

ANÁLISIS NUMÉRICO Y EXPERIMENTAL DE VIBRACIONES PARA LA EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UN PUENTE

María H. Peralta^a, Norma L. Ercoli^a; Leonel O. Pico^a; Raúl O. Bacchiarello^b; Salvador La Malfa^c, Leandro Correa^d

^a*Área Estructuras – Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires – Olavarría* mperalta@fio.unicen.edu.ar, <http://www.fio.unicen.edu.ar>

^b*Dirección de Hidráulica- Municipalidad de Olavarría*

^c*Instituto de Mecánica Aplicada – Universidad Nacional del Sur - Bahía Blanca*

^d*Becario de Entrenamiento. Facultad de Ingeniería - Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires – Olavarría*

Palabras Claves: Puentes, vibraciones, evaluación, seguridad estructural

Resumen. El incremento de las cargas y de las velocidades de circulación respecto a las existentes en las décadas del 60 y 70, provocan una modificación en el comportamiento estructural de puentes de hormigón armado por el cambio implícito de las condiciones de diseño. Estos problemas no sólo se relacionan con la seguridad estructural sino también con el confort humano. De acuerdo a lo indicado es de importancia el análisis de dicho comportamiento a partir de técnicas experimentales y/o mediante modelos computacionales.

El objetivo del presente trabajo es evaluar, las amplitudes vibratorias existentes en diferentes partes de la estructura de un puente de la ciudad de Olavarría bajo diferentes condiciones de tránsito. El análisis, que comprendió la obtención de las características dinámicas y respuesta, se efectúa a partir de mediciones in-situ y sobre modelos computacionales. Los resultados de las mediciones efectuadas se comparan con normas y criterios existentes a nivel internacional a efectos de adoptar medidas que aseguren una respuesta adecuada en servicio para las condiciones actuales.

1 INTRODUCCIÓN

En el diseño de las estructuras correspondientes a los puentes son importantes los efectos de interacción dinámica entre los vehículos y la estructura, incluyendo las características del pavimento. Además, las vibraciones estructurales ocurren debido al movimiento de los vehículos sobre las estructuras, siendo más notables en las de alto grado de flexibilidad excitando varios modos naturales de vibración (Clough and Penzien, 1993). Las irregularidades debidas a los baches del pavimento, a los desniveles pronunciados de los mismos, conducen a impactos que amplifican las vibraciones. No obstante lo indicado, que justifica el diseño a partir de un análisis dinámico, es muy común en puentes introducir las fuerzas de diseño como fuerzas externas aplicadas, esto es, tener en cuenta los efectos dinámicos a partir de una mayoración de las acciones estáticas, (Amman, 1991; CEB 209, 1991). En la actualidad se está revirtiendo esta situación dada la accesibilidad a herramientas que posibilitan el análisis dinámico contemplando y ajustando las diversas variables que afectan al problema real.

El grado de deterioro observado en estructuras de puentes incluyendo, en el peor de los casos, colapsos ocurridos ha influido en la toma de conciencia de la importancia de un monitoreo y mantenimiento de este tipo de estructuras. El daño estructural afecta la rigidez original resultando, por lo tanto, mayor flexibilidad de la estructura y consecuentemente mayor vulnerabilidad a las acciones dinámicas, razón por la cual se hace necesaria su auscultación a efectos de adoptar, de acuerdo a los resultados, medidas correctivas que permitan que la estructura continúe con las prestaciones establecidas en el proyecto.

Los códigos modernos establecen pautas para efectuar las mencionadas tareas de control con la finalidad de garantizar la vida en servicio de las estructuras, según el destino de las mismas. “La prevención en la etapa de utilización debe orientarse a establecer un programa mínimo de conservación, disponer los recursos suficientes, realizar inspecciones y trabajos de mantenimiento periódicos que permitan sostener en el tiempo asignado de vida útil una prestación acorde a la establecida”, (Husni, 2007).

La medición y análisis de vibraciones es utilizado en conjunto con otras técnicas para la evaluación de la integridad de estructuras (Peralta y Ercoli, 2005). Como técnica de análisis complementaria, el método de los elementos finitos se constituye en una herramienta adecuada y, la vía experimental posibilita la calibración necesaria de los modelos numéricos correspondientes.

El objetivo del presente trabajo es presentar la experiencia realizada en el Área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la UNCPBA, referida a la inspección y monitoreo de uno de los puentes de la ciudad de Olavarría, incluido en un plan integral de inspección de todos los puentes de la ciudad. A tal fin, se efectuaron análisis numéricos y experimentales y consecuentes recomendaciones para adecuar el comportamiento a criterios establecidos en códigos internacionales al efecto (Richart, 1970).

2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA EN ESTUDIO

La Secretaría de Obras Públicas de la Municipalidad de Olavarría a través de la Dirección de Hidráulica solicita la Evaluación, Diagnóstico y Pautas de Reparación Estructural de Estribo N-O del Puente sobre Arroyo Tapalqué en Av. Sarmiento.

La solicitud se debe a que el mismo presenta signos de deterioro que podrían comprometer la seguridad estructural del puente en el tiempo.

A tal fin se planificaron etapas de trabajo que comprendieron: inspección, relevamiento de información, análisis, diagnóstico y propuesta de reparación.

2.1 Inspección

A fin de tomar conocimiento del problema se realiza la inspección in-situ que permite recabar la siguiente información:

El esquema estructural (ver Figura 1) está constituido por un tablero formado por una losa sobre emparrillado de vigas longitudinales de sección variable y vigas transversales, hormigonadas "in situ". Las vigas longitudinales son continuas de tres tramos de 18 m; 23,40 y 18 m de luz respectivamente. Las descargas intermedias se realizan a través de vigas transversales de sección rectangular a 8 columnas de hormigón armado de sección rectangular variable comenzando en la parte inferior con una sección de 0.70 m x 0.80 m y llegando la misma en la parte superior a 0.50 m x 0.70 m cada una. La altura promedio de las columnas es de 7,30 m. Las descargas extremas se producen sobre estribos constituidos por tabiques y contrafuertes de aproximadamente 6,50 m de altura y de espesor 0,20 m (ver Figura 2).

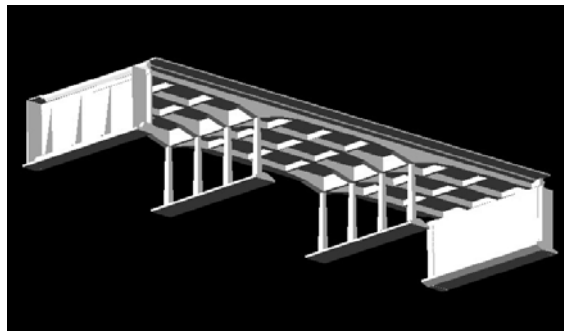


Figura 1: Esquema Estructural

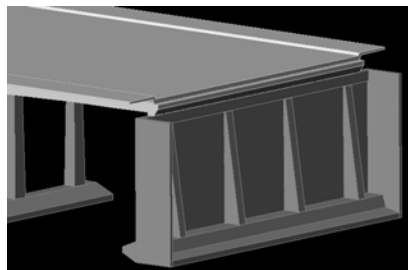


Figura 2: Estribos y contrafuertes

Se observó un deterioro de la estructura localizado en el estribo N-O que soporta el tablero del puente (ver Figura 3), siendo el estado general observado en el resto de los elementos constitutivos de la estructura, bueno.



Figura 3: Deterioro en estribo N-O

Se observaron fisuras y descascaramientos localizados en la zona superior del estribo (ver Figura 4). Se observó, además, una fisura horizontal longitudinal a una altura aproximada desde el tablero del puente de 1.20 m y otras fisuras inclinadas a 45° en las zonas de apoyo de

las vigas longitudinales. El descascaramiento se observa en correspondencia con las descargas de las vigas longitudinales laterales. Los apoyos de la superestructura sobre la infraestructura (estribos) son fijos, se observa una junta bituminosa de escaso espesor.



Figura 4: Deterioro en estribo N-O

No se observan juntas de calzada o de dilatación. Las losas que constituyen la parte superior del tablero presentan fisuras transversales y, sobre los estribos, fisuras longitudinales y transversales con desprendimiento del hormigón y con armaduras a la vista (ver Figura 5).

Se percibe una fuerte vibración en toda la superestructura provocada por el paso de vehículos.



Figura 5: Fisuras sobre el tablero

2.2 Relevamiento de información

Dada la colaboración de la Dirección de Hidráulica de la Municipalidad se dispuso de planos de la estructura de hormigón armado que incluyen: planta, vista, cortes, encofrados y armaduras de la superestructura e infraestructura. Esta información facilitó los datos necesarios sobre la geometría de los elementos constitutivos del puente que posteriormente fueron utilizados en los modelos de análisis.

