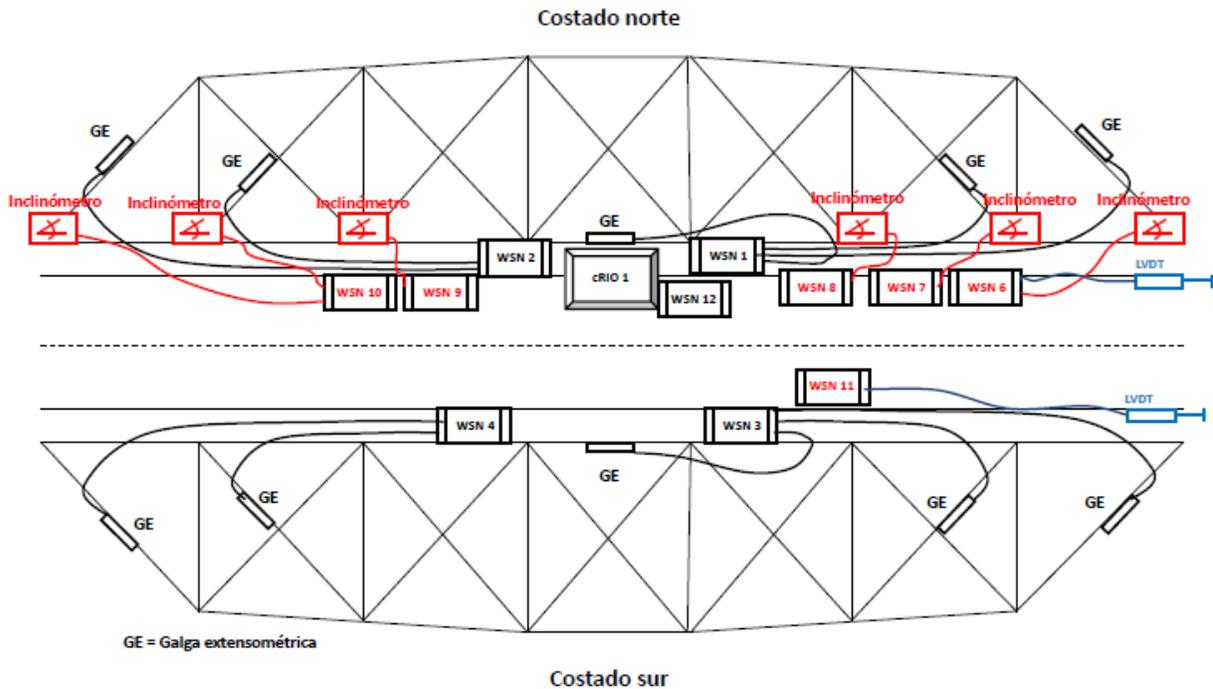


Figura 16. Colocación de sensores en el puente.

Los sensores fueron conectados a un sistema de adquisición de datos que genera registros de rotación, deformación unitaria y desplazamiento para las diferentes etapas de carga de la prueba. La carga estática aplicada a la estructura corresponde a dos camiones cargados con agregado. En las Tablas No.2 y No.3 se presenta el resumen de los ejes de los camiones. En la figura 17 se presenta el pesaje de los camiones.

Tabla No. 2. Peso del camión #1.

Color	Azul
Placa	23586
Peso del eje delantero (kgf)	6550
Peso del eje medio (kgf)	15000
Peso del eje trasero (kgf)	15050
Capacidad nominal (m ³)	10,0

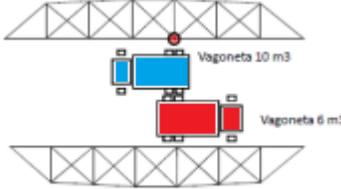
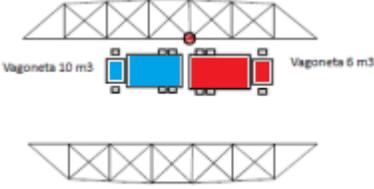
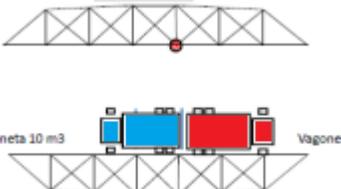
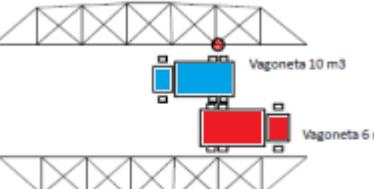
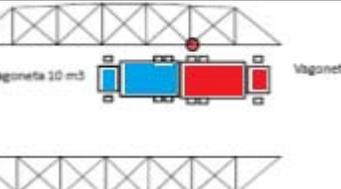
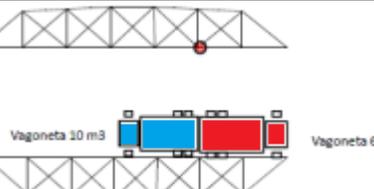
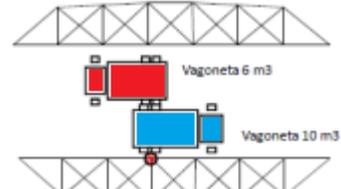
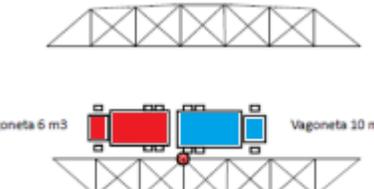
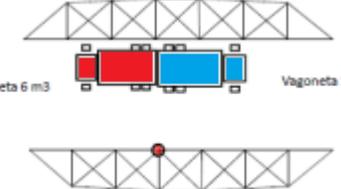
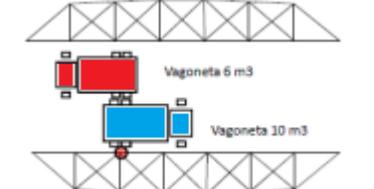
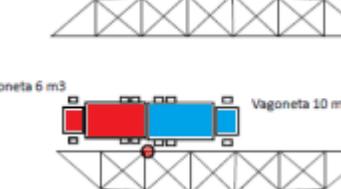
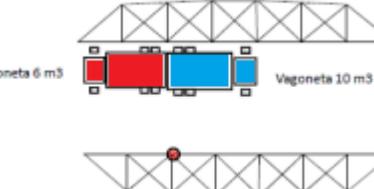
Tabla No. 3. Peso del camión #2.

Color	Rojo
Placa	130871
Peso del eje delantero (kgf)	7800
Peso del eje medio (kgf)	13150
Peso del eje trasero (kgf)	13000
Capacidad nominal (m ³)	6,0



Figura 17. Pesaje de los camiones.

En la figura 18 se presenta los esquemas de las etapas de carga vertical. En total se ejecutaron 12 pasos de carga, en las cuales se varió 4 veces el punto de ubicación del objetivo para registrar el desplazamiento vertical (representado como un círculo rojo en la figura 18). Para cada etapa se realizó una carga a máxima flexión y dos a torsión.

<p>Etapa 1 Flexión 1 P.C. 1</p>		<p>Etapa 1 Torsión 1 P.C. 1</p>	
<p>Etapa 1 Torsión 2 P.C. 1</p>		<p>Etapa 2 Flexión 2 P.C. 2</p>	
<p>Etapa 2 Torsión 3 P.C. 2</p>		<p>Etapa 2 Torsión 4 P.C. 2</p>	
<p>Etapa 3 Flexión 3 P.C. 3</p>		<p>Etapa 3 Torsión 5 P.C. 3</p>	
<p>Etapa 3 Torsión 6 P.C. 3</p>		<p>Etapa 4 Flexión 4 P.C. 4</p>	
<p>Etapa 4 Torsión 7 P.C. 4</p>		<p>Etapa 4 Torsión 8 P.C. 4</p>	

P.C.= punto de control

Figura 18. Configuraciones de carga de la prueba de carga estática, el punto rojo representa el objetivo para medir los desplazamientos verticales.

9. MANEJO DEL TRÁNSITO

En el caso de las prueba de carga estática realizada se requirió del manejo del tránsito vehicular. Para realizar las diferentes etapas de carga descritas en la figura 18 se propuso un Plan de Manejo de Tránsito (PMT) [ref. 24] donde se realizaron cierres intermitentes de un máximo de 6 minutos en un periodo total de 2 horas.

Mediante oficio LM-PI-078-2015 dirigido a la Dirección General de Ingeniería de Tránsito del MOPT se solicitó el permiso para realizar el manejo de tránsito y la prueba de carga. La autorización fue dada mediante oficio DGIT-RP-0124-2015. En la figura 19 se presenta el manejo del tránsito durante la prueba y la presencia de la Policía de Tránsito, quienes de forma muy proactiva colaboraron con la realización de la prueba.

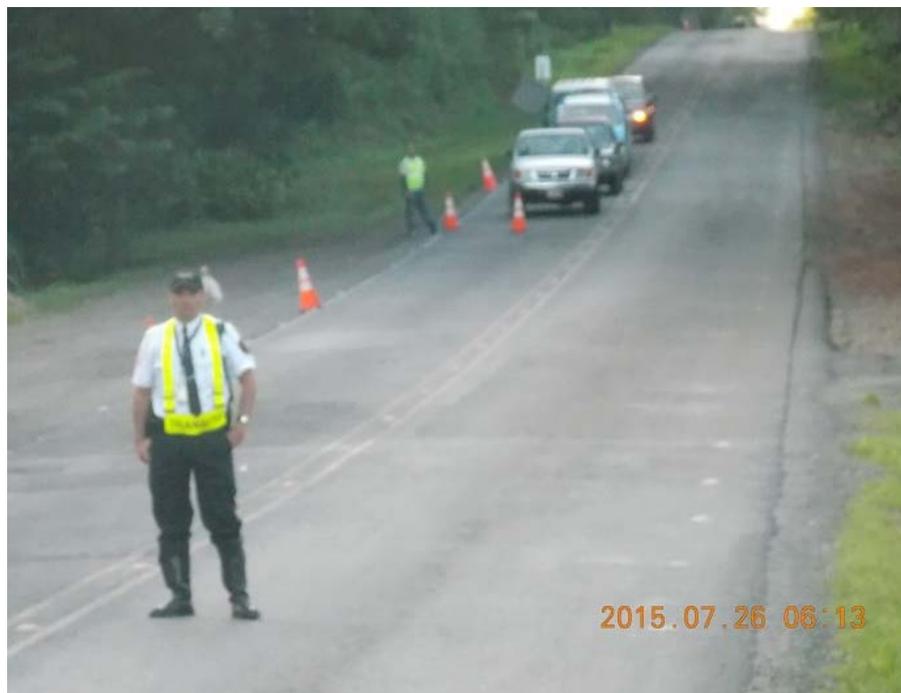


Figura 19. Manejo del tránsito vehicular durante la prueba.

10. MÉTODO EXPERIMENTAL PRUEBA DINÁMICA

A continuación se describirá de manera general el método experimental utilizado para realizar la prueba dinámica.

Se obtienen registros de aceleración inducida por las cargas operacionales sobre el puente en las direcciones vertical y transversal (configuración 1) y luego en las direcciones vertical y longitudinal (configuración 2). En la figuras 20 y 23 se presenta la ubicación de sensores y unidades de adquisición de datos sobre las aceras del puente, sin interrupción del tránsito vehicular. En la figura 21 se presenta la distribución de sensores colocados sobre la estructura del puente, en los nudos 1 a 8 se registraron aceleraciones verticales y en los nodos 9 a 16 aceleraciones verticales y transversales o verticales y longitudinales.