2.3 Análisis y Diagnóstico

Las etapas previas detalladas permitieron indicar que:

- No se materializaron en obra las juntas de dilatación que sí estaban indicadas en los planos lo que provoca el correspondiente deterioro de la calzada.
- No se cumplen las exigencias para mecanismos de apoyo recomendadas para este tipo de estructuras. La escasa junta bituminosa observada sobre los estribos permite indicar que se trata de un apoyo fijo. Este tipo de apoyo deber ser capaz de absorber, además de las fuerzas

verticales, las fuerzas horizontales correspondientes a fuerzas de frenado, de viento, fuerzas debidas a transiciones de calzada, por variaciones térmicas, fuerzas debidas a deformaciones elásticas horizontales de las columnas.

- La vibración percibida por las personas al paso de vehículos es indicativa de una gran flexibilidad del tablero superior. Estas vibraciones de la superestructura, son transmitidas a la infraestructura dado lo indicado en el punto anterior.

- La vibración transmitida, sumada a las otras fuerzas horizontales mencionadas no puede ser absorbida en su totalidad por la infraestructura, lo que estaría motivando el deterioro observado en uno de los estribos.

Dado que la vibración ocasionada por la circulación de vehículos era fuertemente percibida por las personas, se estimó conveniente evaluar las amplitudes vibratorias. Por ello, en el primer informe presentado, se recomendó la cuantificación de las mismas bajo diferentes condiciones de circulación vehicular a efectos de su posterior análisis y comparación con normas y criterios internacionales. No obstante y, atendiendo al análisis de lo indicado precedentemente y de los planos disponibles de la infraestructura y superestructura se presentó un PLAN DE ACCIONES que incluía:

1. Medición de parámetros dinámicos en infraestructura y superestructura para diferentes condiciones de tránsito (velocidades, cargas) previo a la ejecución de las siguientes acciones.

2. Materialización de junta de dilatación acorde a las reglas del buen arte para este tipo de obra.

3. Materialización de los mecanismos de apoyo necesarios acordes al comportamiento analizado con apoyos de neopreno u otros que absorban los esfuerzos que transmite la superestructura.

4. Reparación del estribo afectado

5. Medición de parámetros dinámicos en infraestructura y superestructura para diferentes condiciones de tránsito (velocidades, cargas) posterior a la ejecución de reparaciones. Estas mediciones pueden motivar recomendaciones de uso del puente tales como limitaciones de velocidad en las cercanías de los accesos al mismo y/o de cargas.

3 ANÁLISIS NUMÉRICOS

Se efectuó un análisis numérico, previo a la etapa de medición in-situ. Esta instancia permitió predecir el rango de frecuencias de la estructura (Modelo 1). A partir de los resultados experimentales se ajustó el modelo numérico (Modelo 2 y Modelo 3). Para todos los modelos se efectuó el análisis modal utilizando el software ALGOR (ALGOR, 2007). El material empleado corresponde a un hormigón con densidad 2400 kg/m^3 , módulo elástico de $2,07 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$ y módulo de Poisson de 0,15. Cabe destacar que, en esta etapa de análisis, se determinó el valor de frecuencia fundamental debido a que, de acuerdo a estándares internacionales, su variación puede ser usada para establecer el nivel de degradación de elementos estructurales y determinar si dicha degradación es o no peligrosa para la integridad del elemento (CEB 209, 1991; Richard, 1970).

3.1 Modelo 1

En este modelo se simularon las vigas longitudinales, las vigas transversales, las columnas y las fundaciones utilizando elementos tipo *beam* o viga (Burnett, 1988; Huebner, Thornton, Byrom, 1995). Se adoptaron apoyos fijos en el encuentro de la losa de pavimento con las

estructuras de estribos. Para la estructura del tablero se utilizó el elemento tipo *plate* o placa (ver Figura 6). El número total de elementos del modelo de análisis considerado, Modelo 1, cuenta con 1165 elementos. El modo fundamental de vibración obtenido corresponde a una frecuencia de 2,86 Hz (ver Figura 7).

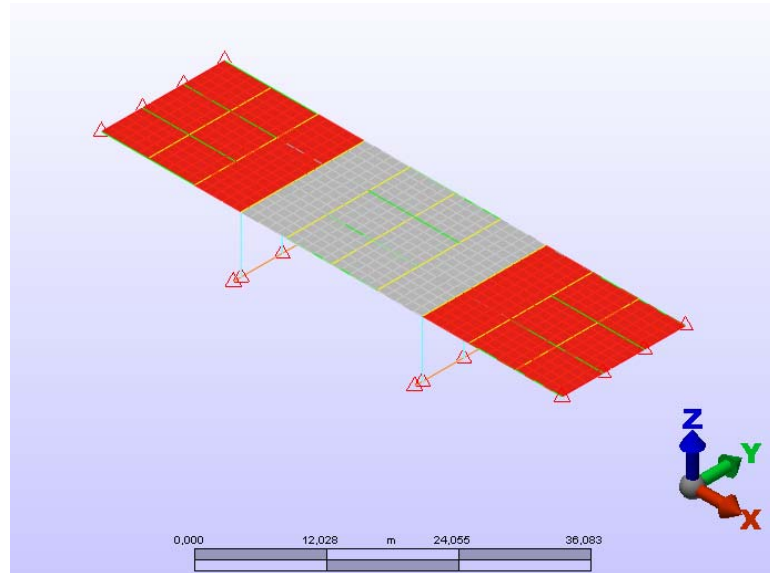


Figura 6: Modelo 1 - Estructura

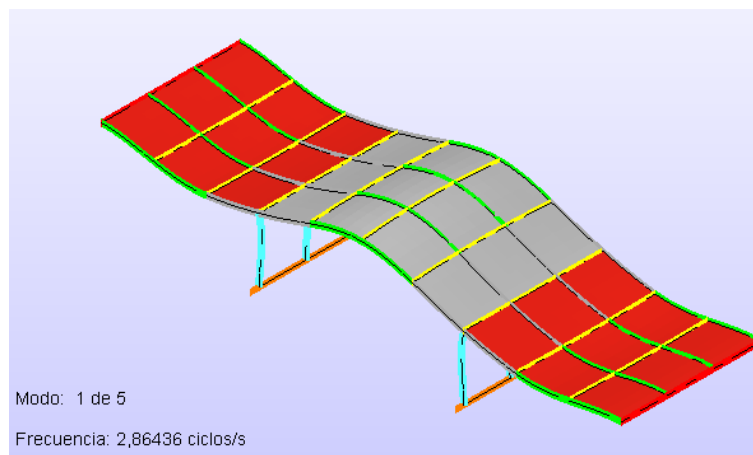


Figura 7: Modelo 1 - Modo fundamental

3.2 Modelo 2

En este modelo se simuló las vigas longitudinales, vigas transversales, columnas, fundación y losas con elementos tipo *brick* o sólido tridimensional, ya que permiten describir más fielmente el comportamiento real de la estructura, debido a que se incluyen relaciones de inercia de los elementos estructurales más próximas a la estructura real. Para mejorar la representatividad de la modelización se simuló además los estribos con los contrafuertes del puente y el efecto del suelo en los mismos considerando un coeficiente de balasto de 3000 t/m^3 (ver Figura 8). El número total de elementos del modelo de análisis considerado, Modelo 2, cuenta con 10707 elementos. El modo fundamental de vibración obtenido corresponde a una frecuencia de 3,86 Hz (ver Figura 9).

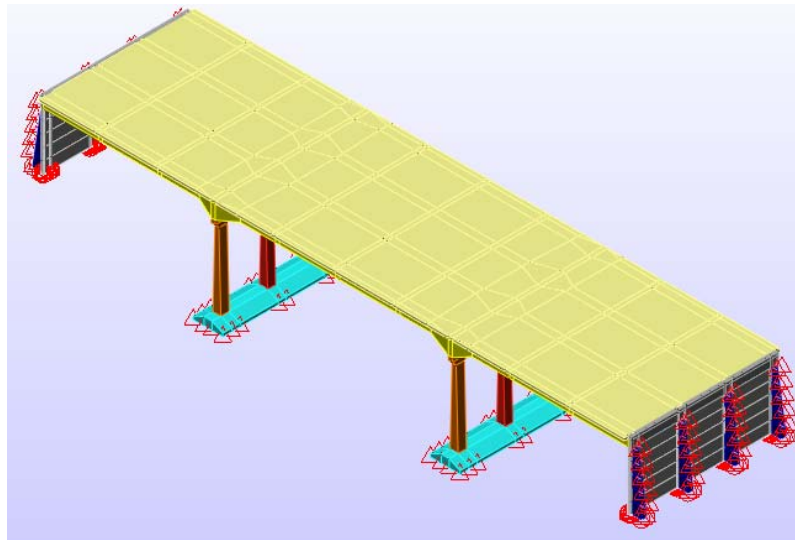


Figura 8: Modelo 2 - Estructura

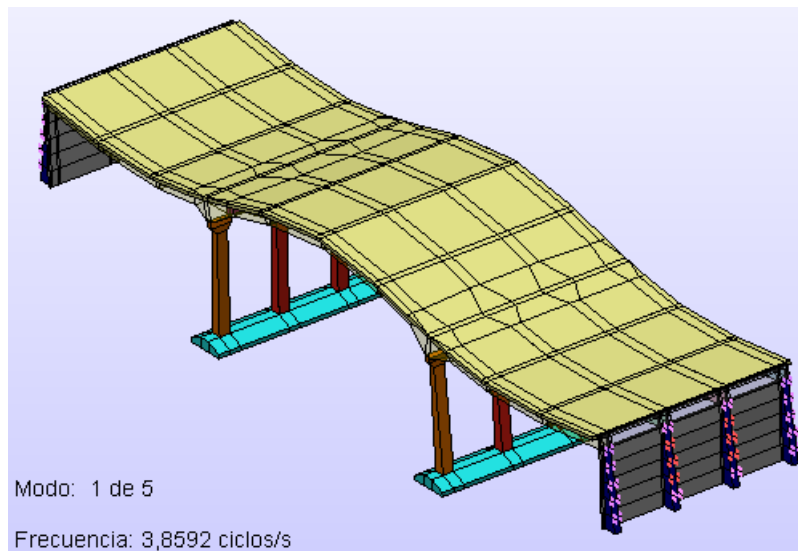


Figura9: Modelo 2 - Modo fundamental

3.3 Modelo 3

Este modelo surge como mejoramiento del Modelo 2. Aquí se consideró la influencia del suelo en las bases de los pilares, adoptándose también un coeficiente de balasto de 3000 t/m^3 (ver Figura 10). El número de elementos del Modelo 3 es coincidente con el número de elementos del Modelo 2. El modo fundamental de vibración obtenido corresponde a una frecuencia de $3,53 \text{ Hz}$ (Ver Figura 11). El detalle de la parte inferior de la superestructura muestra las vigas longitudinales y transversales modeladas (ver Figura 12).

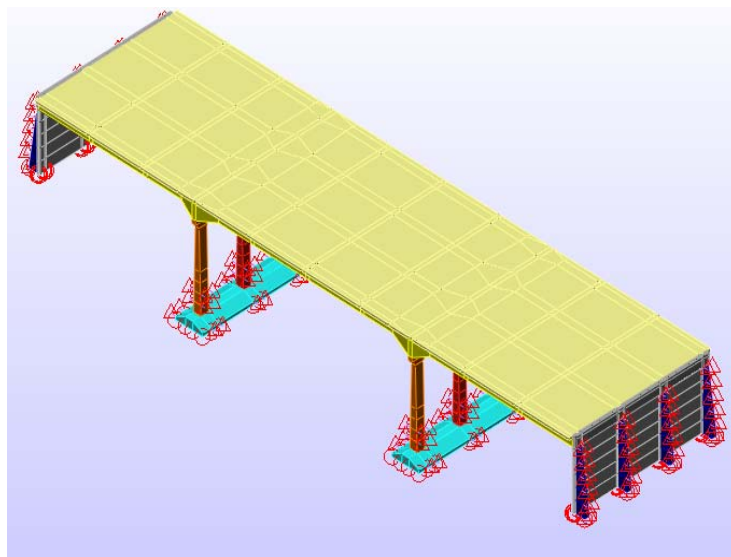


Figura 10: Modelo 3 - Estructura

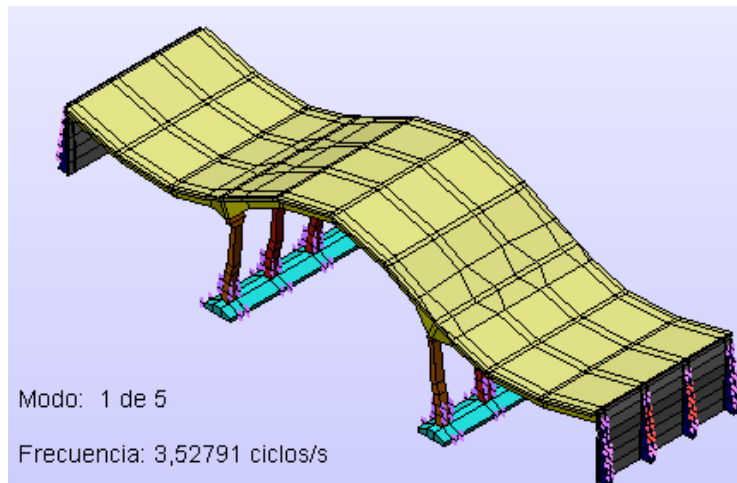


Figura 11: Modelo 3 - Modo fundamental

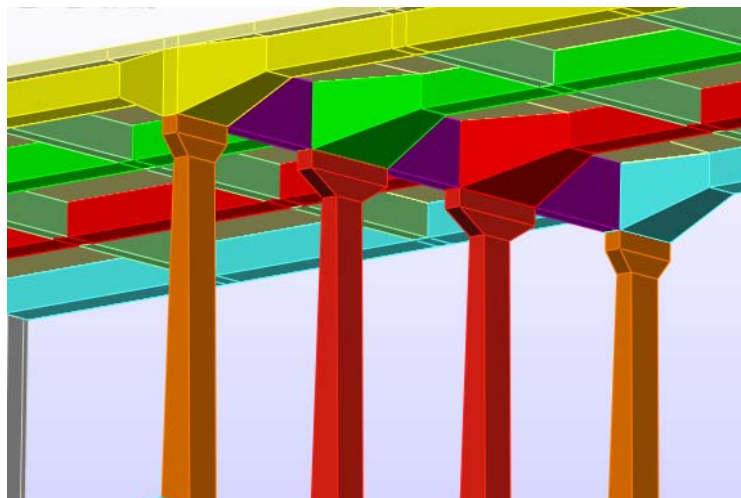


Figura12: Detalle de la estructura

4 ANÁLISIS EXPERIMENTAL

El objetivo de este análisis es el de cuantificar frecuencias y amplitudes vibratorias existentes en distintas partes de la estructura bajo diferentes condiciones de circulación vehicular a efectos de su posterior análisis y comparación con Normas y criterios utilizados a nivel internacional.

4.1 Metodología utilizada

Luego de evaluar in situ el comportamiento del puente con la circulación vehicular, se decidió realizar mediciones en seis puntos considerados estratégicos: tres sobre el tablero del puente (ver Figura 13) y tres sobre los estribos (ver Figura 14)

4.1.1 Medición sobre el puente

En toda la longitud del puente fueron ubicados tres puntos centrales correspondientes a los tres vanos que éste posee. En cada uno de dichos puntos se obtuvieron en forma simultánea mediante un adquisidor de datos que utiliza un acelerómetro triaxial, las aceleraciones vibratorias en tres direcciones. Por otra parte, paralelamente con un segundo equipo, mediante la colocación de un acelerómetro y un transductor del tipo sísmico, se obtuvieron las amplitudes y frecuencias predominantes (FFT) en la dirección considerada como Z (vertical).

A efecto de evaluar el comportamiento con el tránsito, se procedió a permitir la normal circulación de vehículos en las dos direcciones y por otra incluir el transitar de un camión de la Municipalidad de Olavarría con una carga de aproximadamente 10 tn de arena, haciéndolo circular bajo dos condiciones: 1) a una velocidad de 30 Km/hora y 2) partiendo de marcha detenida.

Desde cada uno de los puntos de medición (1, 2 y 3) en que se colocó el acelerómetro triaxial, se enviaba al colector de datos toda la información proveniente del movimiento del puente en las tres direcciones, como consecuencia del tránsito normal y a la circulación del camión. Por otra parte, era registrado el instante de ingreso del camión, como así también la eventual circulación de cualquier otro vehículo de gran porte (camiones, colectivos, etc.) con el objeto de identificar la correspondencia con los registros. El registro continuo en cada punto era de aproximadamente 4/5 minutos, lapso éste suficiente para permitir la circulación del camión en ambas direcciones.