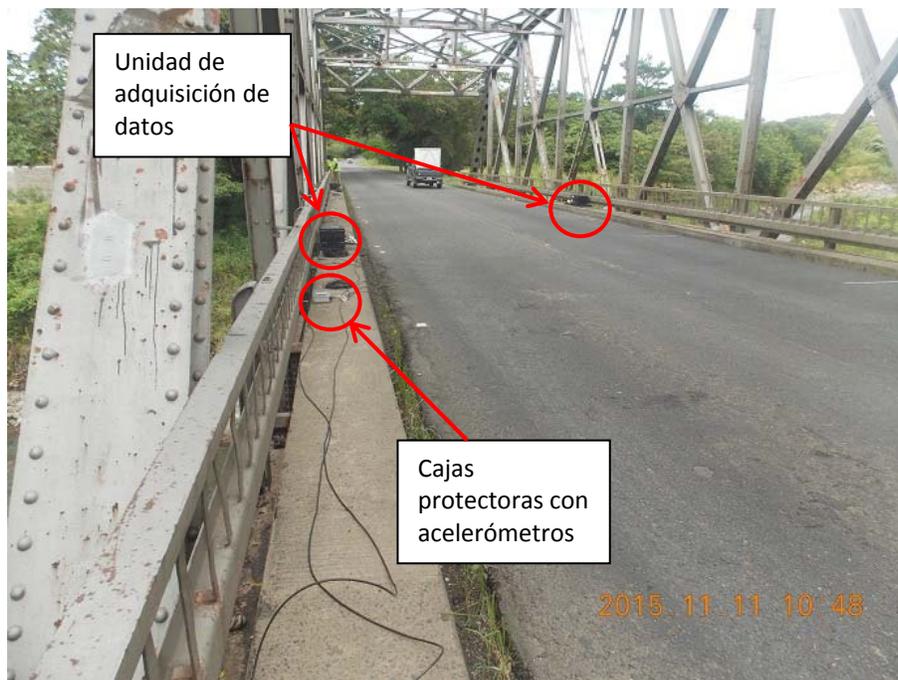


Figura 20. Colocación de sensores en las aceras del puente.

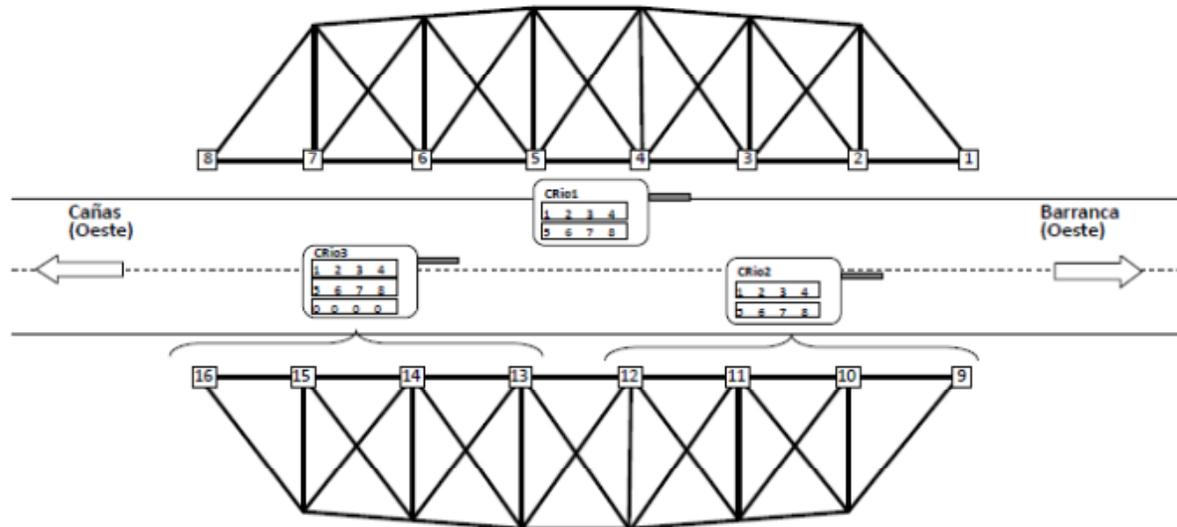


Figura 21. Distribución de sensores sobre el puente

El sistema de adquisición de datos utilizado es un sistema portátil diseñado para monitoreo y evaluación de puentes basado en vibraciones, que consiste en 4 maletas que contienen en cada una de ellas una unidad de adquisición de datos con procesador en tiempo real, con sus módulo de GPS y de vibración, fuente de poder, y un nodo de señal inalámbrica para la comunicación entre el nodo de usuario y cada maleta.

Las unidades de adquisición de datos se comunican de forma inalámbrica con el nodo de usuario, mientras que los sensores lo hacen de forma alámbrica, siendo el sistema híbrido que se comunica cableado e inalámbricamente. Los datos capturados por las unidades de adquisición de datos son sincronizados por GPS, y el algoritmo de adquisición de datos y sincronización fue implementado y verificado previamente por el equipo investigador. La sincronización de los datos es esencial para poder implementar correctamente el método SSI, en la figura 22 se presenta un ejemplo de sincronización de datos de cuatro sensores de aceleración instalados en una estructura en oscilación libre en laboratorio para propósitos de validación del sistema.

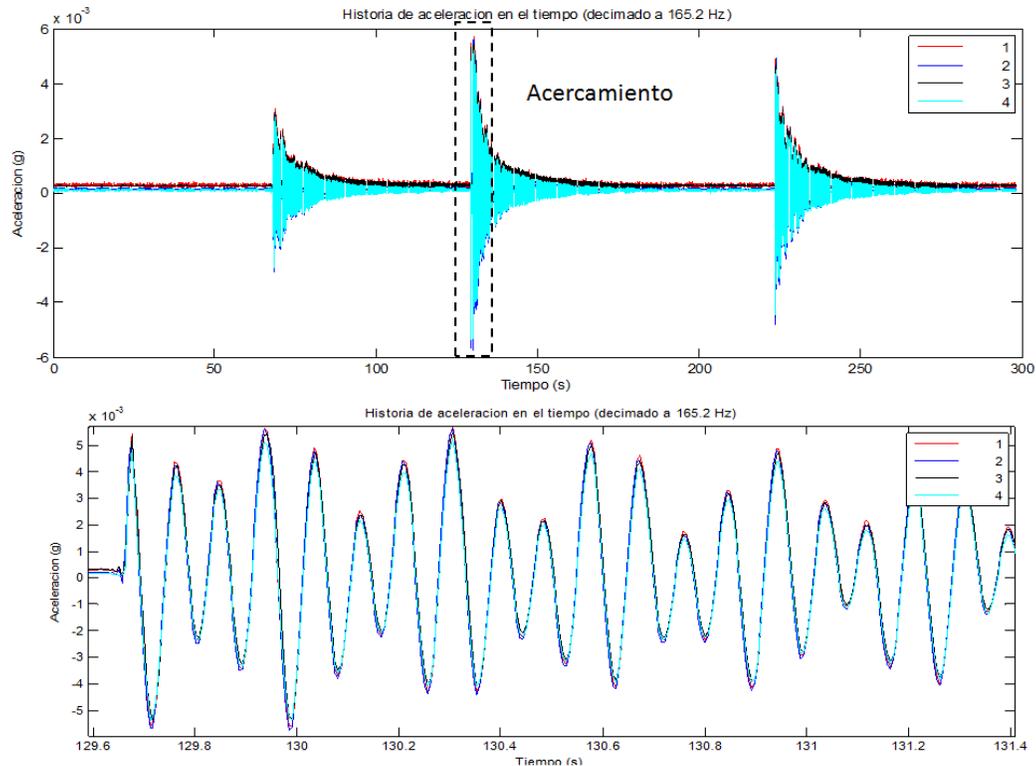


Figura 22. Registros de aceleración sincronizados.

La captura de datos se realiza por periodos definidos y divididos en bloques de 5 minutos para la configuración mostrada en la figura 21 con el tránsito en operación (ver figura 23). La tasa de muestreo en campo es de 1652 Hz (datos por segundo), y los datos obtenidos en campo son llevados a la oficina para su análisis, donde se obtienen las frecuencias y formas modales operacionales de la estructura. Los datos adquiridos deben ser revisados en forma exhaustiva canal por canal y pasar por filtros para estar en el rango de frecuencias que favorecen la identificación de los modos de vibración del puente. En caso de puentes con daños (comportándose ya en el rango inelástico, por lo tanto, no es lineal el sistema), técnicas más avanzadas de pre-procesamiento puede ser requeridas para descartar señales debido a la no-linealidad de la estructura.



Figura 23. Vista de superestructura con equipos en las aceras. Nótese que el monitoreo no interrumpe el tránsito de vehículos.

Las frecuencias naturales de la estructura son determinadas a partir del diagrama de estabilización como el mostrado en la figura 24, el cual corresponde a la estructura sencilla utilizada en laboratorio (modelo de 3 pisos) para la validación de sistema de adquisición de datos. Únicamente aquellos modos (parámetros modales) que se estabilizan conforme aumenta el orden de la matriz de Toeplitz se tomarán en cuenta, caso contrario podría tratarse de modos transitorios o modos no bien excitados de los que no se obtendrá buena calidad y certeza en su identificación.

Además, en el fondo y superpuesto al diagrama de estabilización de la figura 24 se encuentra el resultado del método de “Descomposición en el Dominio de Frecuencias” (Frequency Domain Decomposition, FDD por sus siglas en inglés), el cual similarmente es un método de subespacios en el dominio de frecuencias que consiste en aplicar Descomposición de Valores Singulares de la matriz de densidad espectral cruzada. Los dos primeros valores singulares de la matriz descompuesta (representados con líneas azul y

verde) son graficados en conjunto con el diagrama de estabilización permitiendo así visualizar todavía mejor las señales adquiridas y sus componentes armónicos.

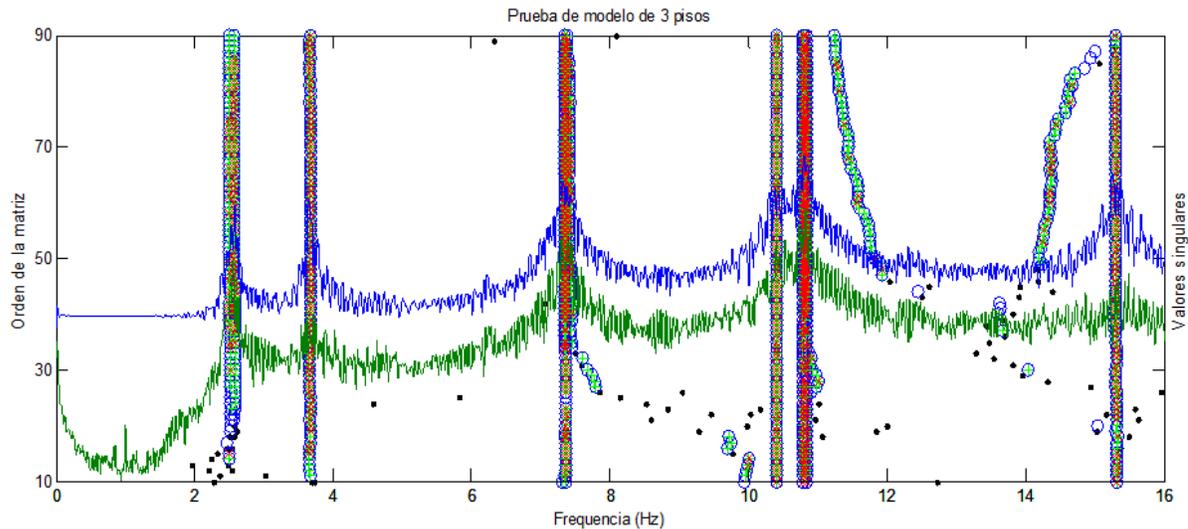


Figura 24. Diagrama de estabilización de frecuencias de una estructura sencilla.

Cuando no se cuenta con mediciones experimentales del puente recién construido o en su estado “sano”, se tiene que adoptar un modelo analítico elástico de elementos finitos, construido con base en la geometría y especificaciones de los planos de construcción, como condición ideal para comparar con los resultados experimentales, y de esta forma localizar y cuantificar posible daño. Sin embargo, el método de los elementos finitos también podría acarrear error de modelación.

Una vez construido el modelo analítico, se procede a hacer análisis modal del modelo y comparar los resultados analíticos con las frecuencias y formas modales experimentales. Si se obtienen diferencias significativas entre los resultados experimentales y analíticos más allá del nivel de incertidumbre del modelado con elemento finito, es indicativo de daño en la estructura. Para determinar la pérdida en la rigidez de la estructura se debe “ajustar” manualmente el modelo de elementos finitos mediante la introducción de factores de reducción de la rigidez en diferentes regiones, hasta lograr minimizar el error que hay entre el modelo experimental y el modelo analítico. Este ajuste se realiza basado en criterios de

análisis estructural que permiten ubicar las zonas de mayor demanda de esfuerzos y por lo tanto, más propensos a daño. Finalmente, estos factores de reducción serían los indicadores del grado de daño que ha sufrido la estructura.

11. RESULTADOS EXPERIMENTALES PRUEBA ESTÁTICA

En la figura 25 se presenta la numeración de los sensores utilizado durante la prueba de carga. Se utilizaron diez galgas extensométricas comerciales y reutilizables para instrumentación de puentes marca BDI, tres galgas extensométricas convencionales, seis inclinómetros BDI y dos sensores de desplazamiento tipo LVDT. Además se registró la deformación utilizando un sistema de análisis de imagen [ref. 22].

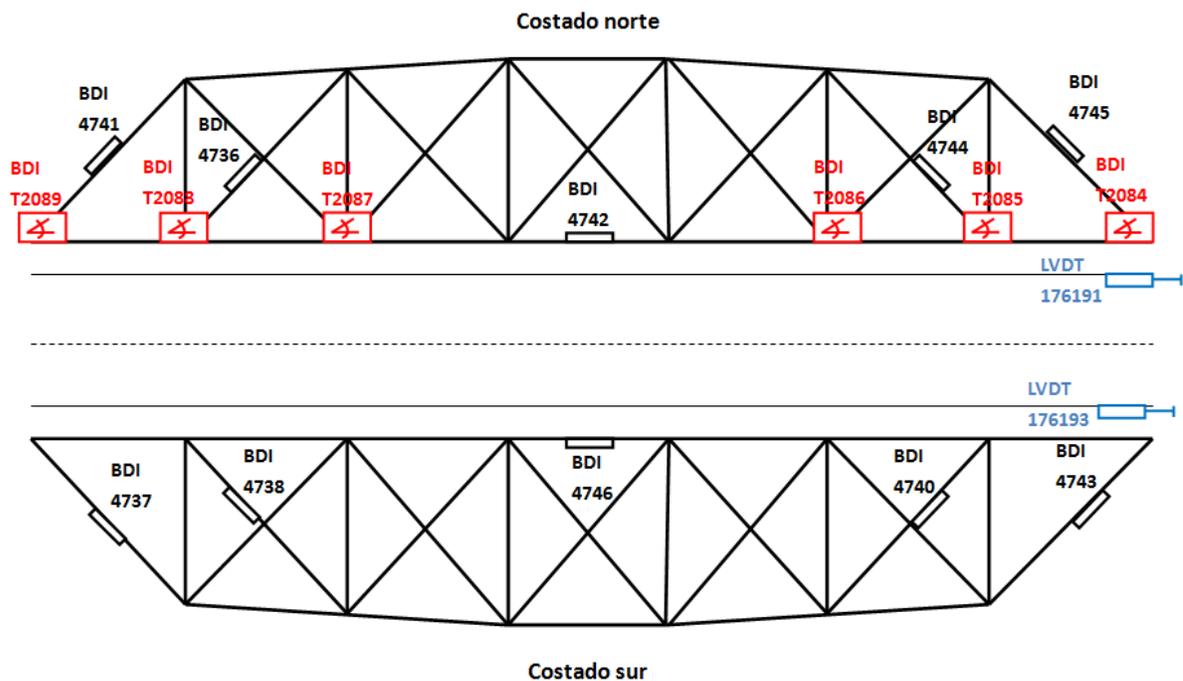


Figura 25. Instrumentación para la prueba de carga estática.

En la figura 26 se presenta el registro de deformación vertical durante las diferentes etapas de carga de la prueba (ver figura 18), nótese que se registraron deformaciones de hasta 8 milímetros. En la figura 27 se presenta el registro de temperatura bajo y sobre el tablero durante la prueba de carga, nótese el aumento de temperatura que tiene influencia en los gráficos de deformación unitaria presentados a continuación.

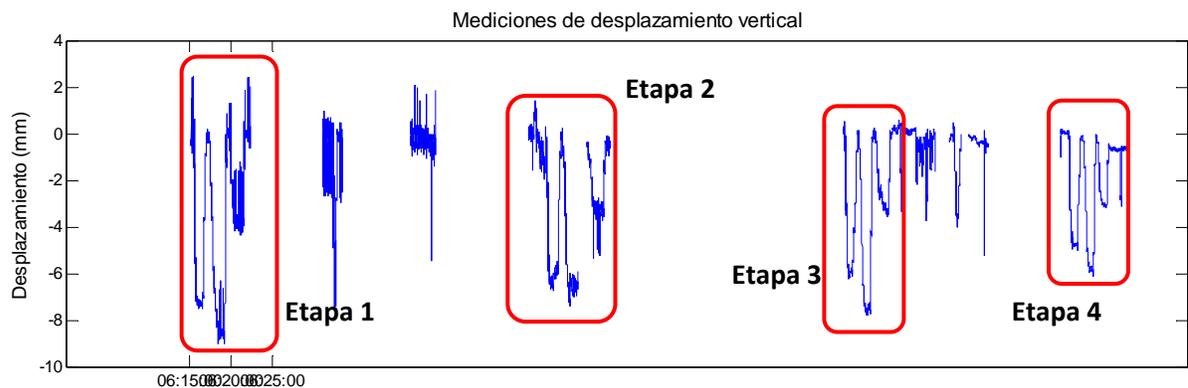


Figura 26. Desplazamiento vertical de los objetivos.

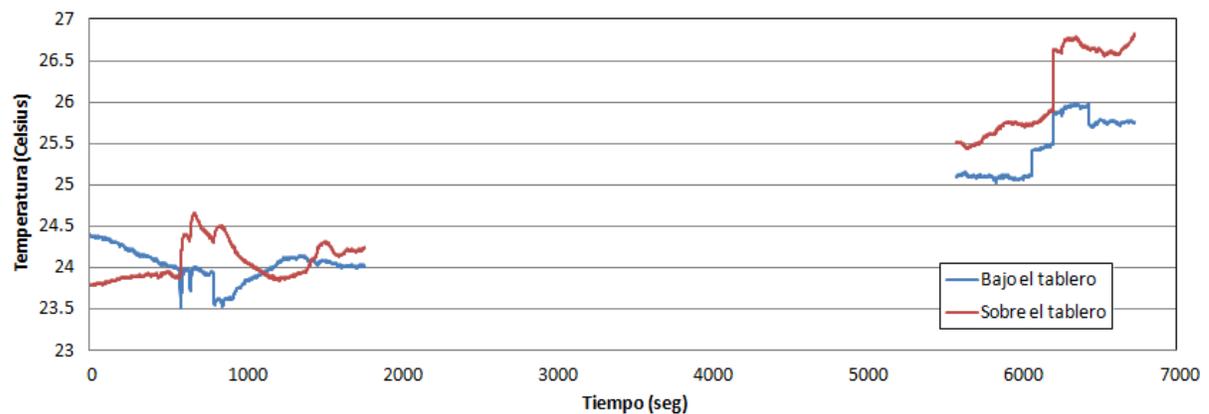


Figura 27. Registro de temperatura durante la prueba.

En la Tabla No. 5 se presenta un resumen de los valores experimentales obtenidos de la deformación vertical en los puntos de control para cada configuración de carga de la prueba de carga estática. En la figura 18 se presenta los esquemas de las configuraciones de carga y de la ubicación de los puntos de control. Nótese que como es de esperar el mayor valor de deformación obtenido se da en las configuraciones de torsión cuando los camiones se ubicaron en el mismo costado que el punto de control.

Tabla No. 5. Resumen de las deformación vertical en los puntos de control para cada configuración de carga.

Punto de control	Configuración	Deformación vertical (mm)
1	Flexión 1	-7.28
	Torsión 1	-8.57
	Torsión 2	-3.80
2	Flexión 2	-6.27
	Torsión 3	-6.52
	Torsión 4	-3.19
3	Flexión 3	-6.05
	Torsión 5	-7.54
	Torsión 6	-3.16
4	Flexión 4	-4.79
	Torsión 7	-5.70
	Torsión 8	-3.04

En las figuras 28 a 37 se presenta los valores de deformación unitaria registrados en las 13 galgas extensométricas colocadas en el puente. En los registros de las figuras 28 y 29 se presentan los datos de las galgas convencionales colocadas en el mismo elemento donde se colocó un sensor reutilizable para monitoreo de puentes.

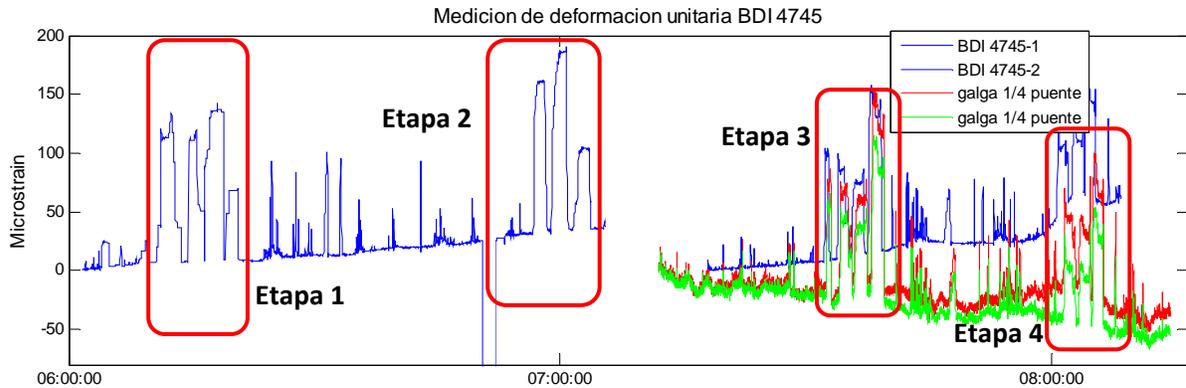


Figura 28. Deformación unitaria del sensor BDI 4745 (cuerda superior, costado norte) y en dos galgas convencionales.

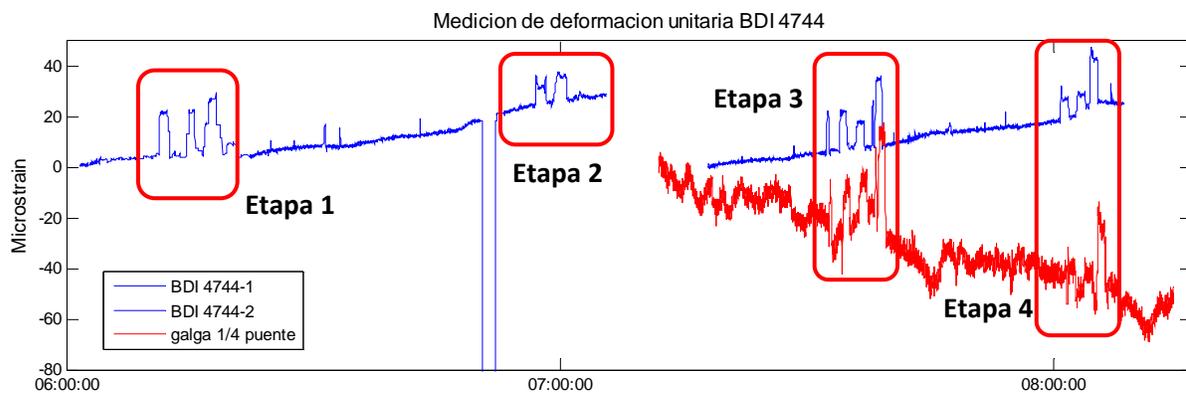


Figura 29. Deformación unitaria del sensor BDI 4744 (diagonal costado norte) y en una galga convencional.