4.1.2 Medición sobre los estribos

A raíz de la fisura que presentaba el estribo del sector Norte-Oeste, se optó por realizar mediciones utilizando el acelerómetro triaxial en la parte superior de la fisura (zona apoyo puente) y luego debajo de fisura, bajo condiciones normales de circulación sobre el puente (ver Figura 14)

El otro punto de medición se ubicó en el estribo ubicado sobre sector Sur-Este.

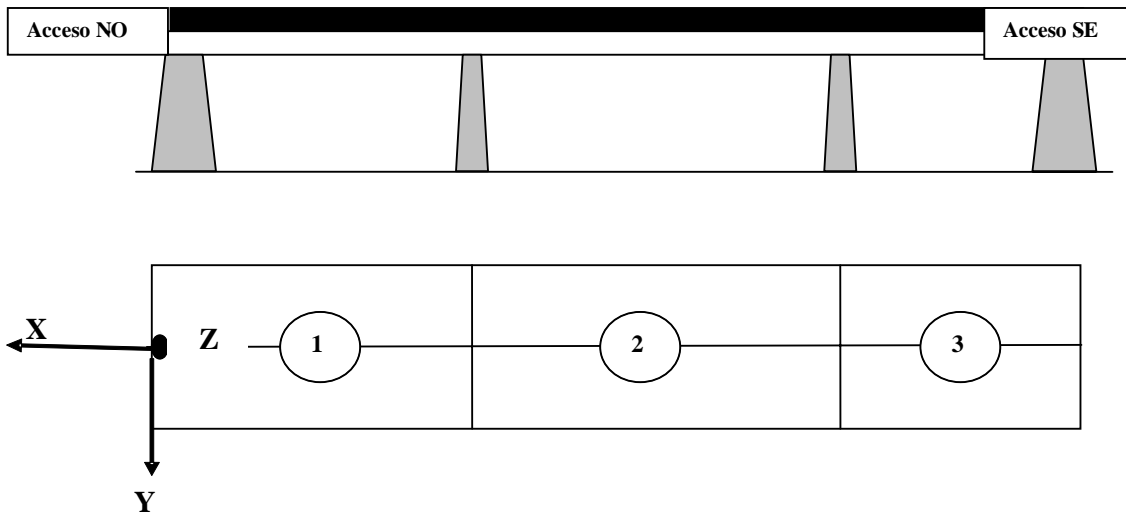


Figura 13: Distribución y direcciones de los puntos de medición 1, 2 y 3

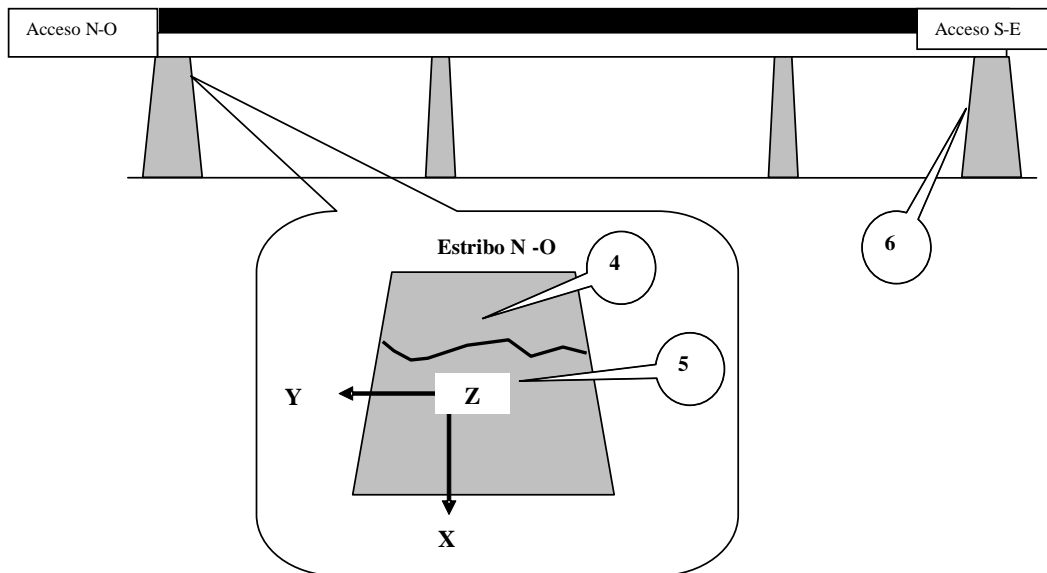


Figura 14: Distribución y direcciones de los puntos de medición 4, 5 y 6 sobre los estribos

4.2 Resultados Experimentales Obtenidos

Se obtuvieron los espectros sobre el puente en diferentes puntos. Por ejemplo en el espectro correspondiente al punto 2 (ver Figura 15) puede observarse, cuando el puente es excitado por el tránsito vehicular, que la frecuencia predominante es de aproximadamente 3,204 Hz.

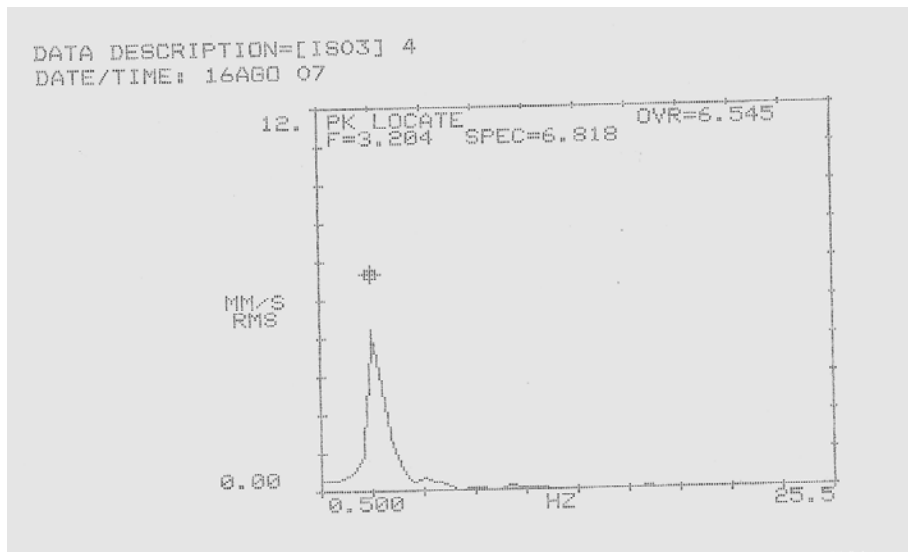


Figura 15: Espectro vibratorio frecuencia predominante

En los puntos 1, 2 y 3 se tomaron los registros correspondientes a las direcciones X (rojo), Y(verde) y Z (azul), con las amplitudes expresadas en m/seg^2 (aceleración vibratoria) y de velocidad en rms, identificando el ingreso del camión N a S (norte a sur) y S a N (sur a norte). Identificando, asimismo, día, hora, minutos y segundos en que fue realizada la medición (ver Figuras 16 a 19), en condición de velocidad 1, es decir a 30 Km/h.