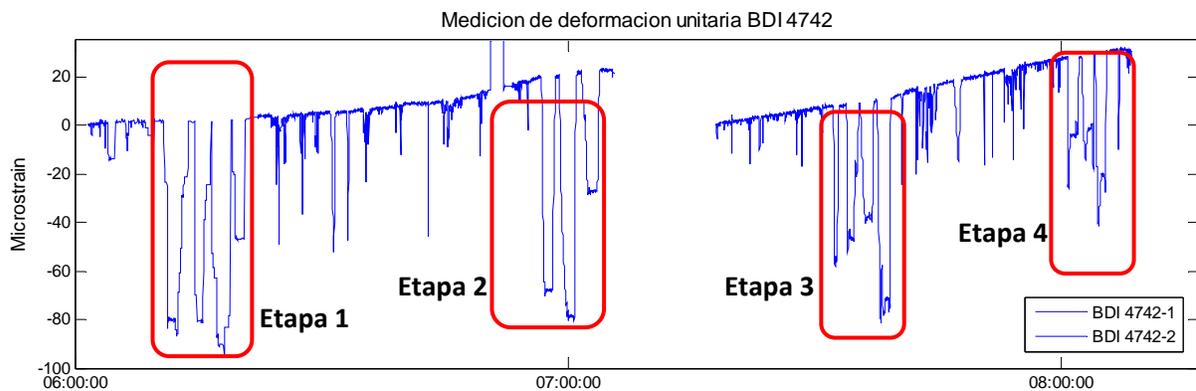


Figura 30. Deformación unitaria del sensor BDI 4742 (cuerda inferior costado norte).

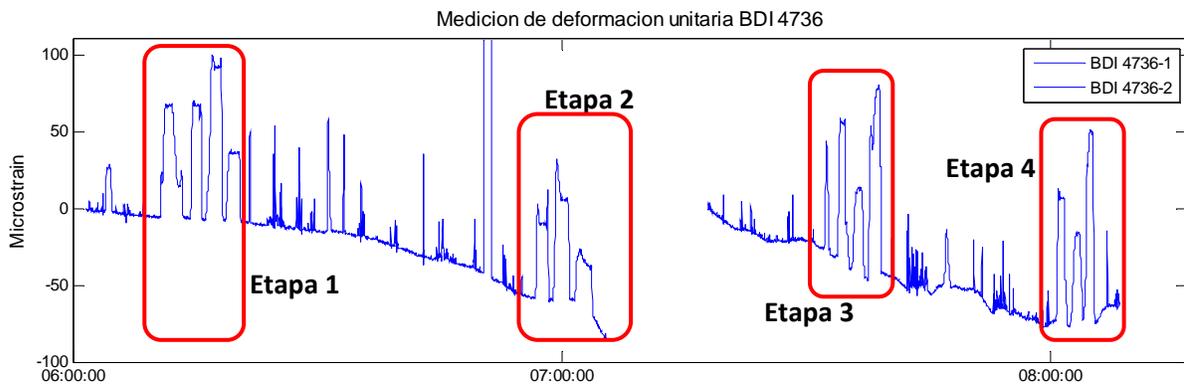


Figura 31. Deformación unitaria del sensor BDI 4736 (diagonal costado norte).

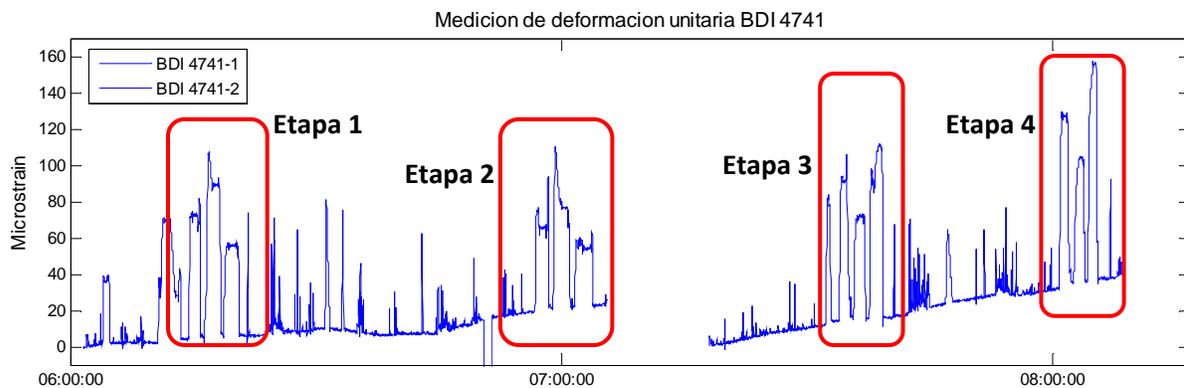


Figura 32. Deformación unitaria del sensor BDI 4741 (cuerda superior costado norte).

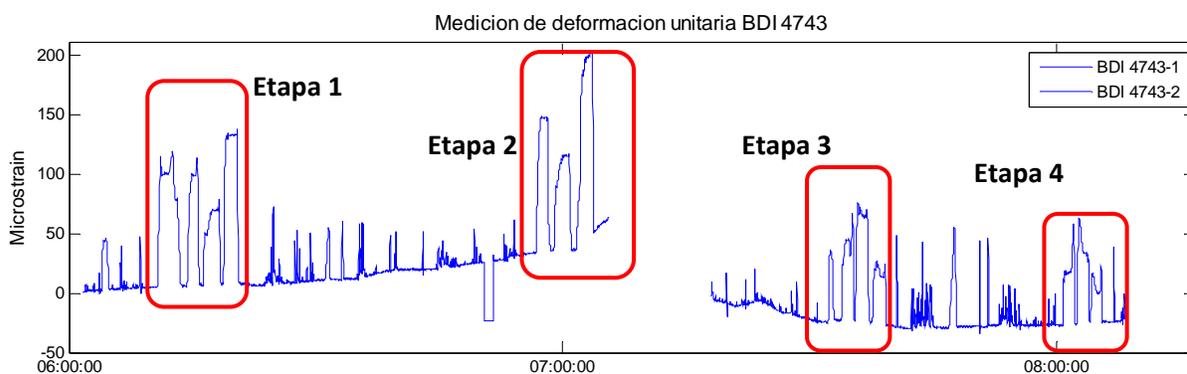


Figura 33. Deformación unitaria del sensor BDI 4743 (cuerda superior costado sur).

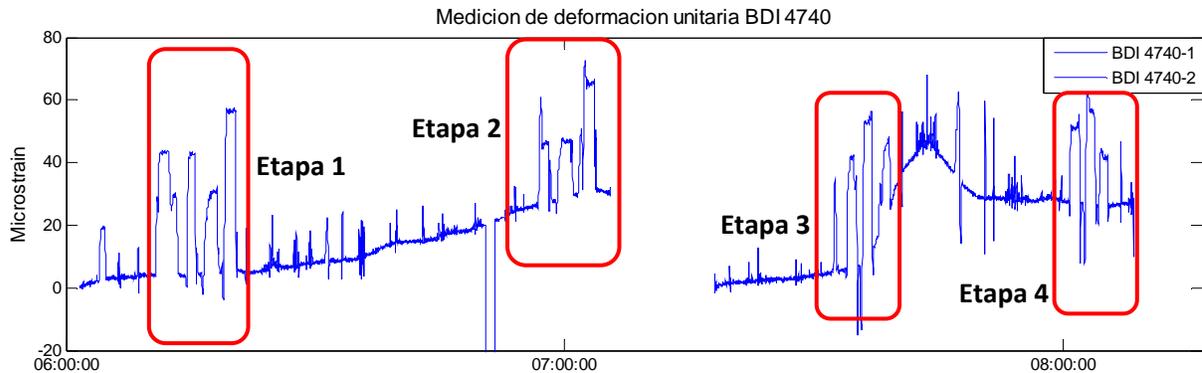


Figura 34. Deformación unitaria del sensor BDI 4740 (diagonal costado sur).

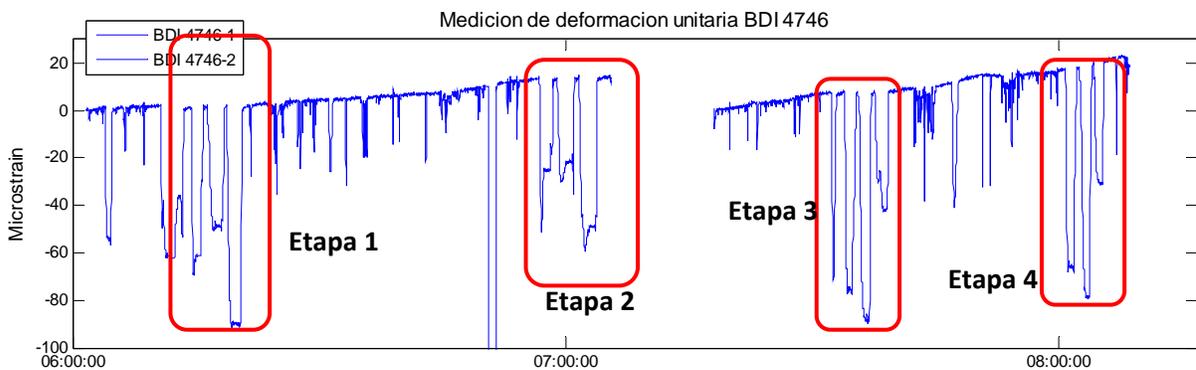


Figura 35. Deformación unitaria del sensor BDI 4746 (cuerda inferior costado sur).

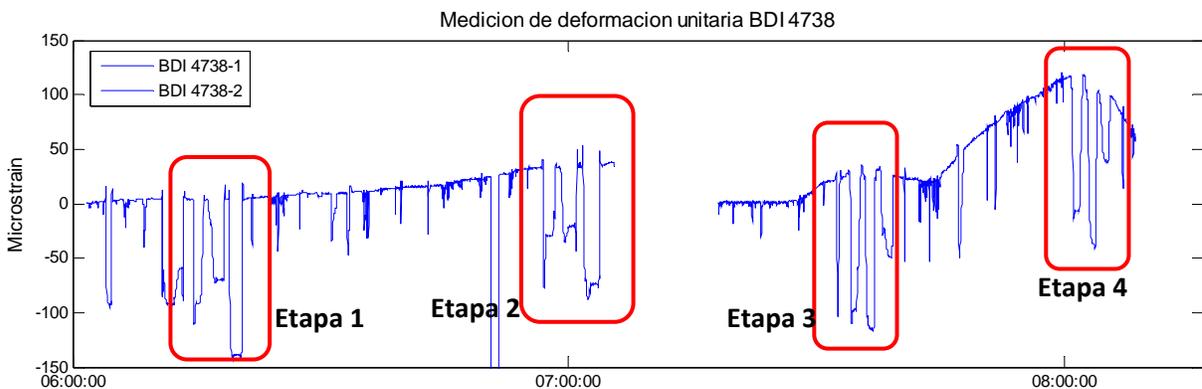


Figura 36. Deformación unitaria del sensor BDI 4738 (diagonal costado sur).

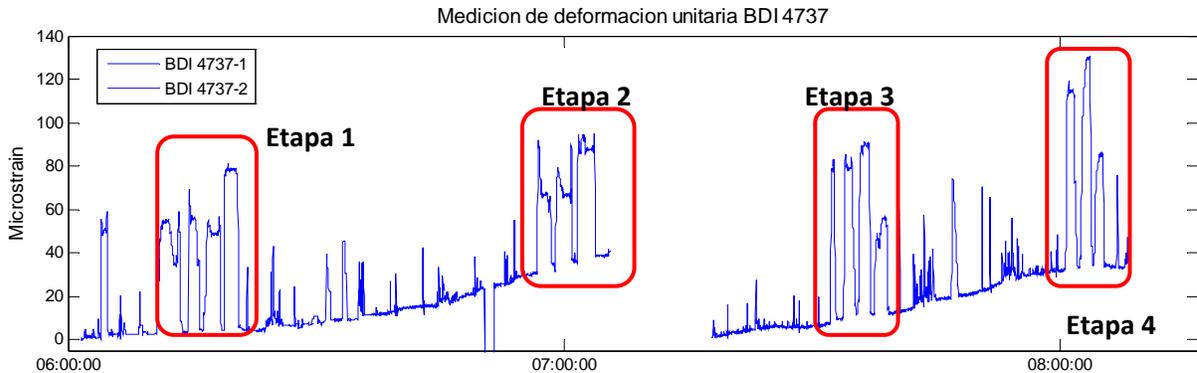


Figura 37. Deformación unitaria del sensor BDI 4737 (cuerda superior costado sur).

En las figuras 38 a 43 se presentan los registros de la inclinación de seis nodos de la cercha del costado norte del puente (ver figuras 16 y 25). EN este caso el efecto de la temperatura no se observa debido a que se trata de un puente simplemente apoyado.

Se observa en las figuras mostradas para las mediciones de galgas reutilizables BDI, un corrimiento en la línea base de las mediciones de deformación. Este corrimiento se debe al calentamiento de la carcasa del sensor ante la exposición del sol, lo que se traduce en un deseo de expansión de la carcasa por efecto térmico pero restringido por las patas adheridas sobre los elementos, lo cual se traduce en deformaciones permanentes de compresión (deformación positiva es compresión, negativa es tensión). Mientras que en las figura 28 y 29 donde se puede observar la deformación unitaria registrada por las galgas de 1/4 de puente, el corrimiento en la línea base es en la dirección de tensión, el cual sí evidencia directamente la expansión térmica que sufren los elementos por la exposición ante el sol, que han llegado al nivel de 60 “micro-strains”, esto pues, estas galgas convencionales tipo “lámina” se adhieren por completo en la superficie y carecen de carcasa como la que tienen las galgas reutilizables BDI.

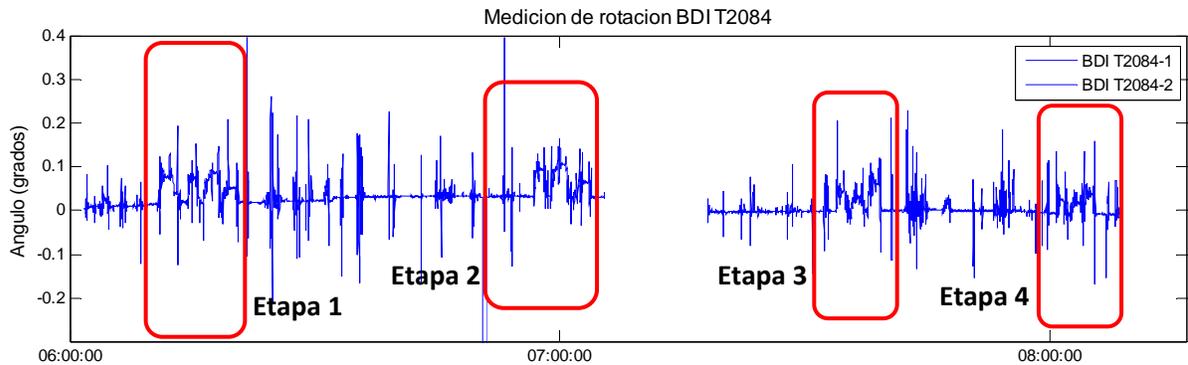


Figura 38. Inclinación registrada por el sensor BDI T2084 (nodo 1).

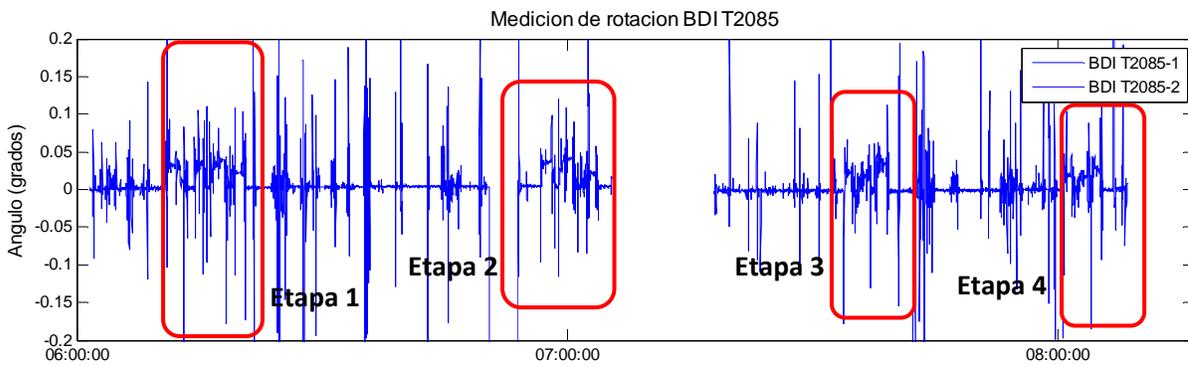


Figura 39. Inclinación registrada por el sensor BDI T2085 (nodo 2).

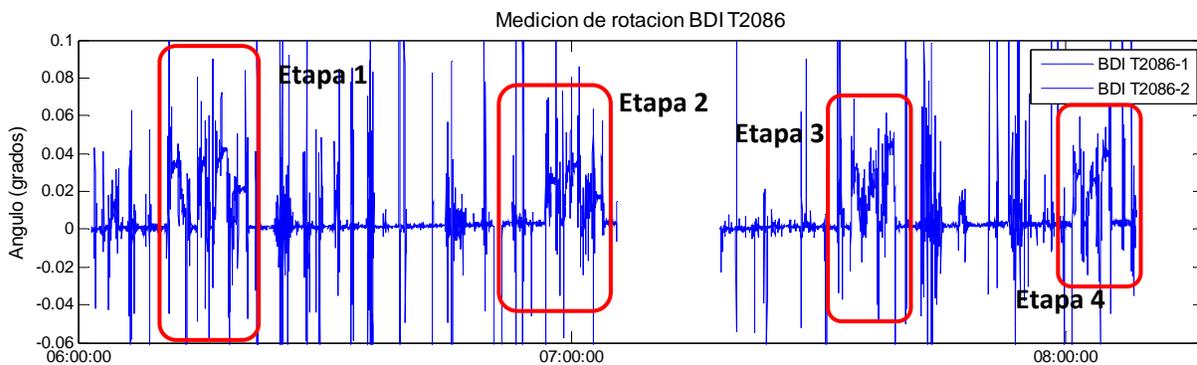


Figura 40. Inclinación registrada por el sensor BDI T2086 (nodo 3).

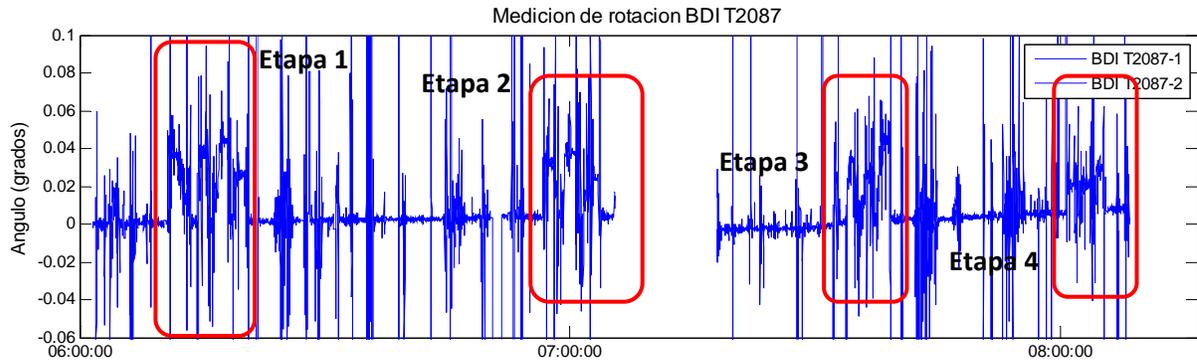


Figura 41. Inclinación registrada por el sensor BDI T2087 (nodo 6).

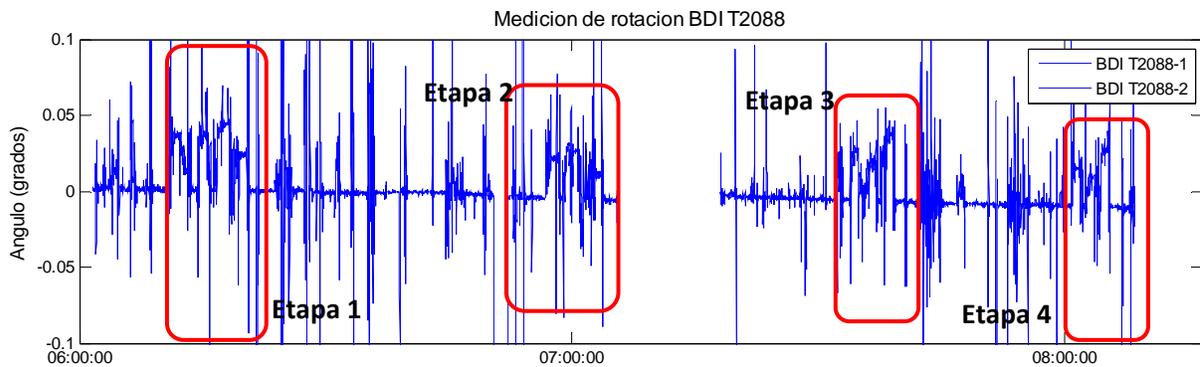


Figura 42. Inclinación registrada por el sensor BDI T2088 (nodo 7).

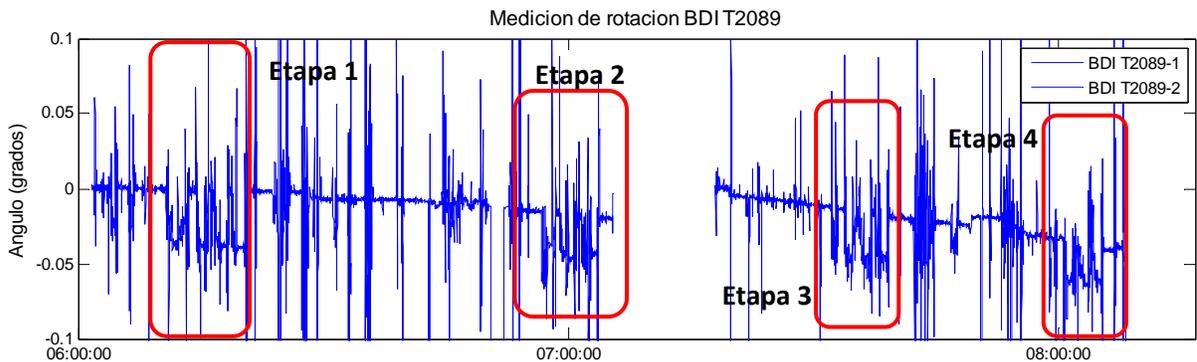


Figura 43. Inclinación registrada por el sensor BDI T2089 (Nodo 8).

En las figuras 44 y 45 se presentan los registros de deformación longitudinal en los sensores de deformación colocados en la junta del acceso 1.

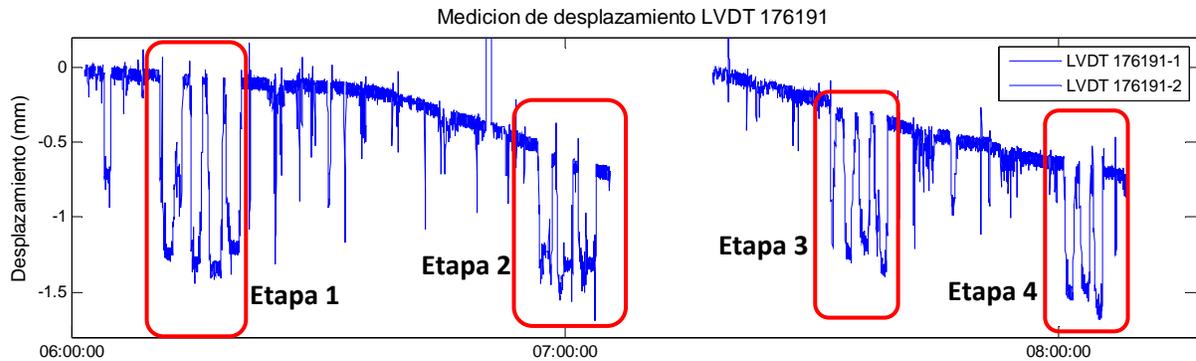


Figura 44. Deformación longitudinal registrada por el LVDT 176191 (costado norte).