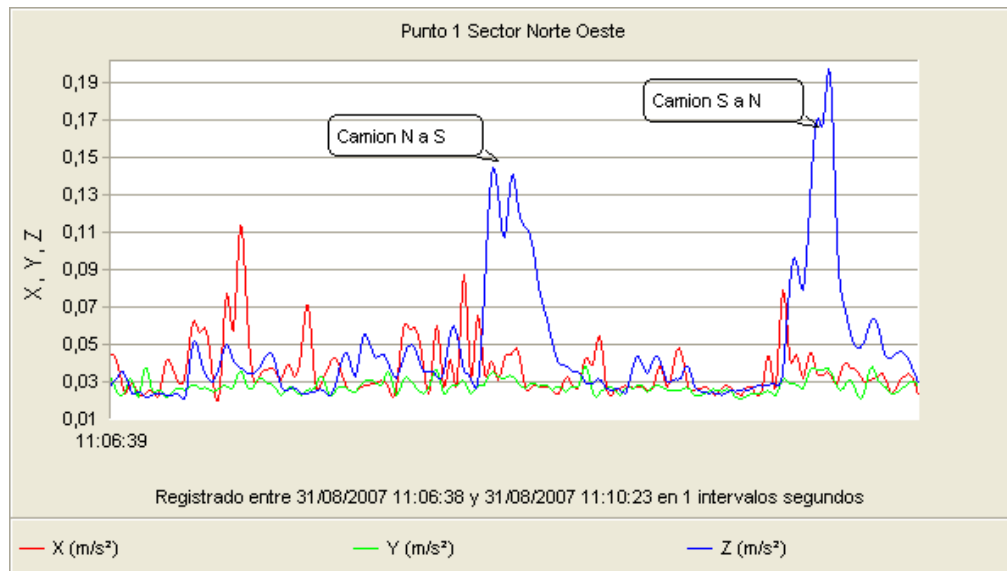


Figura 16: Aceleración Vibratoria Punto 1

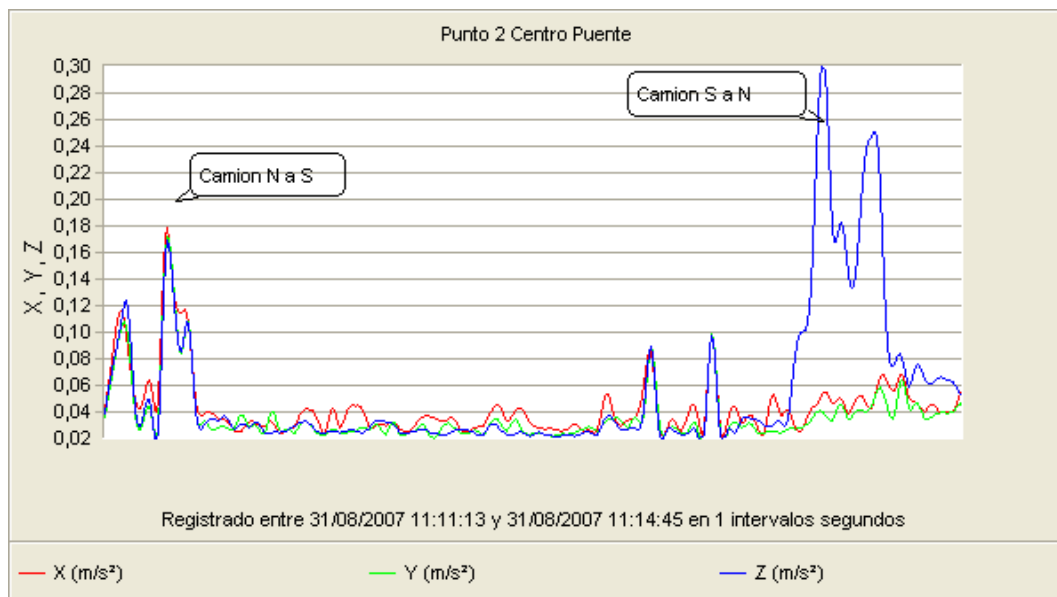


Figura 17: Aceleración Vibratoria Punto 2

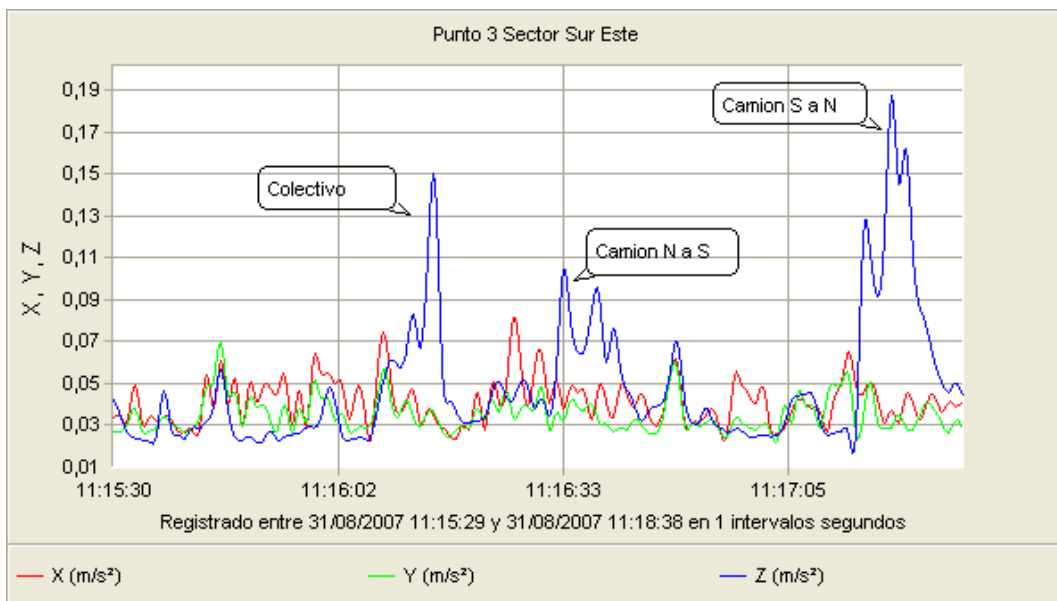


Figura 18: Aceleración Vibratoria Punto 3

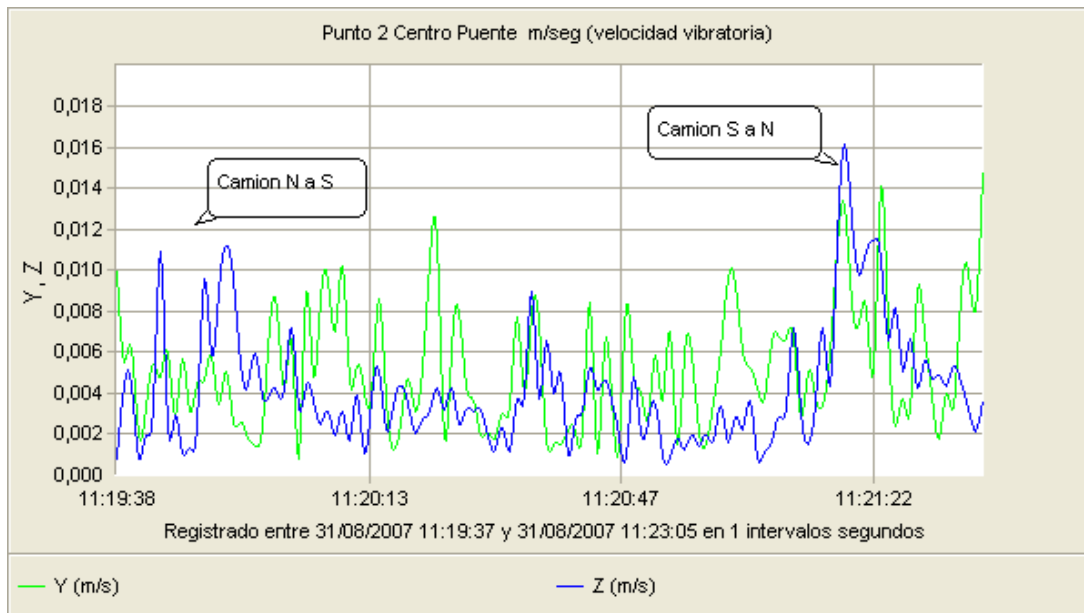


Figura 19: Mediciones Punto 2 en unidades de velocidad vibratoria m/seg, rms

En el estribo N-O se efectuaron registros en la parte superior e inferior de la fisura (ver Figuras 20 y 21), mientras que en el estribo S-E se tomó un único registro (ver Figura 22).