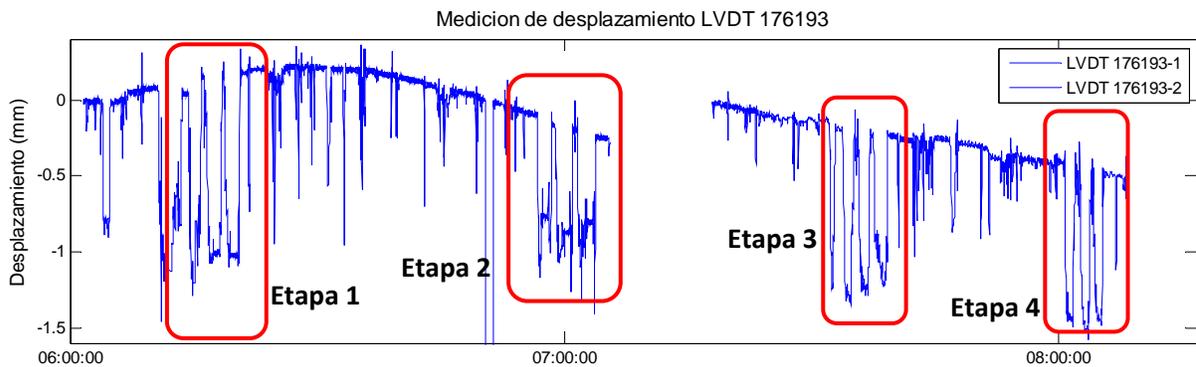


Figura 45. Deformación longitudinal registrada por el LVDT 176193 (costado sur).

12. RESULTADOS EXPERIMENTALES PRUEBA DINÁMICA

En la figura 46 se presentan los registros de aceleración vertical de los 8 nodos del costado norte del puente en un periodo de 5 minutos, todos con la misma escala de aceleración. Nótese que los nodos más cercanos a la junta del acceso 1 (nodos 1 y 2) experimentan aceleraciones de mayor valor que el resto de los nodos, debido a la influencia del comportamiento local del tablero dañado contiguo a la junta de expansión del acceso 1. En el caso del nodo 1 (ver figuras 21 y 47) se registró un valor máximo de aceleración de 1,52g en el nodo 2 el máximo es de 0,59g mientras en los nodos 3 a 8 se registró un valor máximo de 0,28g.

Los impactos de los camiones sobre la junta son una carga impulsiva que provoca que el tablero experimente vibraciones locales que son transmitidas al resto de la estructura del puente. Dichas cargas impulsivas inducen un comportamiento conocido como fugas espectrales (spectral leakage en inglés) cuando se analiza la señal en el dominio de la frecuencia. En la figura 48 se presenta los espectros de frecuencia de aceleración vertical correspondiente al bloque 3 registrada en los nodos 1 y 2 donde se presentó el fenómeno de manchado espectral.

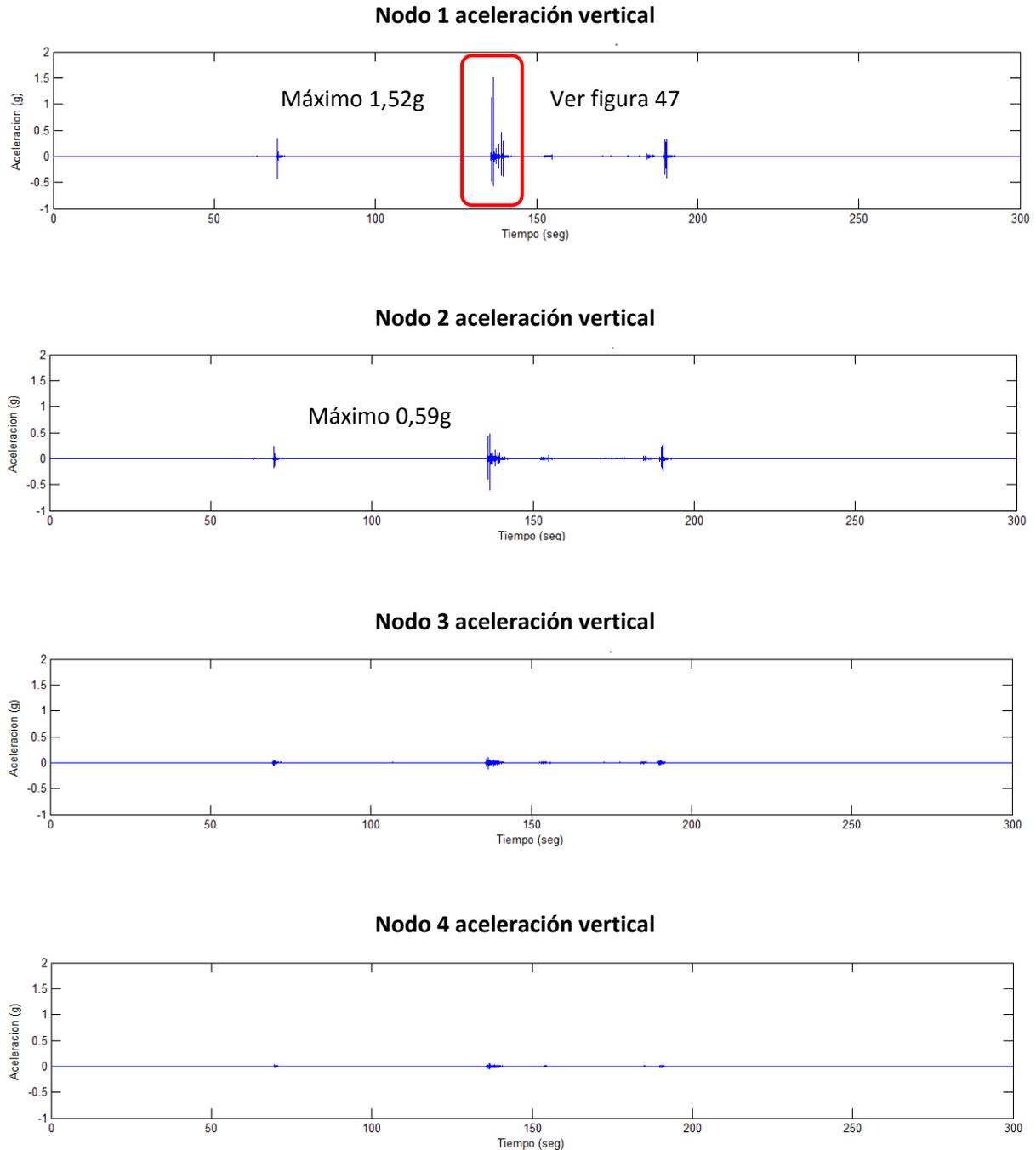
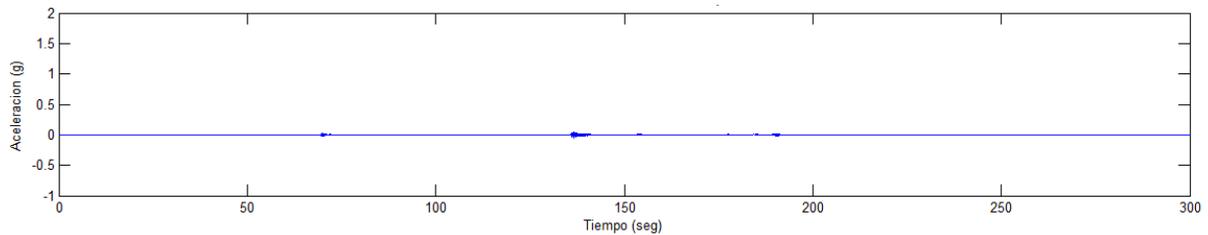
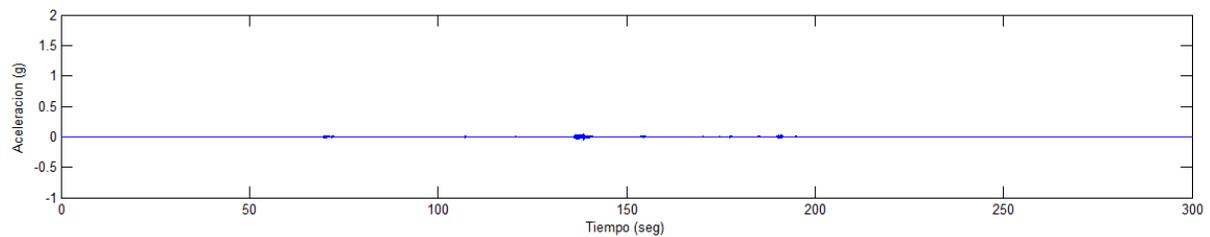


Figura 46. Registros de aceleración vertical del costado norte (bloque 3).
 (Continúa en la página siguiente)

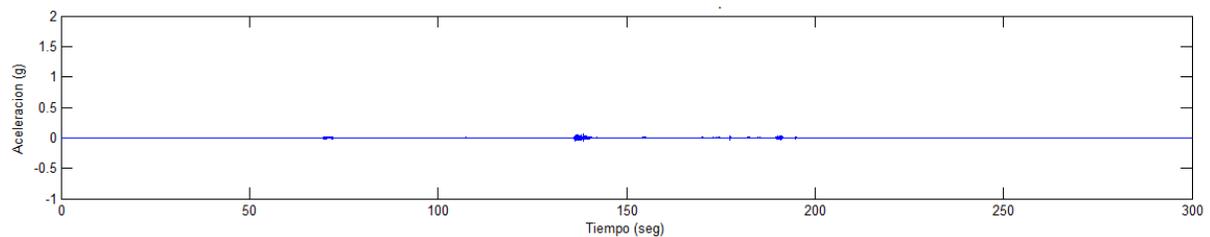
Nodo 5 aceleración vertical



Nodo 6 aceleración vertical



Nodo 7 aceleración vertical



Nodo 8 aceleración vertical

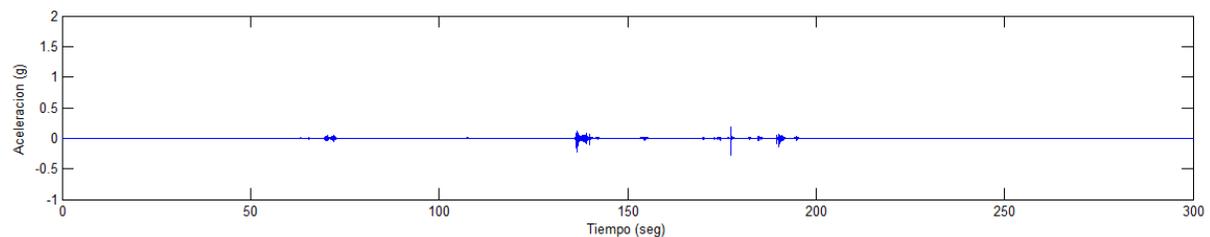


Figura 46 (continuación). Registros de aceleración vertical del costado norte (bloque 3).

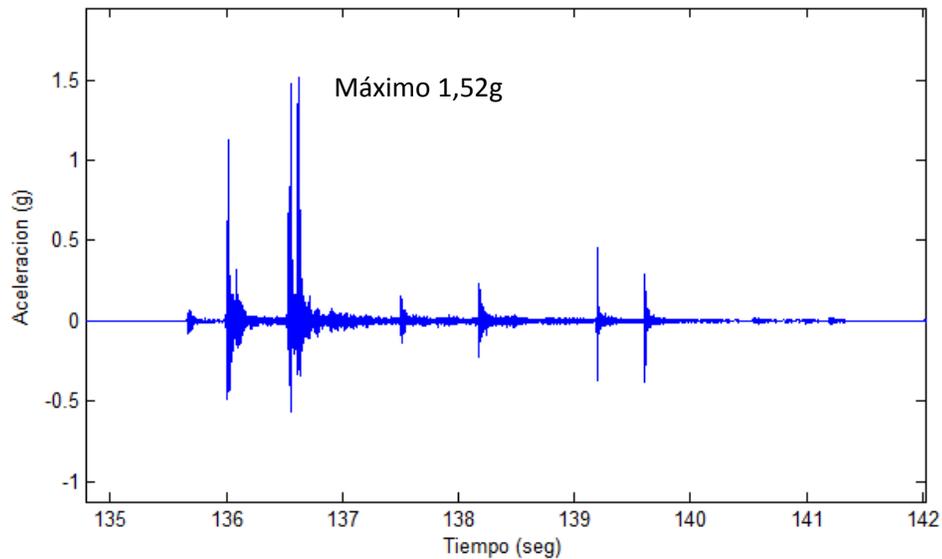
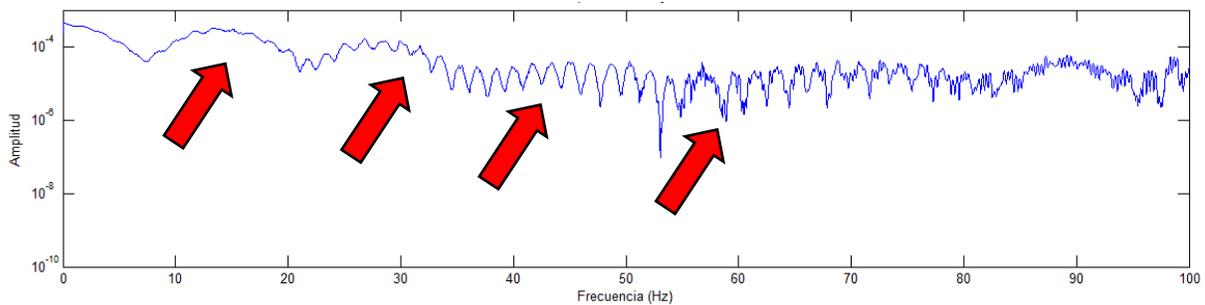


Figura 47. Detalle del registro de aceleración del nodo 1 (bloque 3) el cual es el más cercano a la falla en el tablero cerca de la junta del acceso 1.

Nodo 1 espectro de frecuencias de aceleración vertical



Nodo 2 espectro de frecuencias de aceleración vertical

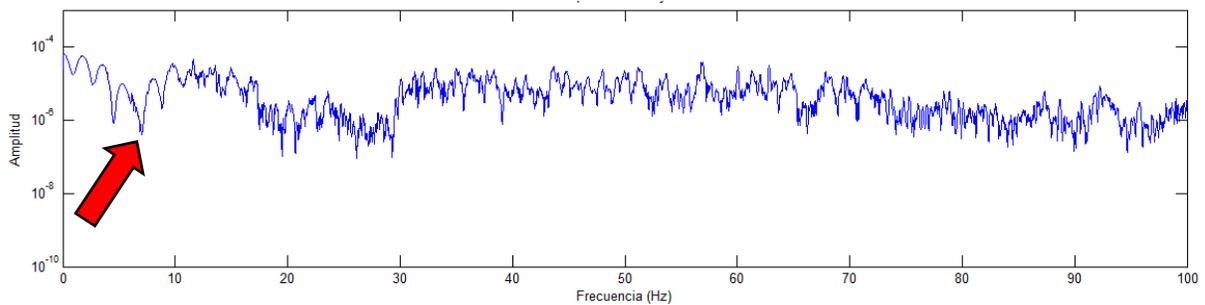


Figura 48. Espectros de frecuencia con fugas espectrales (bloque 3).

En la figura 49 se presenta el espectro de aceleración vertical registrada en el nodo 5 correspondiente al bloque 3. En este caso no se observa fuga espectral debido a que el comportamiento local del tablero no tiene influencia significativa en el nodo 5

Nodo 5 espectro de frecuencias de aceleración vertical

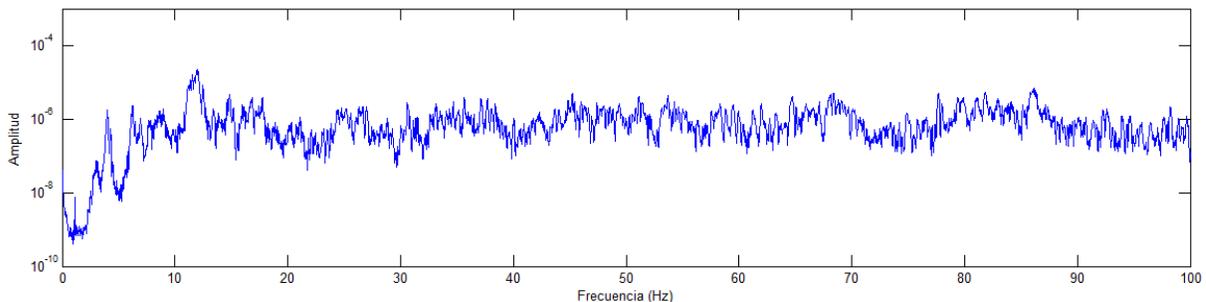


Figura 49. Espectros de frecuencia de aceleración vertical (bloque 3).

Cada bloque de 5 minutos de medición es utilizado como datos de entrada para el método SSI-COV. En la figura 50 se presenta el diagrama de estabilización resultado del análisis para el quinto bloque de datos de la configuración 1, con una disminución de la frecuencia de muestreo hasta 27.53 Hz para facilitar la identificación de frecuencias bajas, y el orden del sistema a identificar se definió como 30. En este caso se eliminaron los registros de aceleración transversal para ignorar la influencia de las cargas impulsivas producidas por los vehículos pesados al impactar la junta del acceso 1.

El criterio de estabilización utilizado para el análisis del puente sobre el río Seco (Ruta No. 1) es considerar que las frecuencias son estables si existe menos de 1% de diferencia entre las calculadas por el orden de matriz $n-1$ y por el orden n , en cuanto a formas modales 3%, y con respecto a amortiguamiento 5%. Un punto negro en el diagrama indica modos con frecuencia estable; un círculo negro indica forma modal estable; y una cruz roja indica que el amortiguamiento también es estable.

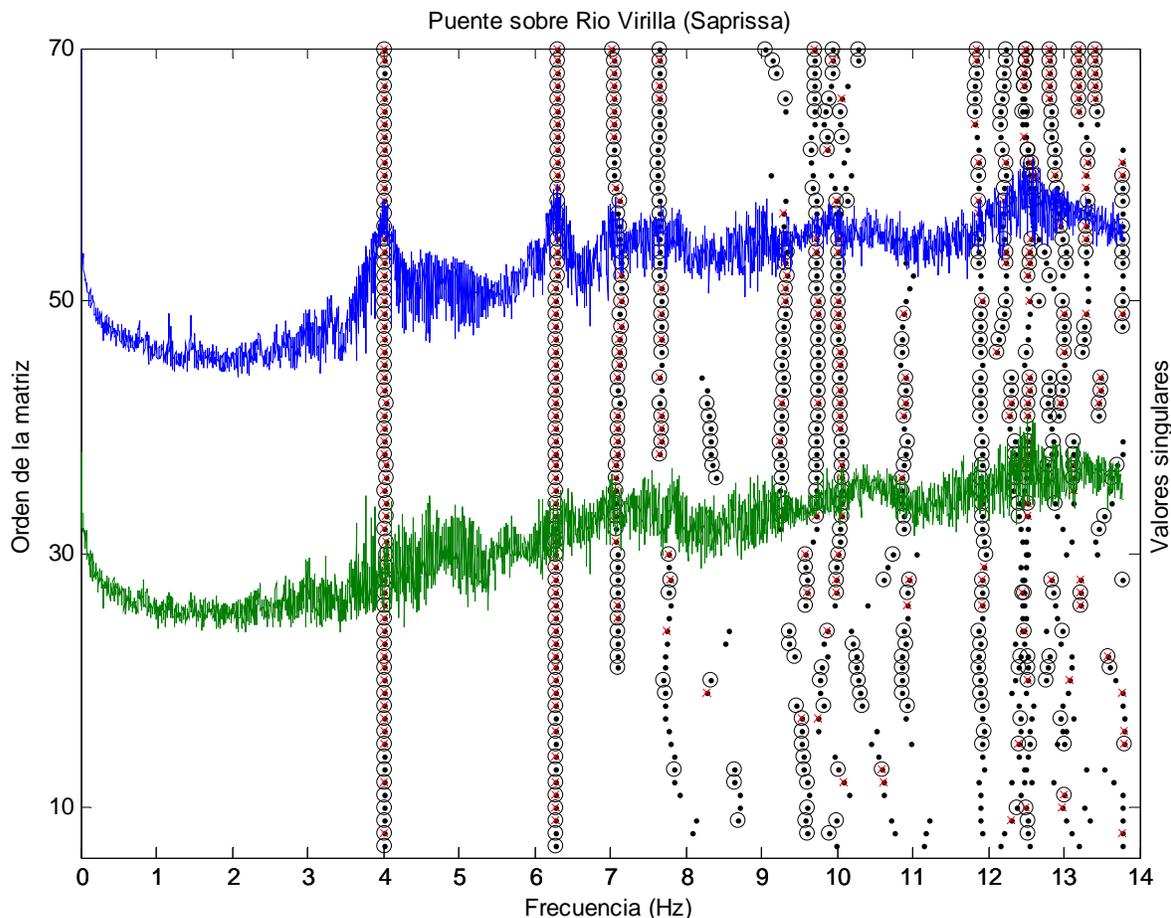


Figura 50. Diagrama de estabilización correspondiente al bloque 5.

Debido a que no todos modos son excitados en un lapso de tiempo dado, se debe revisar todos los bloques de datos obtenidos en campo y discriminar los modos de acuerdo con sus frecuencias y formas modales, de forma que se puede obtener un rango de valores de frecuencias naturales obtenidas para un mismo modo. En la Tabla No. 5 se resume las frecuencias naturales identificadas. En la figura 51 se presenta las formas modales experimentales correspondientes a los diferentes modos de vibración.

Cabe mencionar que las coordenadas de las formas modales experimentales de los nodos son extraídas directamente de los registros de aceleración por el método SSI-COV, no se basa en análisis con modelos analíticos, por lo tanto son uno de los resultados más importantes para la detección de daño.

En la figura 52 se presenta ejemplos de formas modales con la influencia del comportamiento local de la losa debido a las cargas impulsivas debido a los impactos de los vehículos pesados en la junta del acceso 1. Se debe recordar que los sensores más cercanos a dicha junta experimentan aceleraciones inducidas por el tramo de tablero dañado (ver figuras 46 y 47).

Tabla No. 5. Resumen de las formas modales operacionales identificadas.

MODO	Frecuencia (Hz)			Cantidad de veces indentificado
	Mínimo (Hz)	Promedio (Hz)	Máximo (Hz)	
Cuerpo rígido longitudinal	3.1494	3.1559	3.1652	3
1er Flexión vertical	3.9934	4.0410	4.1458	20
2do Flexión vertical	6.1586	6.3470	6.7623	19
1er Torsión	6.7250	6.8797	7.0278	15
1er Flexión vertical + torsión	7.1577	7.4111	7.7094	4
2do Flexión vertical + torsión	8.5478	8.5541	8.5604	2
3er Flexión vertical + torsión	8.7627	8.8342	8.8944	6
3er Flexión vertical + torsión (bis)	10.3166	10.3303	10.3440	2
2do Torsión	12.1311	12.4013	12.5865	6