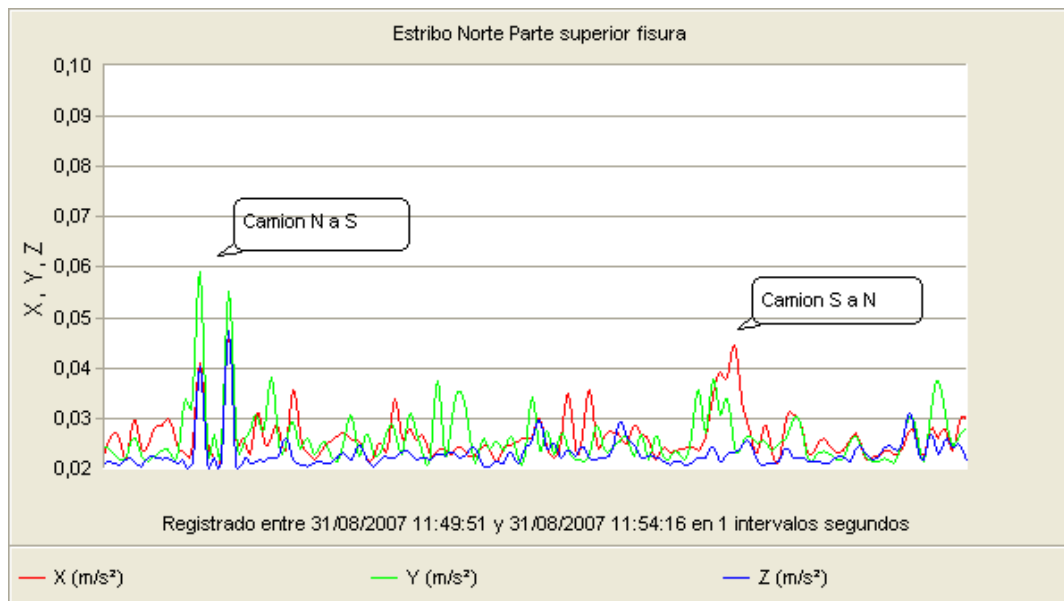


Figura 20: Aceleración Vibratoria en Estribo N-O, parte superior fisura

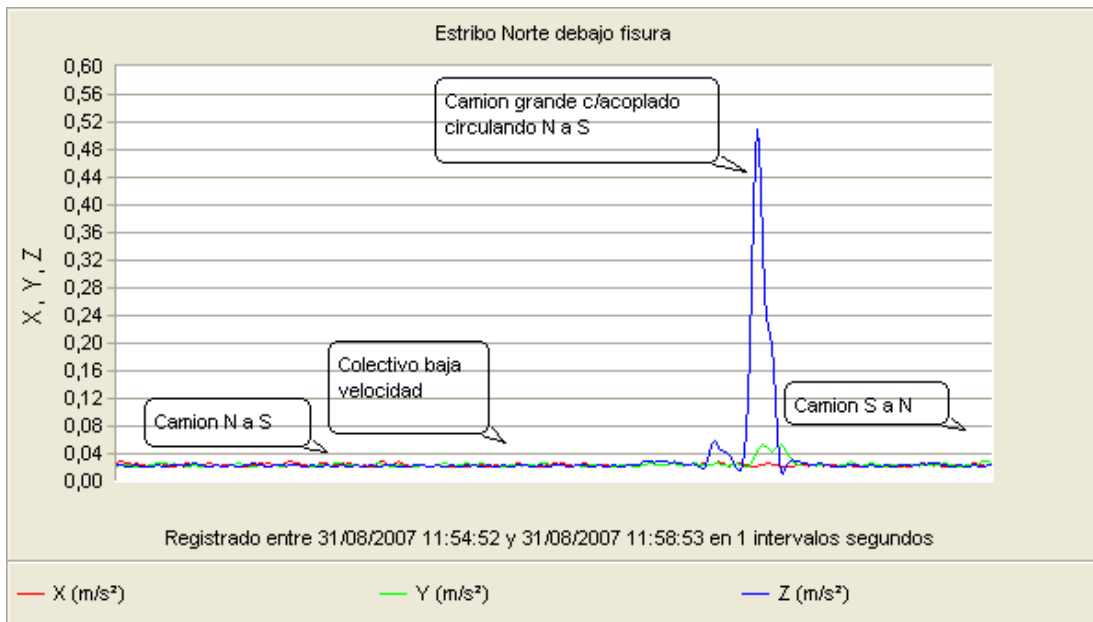


Figura 21: Aceleración Vibratoria en Estribo N-O, parte inferior fisura

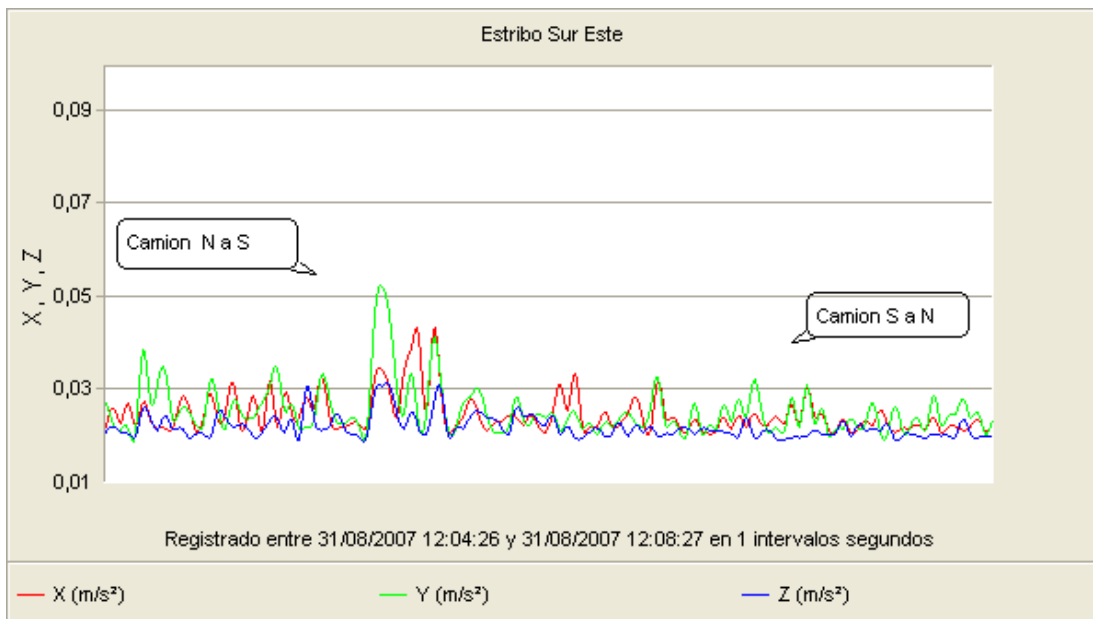


Figura 22: Aceleración Vibratoria en Estribo S-E

En los puntos 1, 2 y 3 se tomaron los registros correspondientes a las direcciones X, Y y Z, con las amplitudes expresadas en m/seg^2 (aceleración vibratoria) y de velocidad en rms, en condición de velocidad 2, partiendo de marcha detenida (ver Figura 23 para punto 2)

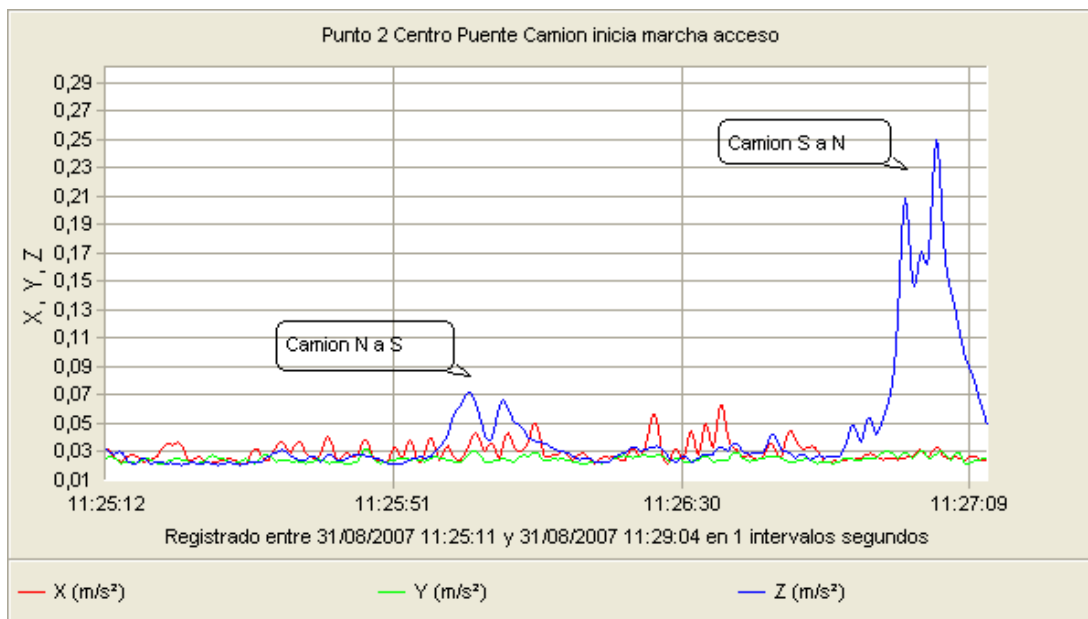


Figura 23: Mediciones en Punto 2 a partir de marcha detenida

5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Frecuencias propias

Estudios efectuados, (Amman, 1991; CEB 209, 1991) permiten indicar que para frecuencias fundamentales entre 1.5 y 4.5 Hz, aproximadamente, en puentes de hormigón, se produce un fuerte incremento del factor de amplificación dinámica (ver Figura 24)

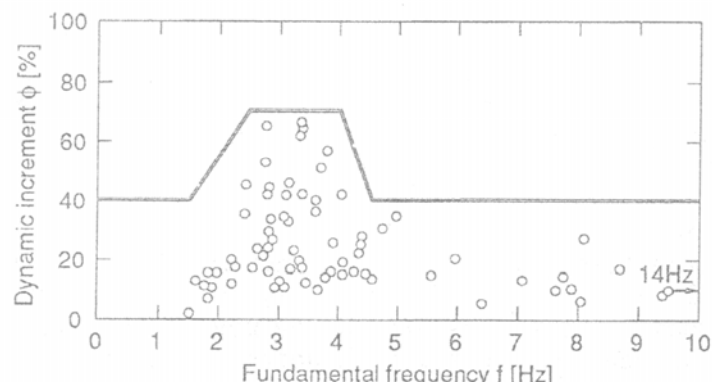


Figura 24: Incremento dinámico en función de la frecuencia fundamental

El puente analizado en el presente trabajo tiene una frecuencia fundamental incluida en el intervalo mencionado, lo cual permite justificar la elevada flexibilidad del sistema.

Por otro lado, la comparación de las frecuencias fundamentales obtenidas mediante los análisis numéricos con las obtenidas experimentalmente, permite indicar que el rango de frecuencias obtenidas mediante los análisis numéricos es adecuado y acorde a los resultados experimentales. En Modelo 1 se obtiene un comportamiento más flexible que el real lo cual se atribuye a las simplificaciones del mismo en lo referido a relaciones de rigideces entre las

partes constitutivas del modelo. En Modelo 2, se consideran relaciones de rigideces más reales dado que se incorporan los estribos y contrafuertes y las variaciones de inercias de las vigas del emparillado del tablero, ello permite obtener un comportamiento más rígido que el de Modelo 1 y también que el observado en el análisis experimental. En Modelo 3 se incorpora la influencia de la flexibilidad del suelo lo cual se traduce en una disminución de la frecuencia respecto al modelo 2.

No obstante, existe aún una diferencia de aproximadamente el 10 % entre las frecuencias del Modelo 3 y del puente real lo cual podría ser atribuible al deterioro que se observa en el puente y que no fuera considerado en los modelos.

5.2 Respuesta Estructural

La respuesta estructural obtenida en términos de amplitud de aceleraciones y velocidades posibilita la evaluación del comportamiento mediante la comparación de la respuesta medida con normas y criterios tomados como referencia (Richart, 1970; CEB 209, 1991)

De acuerdo a los criterios mencionados el nivel de aceleraciones para no generar daño deberá ser inferior a $0,1 \text{ m/seg}^2$. Asimismo, el nivel de velocidades vibratorias debería no superar 10 mm/seg , rms.

Los resultados obtenidos permiten observar una notable diferencia en los valores de aceleraciones verticales (ver Figuras 16 a 20), en los diferentes puntos medidos según el camión cargado testigo, ingrese de S a N o de N a S. Los valores de todas las mediciones efectuadas superan los valores límites indicados para ambos sentidos de circulación. La diferencia indicada estaría justificada por un desnivel existente en el acceso sureste entre las losas de aproximación y la losa que constituye el tablero del puente, lo que provoca un impacto del vehículo sobre el tablero en el momento del acceso al puente.

La medición indicada, simulando marcha a partir de una detención inducida (ver Figura 23), muestra una considerable disminución de las aceleraciones verticales cuando el camión circula de N a S observándose valores dentro de los rangos admisibles. Dicha disminución es despreciable cuando el camión circula de S a N. Las aceleraciones en X e Y también disminuyeron hasta casi anularse.

Las mediciones indicadas (ver Figuras 20 y 21) muestran que tanto las amplitudes vibratorias obtenidas sobre y debajo de la fisura del estribo N-O como las obtenidas en el estribo S-E se encuentran en rangos admisibles para tránsito normal e incluso para la circulación del camión cargado. Esto no es así, cuando circula un camión cargado con acoplado que produce un pico vibratorio de alta amplitud que se encuentra fuera de los límites admisibles.

6 RECOMENDACIONES EFECTUADAS

El análisis de los datos aportados por los estudios numéricos y experimentales permitió indicar que el puente se encuentra en zona de trabajo estructural crítica. Es por ello que el puente está sometido a aceleraciones y ciclos de cargas y descargas que hay que atenuar y controlar.

Las mediciones vibratorias varían con la velocidad de circulación y el peso de los vehículos que transitan.

Lo señalado precedentemente permitió indicar que el puente analizado presenta, por un lado, un comportamiento flexible de la superestructura para las condiciones actuales de cargas y velocidades del tránsito. Por otro lado, existe una transmisión de las vibraciones, por efecto del tránsito, a la infraestructura que se amplifica para condiciones de tránsito con altas velocidades y cargas, por lo cual se indicaron, en el segundo informe entregado al Municipio,

las siguientes acciones para efectuar en la estructura del puente analizado y sus adyacencias recomendándose su ejecución en lo inmediato:

1. Rehacer, a efectos de disminuir el impacto de los vehículos en el acceso S-E, las losas de acceso en dicho extremo. Para ello se considerará una pendiente acorde para enlazar el pavimento de la avenida con el nivel superior del estribo para lo cual se corregirán al menos dos losas adyacentes.
2. Limitar la carga y la velocidad de circulación de los vehículos.
3. Monitorear el comportamiento de la fisura del estribo N-O posterior a la realización de una reparación que actúe como testigo.
4. Efectuar la inspección periódica de todos los elementos del puente a efectos de detectar otros posibles daños posteriores a esta etapa.
5. Luego de ejecutadas las acciones indicadas precedentemente se sugiere repetir las mediciones vibratorias para evaluar el nivel de incidencia en el comportamiento estructural del puente.

7 ESTUDIO EXPERIMENTAL POSTERIOR A LAS REPARACIONES

Una vez efectuadas las tareas de construcción de las losas de acceso, en el sector S-E, y la reparación de la fisura del estribo N-O, se procedió a realizar nuevas mediciones de vibraciones, siguiendo las mismas premisas en cuanto a tránsito y disposición de los sensores, cuyos resultados se muestran a continuación.

Se efectuaron registros de aceleraciones en Punto 1 (ver Figura 25), Punto 2 (ver Figura 26) y Punto 3 (ver Figuras 27).