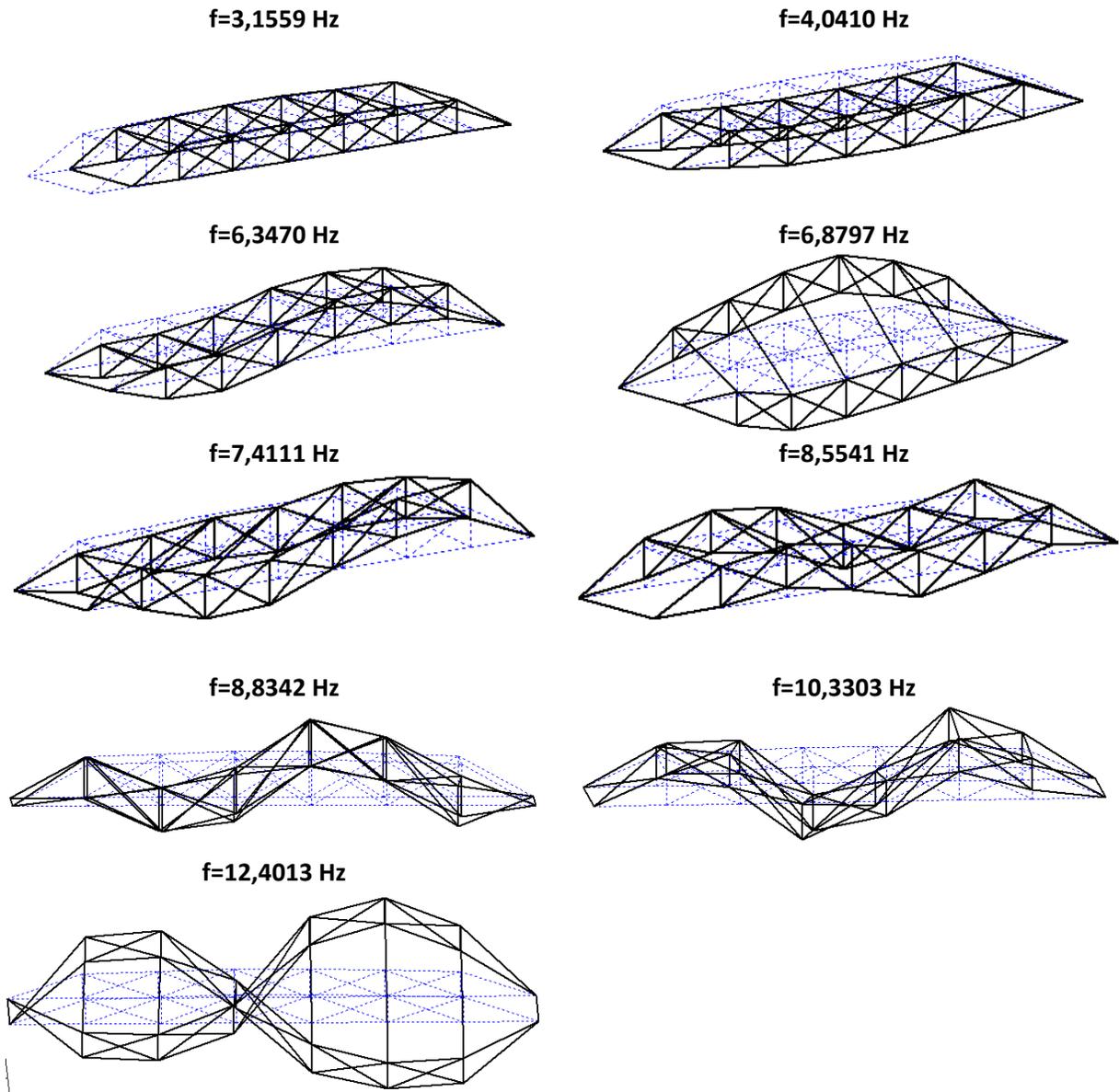


Figura 51. Formas modales experimentales identificadas.

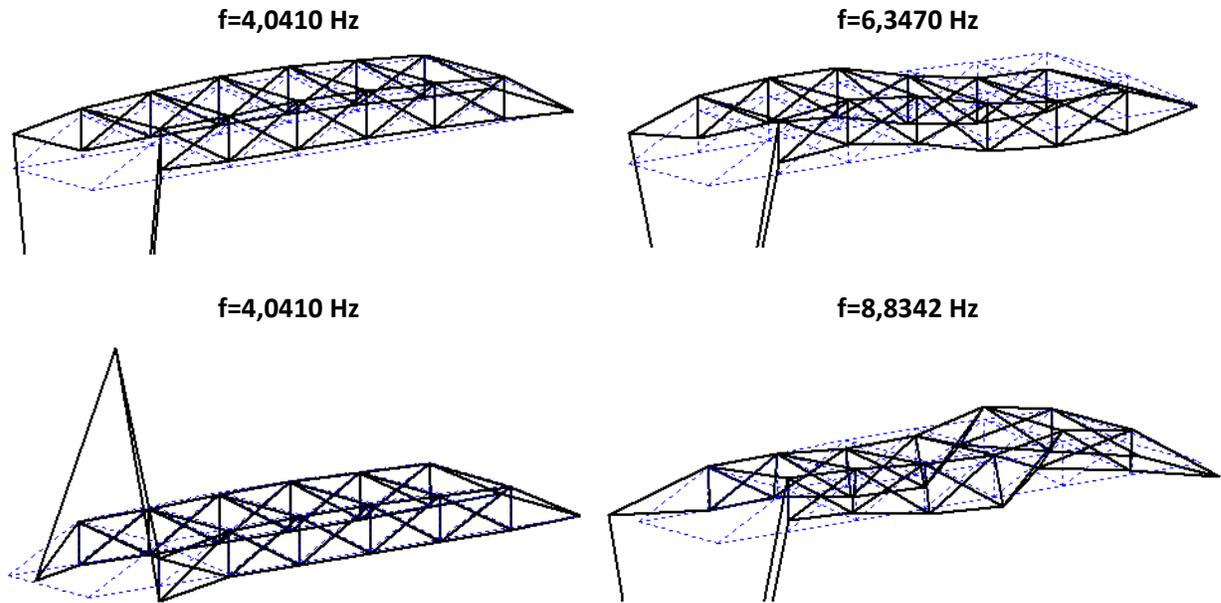


Figura 52. Formas modales locales con influencia del comportamiento local del tablero dañado

13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este informe se presentan los resultados del monitoreo del puente sobre el Río Seco ubicado en la Ruta Nacional No. 1. Los resultados experimentales corresponden a una prueba de carga estática y a una prueba de carga dinámica realizada independientemente.

Con base en el análisis realizado y la información disponible se concluye lo siguiente:

- a. La Unidad de Puentes del PITRA-LanammeUCR ha documentado el problema de la junta de expansión del acceso 1 y el tablero desde noviembre del año 2011 sin que se haya implementado una solución definitiva. La solución utilizada hasta la fecha de rellenar la junta y el agujero en el tablero con asfalto ha sido de carácter temporal y técnicamente inaceptables. Este tipo de daños en tableros pueden propiciar fatalidades como fue el caso en el puente sobre el río Lagarto en ruta No.1 el primero de febrero del 2010 donde

se perdieron 2 vidas. Se debe recordar que la intervención de este puente se declaró de interés nacional el día 8 de mayo del 2014.

- b. Los daños observados en el puente son los mismos documentos en el informe LM-PI-UP-PN07-2010, sin que se evidencie alguna intervención significativa. Adicionalmente a los daños observados en el pasado se observó la falla en la soldadura de uno de los elementos del reforzamiento diseñado en 1997.
- c. Los resultados de la prueba de carga dinámica presentan influencia del comportamiento del tablero dañado cerca del acceso 2. Dicha influencia se observa en los registros de aceleración, en los análisis de densidad espectral en el dominio de la frecuencia de los registros de aceleración y en los comportamientos locales presentes en los modos de oscilación identificados. Se concluye que el daño en la junta de expansión y el tablero afectan negativamente el comportamiento de la estructura induciendo vibraciones locales que fueron confirmadas mediante el análisis modal operacional de la estructural

Por lo tanto, con el propósito de mejorar el estado de conservación de la estructura se recomienda a la Administración realizar las siguientes acciones:

1. Solucionar definitivamente el problema observado en las juntas de expansión y el tablero del puente mediante los procedimientos administrativos pertinentes utilizados por CONAVI y procurando la asesoría de un profesional experto en estructuras de puentes.
2. Reparar el daño observado en la soldadura dañada en el elemento de reforzamiento colocado con base en los planos de reestructuración de 1997.
3. Realizar una prueba de carga dinámica después de que se hayan realizado las reparaciones indicadas anteriormente. Lo anterior para verificar que la influencia de los daños observados ya no produce vibraciones locales que afectan negativamente el comportamiento dinámico de la estructura.
4. Realizar monitoreo periódico del puente con pruebas de carga dinámica. Si el puente es rehabilitado realizar una prueba de carga dinámica para establecer un punto de

referencia que permita cuantificar el deterioro de la estructura mediante monitoreo estructural periódico.

5. Establecer un programa de mantenimiento que incluya entre otras labores la inspección periódica de la estructura realizada por profesionales expertos en puentes. Dicho programa debería incluir entre otras labores: mantenimiento de la demarcación vertical y horizontal, limpieza de bordillos, aplicación de un sistema de protección contra la corrosión, mantenimiento de juntas de expansión, mantenimiento de los apoyos, etc.

14. REFERENCIAS

1. Scott W. Doebling Charles R. Farrar Michael B. Prime Daniel W. Shevitz. "Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review". LA-13070-MS Los Alamos National Laboratory (LANL).
2. Unidad de Puentes. "Monitoreo y evaluación estructural de puentes utilizando un sistema de Instrumentación Inalámbrico". LM-PI-UP-02-2013. Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR). Febrero, 2013.
3. Unidad de Puentes. "Inspección del Puente sobre el río Seco Ruta Nacional No. 1". LM-PI-UP-PN07-2011. Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR). Noviembre, 2011.
4. Liu, Y.C.; Loh, C.H.; Ni, Y.Q. "Stochastic subspace identification for output-only modal analysis: application to super high-rise tower under abnormal loading condition". Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 42:477-498. Wiley Online Library. June, 2012.
5. Weng et al. "Output-only modal identification of a cable-stayed bridge using wireless monitoring systems". Engineering Structures 30 (2008) 1820–1830.
6. Chin-Hsiung Loh, Ming-Che Chen and Shu-Hsien Chao. "Stochastic subspace identification for operational modal analysis of an arch bridge". Proc. SPIE 8345, Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2012, 834504 (April 26, 2012); doi:10.1117/12.912514.
7. Wei-Xin Ren and Zhou-Hong Zong. "Output-only modal parameter identification of civil engineering structures". Structural Engineering and Mechanics, Vol. 17, No. 3-4 (2004).
8. Peeters, Bart. "System Identification and Damage Detection in Civil Engineering". Ph.D. Dissertation, Katholieke Universiteit, Leuven, December 2000.
9. Brad A. Pridham & John C. Wilson. "Subspace Identificación of Vincent Thomas

Suspension Bridge”. IMAC-XX: A Conference on Structural Dynamics, 2002

10. Basseville M., Benveniste A., Goursat M. “Output-Only Subspace-Based Structural Identification: From Theory to Industrial Testing Practice”. Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control, Vol. 123, December, 2001.
11. Giraldo, Diego F.; Song, Wei; Dyke, Shirley J.; and Caicedo, Juan M.. “Modal Identification through Ambient Vibration: Comparative Study”. J. Engrg. Mech. 135, 759 (2009).
12. Van Overschee, P. and De Moor, B. “Subspace Identification for Linear Systems: Theory - Implementation - Applications”. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 1996.
13. Chin-Hsiung Loh, Yi-Cheng Liu, Yi-Qing Ni. SSA-based stochastic subspace identification of structures from output-only vibration measurements. Smart Structures and Systems, Vol. 10, No. 4-5 (2012) 331-351.
14. Chin-Hsiung Loh, Yi-Cheng Liu, Tzung-Han Wu, Yi-Qing Ni. Variation of Modal Parameters of Canton Tower Under Different Earthquake excitations. Proceedings of the 6th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure Hong Kong, 9-11 December 2013
15. Collins, M.P., Mitchell, D. “Prestressed Concrete Structures”. Response Publications, Ontario, Canada, 1997.
16. Sauvageot, G. “Segmental Concrete Bridges”. Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan. CRC Press, Boca Raton, 2000.
17. Takács, P.F. “Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling”. Doctoral Thesis, Department of Structural Engineering, The Norwegian University of Science and Technology. Trondheim, Norway, March, 2002.
18. Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica. “Código Sísmico de Costa Rica (2002)”. Editorial Tecnológica de Costa Rica. Tercera Edición, 2003.

19. Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica. “Lineamientos para el diseño Sismorresistente de Puentes”. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, UCR. 2013.
20. AASHTO. “The Manual of Bridge Evaluation”. Second Edition. Washington, DC. 2011.
21. Solís Rivera, L. G., Jiménez Marín, M., Segnini Villalobos, C. (2014) Decreto N° 38489 –MP-MOPT. La Gaceta N° 88 viernes de mayo del 2014. Imprenta Nacional.
22. Lui-Kuan, Y.C, Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., Loria-Salazar, L.G. (2015). *Desarrollo y validación de un sistema de medición de desplazamiento en tiempo real mediante técnicas de procesamiento de imágenes digitales LM-PI-UP-06-2015*. San José, Costa Rica: Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
23. Lui-Kuan, Y.C, Agüero-Barrantes, P., Barrantes-Jiménez, R., Loria-Salazar, L.G. (2015). *Desarrollo y validación de un sistema portátil de monitoreo y evaluación de puentes LM-PI-UP-07-2015*. San José, Costa Rica: Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), LanammeUCR.
24. Unidad de Puentes. “Plan de Manejo de Tránsito (PMT) para la prueba de carga del puente sobre el río Seco Ruta Nacional 1”. Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR). Junio, 2015.