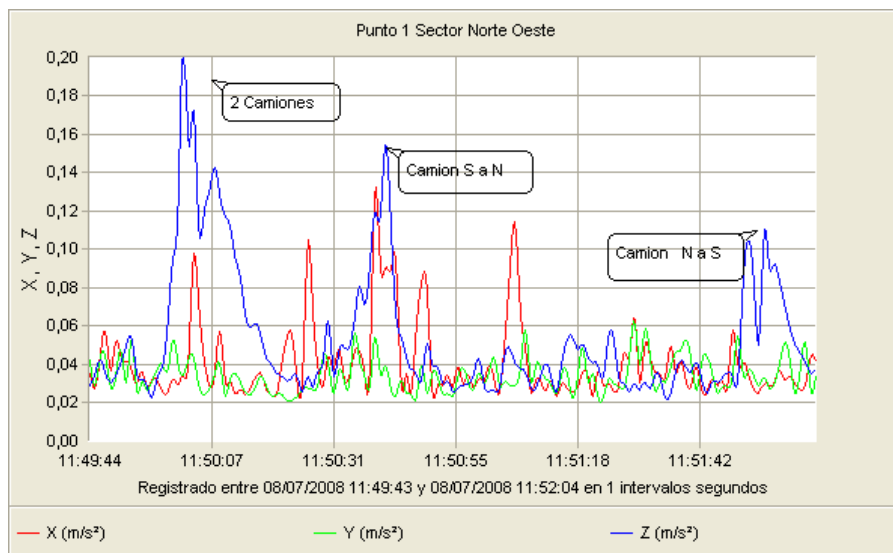


Figura 25: Medición de aceleraciones en Punto 1

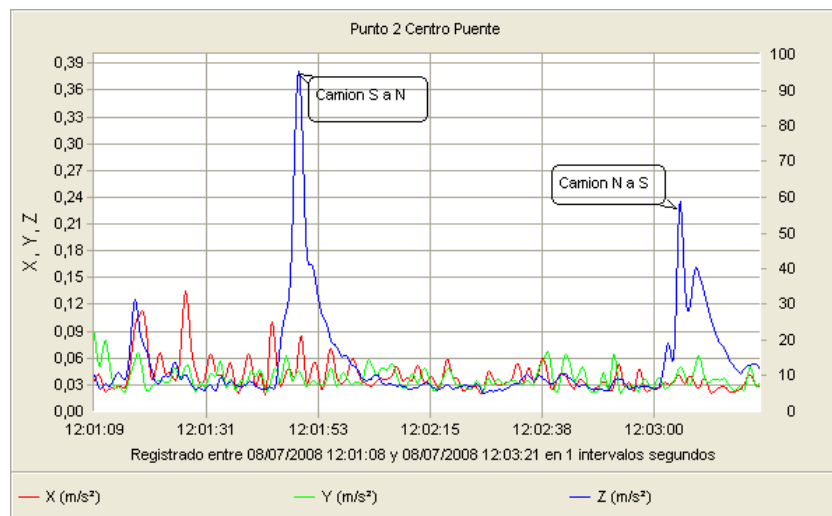


Figura 26: Medición de aceleraciones en Punto 2

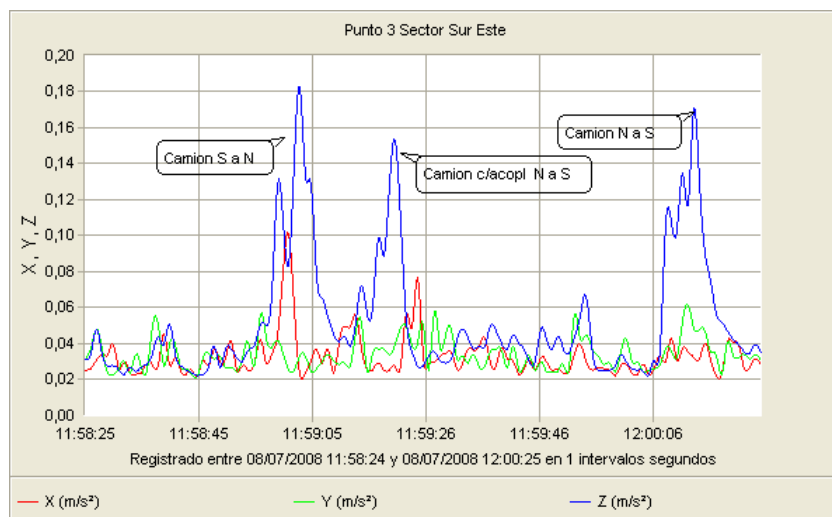


Figura 27: Medición de aceleraciones en Punto 3

Se efectuaron, asimismo, mediciones en el estribo N-O en las partes superior (ver Figura 28) e inferior (ver Figura 29) de la fisura.

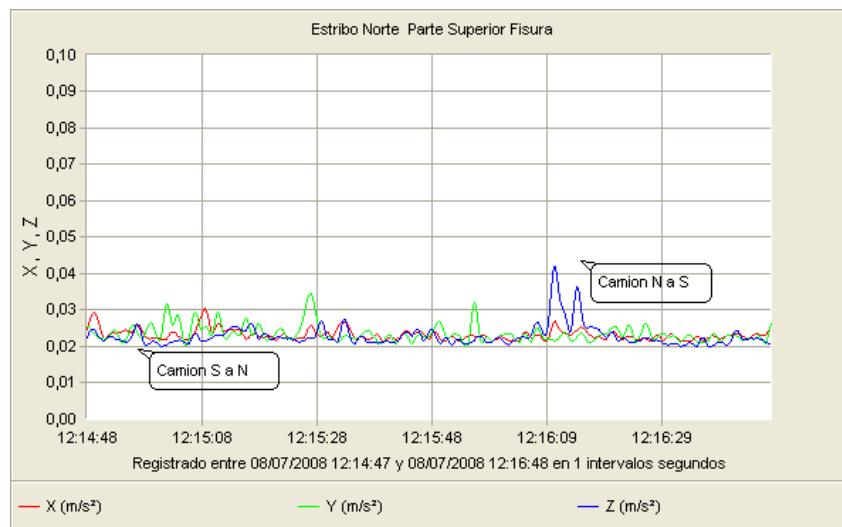


Figura 28: Medición en parte superior de fisura, estribo N-O

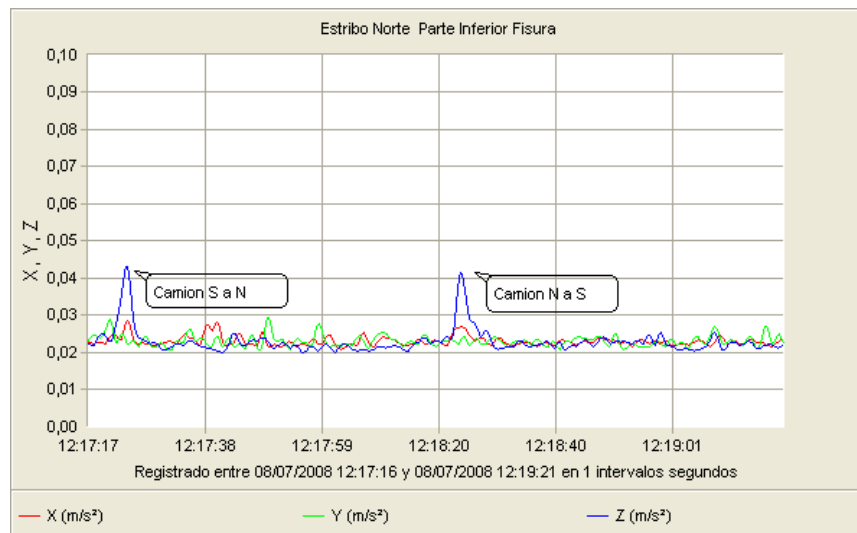


Figura 29: Medición en parte inferior de fisura, estribo N-O

Comparando los registros obtenidos una vez efectuadas las primeras reparaciones, se observa lo siguiente:

- Los niveles vibratorios registrados en los puntos 1, 2 y 3 correspondientes al antes y después de las reparaciones, registran variaciones, manteniéndose con valores de aceleraciones que superan las admisibles para las cargas de tránsito consideradas.

- Los niveles vibratorios medidos en el estribo Norte, muestran una mejoría. Esto sería un indicativo que los cambios realizados minimizaron las amplitudes sobre el estribo que posee la fisura.

Dado lo indicado se efectúan las siguientes propuestas:

- Limitar la carga y la velocidad de circulación de los vehículos, dado que para vehículos medianos los parámetros asociados a la vibración se encuentran dentro de los rangos admisibles. A tal fin, se recomienda inducir a la reducción de la velocidad en ambos accesos al puente e impedir el acceso de camiones cargados con acoplado.

- Efectuar monitoreos e inspecciones continuas con la finalidad de su control.

8 CONSIDERACIONES FINALES

Los análisis efectuados permiten indicar que:

- ✓ El aumento de la velocidad y frecuencia de circulación acompañado por un incremento en las cargas en los últimos tiempos, respecto al momento de diseño del tipo de estructura analizada en el presente trabajo, induce comportamientos no cuantificados en la etapa de proyecto.
- ✓ La respuesta estructural sufre grandes amplificaciones en estructuras con frecuencias que se encuentran en rangos entre 1.5 y 4.5 Hz.
- ✓ Los modelos numéricos, se constituyen en una herramienta valiosa de considerar como vía complementaria a la experimental a efectos de predecir comportamientos.
- ✓ Los modelos analizados demuestran la incidencia de la consideración de la flexibilidad del suelo por un lado, y de la simulación de las condiciones de apoyos y relaciones de rigideces más reales, por otro, como era de esperar.

El grupo de trabajo continuará con los análisis numéricos a efectos de incorporar daño en los modelos que permita cuantificar su incidencia sobre la frecuencia natural. Asimismo, se espera evaluar alternativas de solución para la rigidización de la estructura.

REFERENCIAS

ALGOR SOFTWARE PACKAGE – V.20.3, 2007

Amman W., *CEB Bulletin D'Information N°209-Vibration Problems In Structures – Practical Guidelines* – Agosto 1991.

Burnett, D. S., *Finite Element Analysis from concepts to applications*. Addison-Wesley Publishing Company, 1988.

CEB Bulletin D'Information N°209-Vibration Problems In Structures – Practical Guidelines – Agosto 1991.

Clough, R. W., Penzien, J., *Dynamics of Structures*, Second Edition, McGraw-Hill, Inc. 1993.

Huebner, K. H., Thornton, Earl A., Byrom, Ted G., *The Finite Element Method for Engineers*, Third Edition, John Wiley and Sons, Inc. 1995.

Husni, R. Fallas y prevención en las estructuras de hormigón - *Revista Ingeniería Estructural*. ISSN 16667 – 1511. Año 15 – N°39. 2007.

Peralta, M., Ercoli, N., *Measuring the Dynamic Properties to Detect Structural Damage – IV International ACI/CANMET. Conference of Quality of Concrete Structures and Recent Advances in Concrete Materials and Testing*. Olinda, Pernambuco State – Brazil. *Supplementary Proceedings – Sesión VII Non Destructive Test*. pp. 463-475- ISBN 85-98576-08-05 Setiembre 2005.

Richart, F.E. Jr, Hall, J.R. Jr. Woods R. D., *Vibrations of soils and foundations*. Prentice-Hall. 1970.