



COMPLEMENTARIEDAD DE TÉCNICAS NUMÉRICAS Y EXPERIMENTALES PARA LA EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UN PUENTE

Raúl Bacchiarello^a, María H. Peralta^a, Norma L. Ercoli^a, Leonel O. Pico^a y
Salvador La Malfa^b

^aÁrea de Estructuras – Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires – Olavarría-Buenos Aires, Argentina-mperalta@fio.unicen.edu.ar

^bVibromax S.R.L. – Bahía Blanca-Buenos Aires-Argentina. www.vibromax.com.ar

Palabras clave: Puentes, vibraciones, comportamiento, amortiguamiento, análisis numérico y experimental

Resumen. El incremento de las cargas y de las velocidades de circulación vehicular de los últimos años provoca una modificación en el comportamiento estructural de puentes de hormigón con vida en servicio entre 30 y 50 años. Las mismas originan problemas que no sólo se relacionan con la seguridad estructural sino también con el confort, lo cual motiva la necesidad de un monitoreo y evaluación de su comportamiento estructural. El Municipio de Olavarría solicita una evaluación periódica del estado de conservación de los puentes sobre el arroyo Tapalqué de la ciudad lo cual se ha realizado en los años 2007, 2010 y 2016. La medición y análisis de vibraciones “in situ”, junto con el uso de técnicas numéricas, permiten realizar la evaluación global de dichas estructuras, a partir de la obtención de las características dinámicas y de la respuesta correspondiente. Los resultados de las mediciones efectuadas se comparan con normas y criterios internacionales para efectuar la evaluación del comportamiento estructural. Particularmente, uno de los puentes de hormigón evaluados ha tenido una intervención constructiva, luego de 2011, debida a la colocación de un separador de tránsito, compuesto de cordones de hormigón y relleno con suelo, sobre el tablero. La incorporación de este separador produjo modificaciones en la distribución de sus rigideces y masas que se han reflejado en cambios del amortiguamiento y de la respuesta estructural significativos, manteniéndose la frecuencia natural según las mediciones efectuadas in situ. El puente analizado presenta una tipología de tablero compuesta de emparrillado de vigas y losas llenas de hormigón armado. El objetivo del presente trabajo es la contrastación, mediante la aplicación de técnicas numéricas, de las características dinámicas del puente, particularmente de la frecuencia fundamental. Asimismo, se refleja la evaluación realizada que determina el comportamiento en las distintas instancias. A tal fin, se analizan modelos numéricos del tablero en las condiciones previa y posterior a la intervención constructiva.

1 INTRODUCCION

La medición y el análisis de vibraciones son utilizados en conjunto con otras técnicas para la evaluación del comportamiento estructural, constituyendo esta metodología una herramienta de interés para el análisis de la integridad de estructuras (Peralta y Ercoli, 2005). Particularmente, en el diseño de las estructuras de puentes son importantes los efectos de interacción dinámica entre los vehículos y la estructura, con importante influencia de las características del pavimento. Las vibraciones se deben al movimiento de los vehículos sobre las estructuras, siendo más notables en las de alto grado de flexibilidad, excitándose varios modos naturales de vibración (Clough y Penzien, 1993). Las irregularidades debidas a los baches y desniveles pronunciados del pavimento 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 los puentes introducir las fuerzas de diseño como fuerzas estáticas aplicadas, esto es, tener en cuenta los efectos dinámicos mayorando las acciones estáticas, (Amman, 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.

Las características dinámicas de las estructuras pueden utilizarse como indicadores de su flexibilidad. Esta metodología permite la evaluación del comportamiento y del daño estructural debido a que éste, con el transcurso del tiempo, afecta a la rigidez original resultando así una mayor flexibilidad de la estructura y, consecuentemente, una mayor vulnerabilidad frente a las acciones dinámicas. De acuerdo con los resultados de las mediciones, la auscultación periódica conduce a adoptar 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). El grado de deterioro observado en estructuras de puentes que incluyen, en el peor de los casos, a los colapsos ocurridos ha influido en la concientización de la importancia de un monitoreo y mantenimiento de estas estructuras.

En este contexto, se expone la experiencia realizada por los autores, pertenecientes al Área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la UNCPBA, en el marco de convenios firmados con la Secretaría de Obras Públicas de la Municipalidad de Olavarría en 2007, 2010 y 2016, de acuerdo a los cuales se efectuó la Evaluación, Diagnóstico y Propuesta de Mantenimiento y/o Reparaciones de los puentes de hormigón existentes sobre el Arroyo Tapalqué. A tal fin, se efectuaron inspecciones “in situ”, análisis numéricos y experimentales, y se entregó un Informe Final en cada oportunidad donde constan los resultados obtenidos. Particularmente, se presenta el comportamiento dinámico de uno de los puentes de hormigón con particularidades destacadas respecto al resto de los puentes evaluados.

2 CASO ANALIZADO

Para el desarrollo del presente trabajo se analiza uno de los puentes de hormigón de tablero superior. Cabe aclarar que sobre el Arroyo Tapalqué que cruza la ciudad se encuentran puentes de hormigón de diferentes tipologías, ubicados sobre el cauce y separados 600 m

entre ellos. En Figura 1, se observan 2 de los puentes de la ciudad. La identificación de los puentes se corresponde con el de la arteria en que se ubican.

PUENTE TRABAJADORES



PUENTE
SARMIENTO

Figura 1: Ubicación de los Puentes sobre el Arroyo Tapalqué, Olavarría.

2.1 Puente Sarmiento

El Puente de la calle Sarmiento es el objeto de estudio en el presente trabajo. La estructura del mismo, Figura 2, es de hormigón armado realizado “in situ” (Peralta et al, 2008). Consta de un sistema de emparrillado de vigas longitudinales de sección variable y transversales y tablero constituido por losas cruzadas llenas, tipología muy utilizada en la época de su construcción (1960). 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, Figura 3.

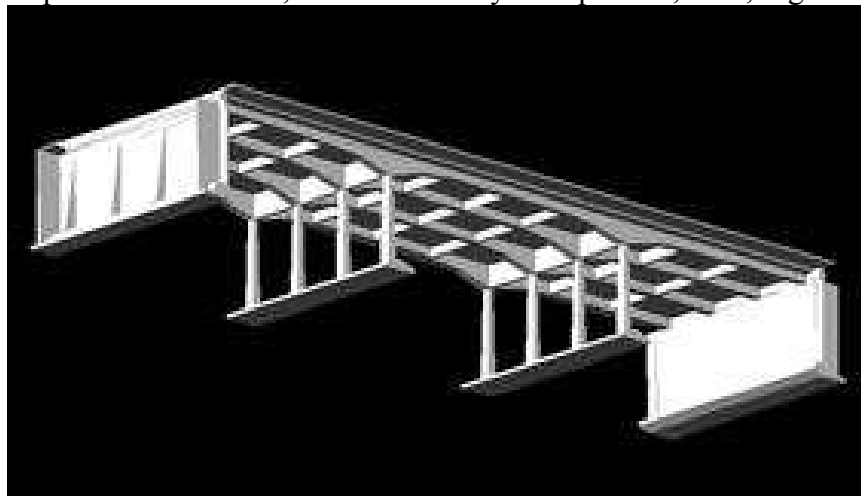


Figura 2: Esquema estructural del Puente Sarmiento



Figura 3: Vista del Puente Sarmiento

3 ANÁLISIS EFECTUADOS

3.1 Aspectos Teóricos y Pautas de Evaluación

Es sabido que las características dinámicas pueden tomarse como indicadores del comportamiento estructural dados los parámetros involucrados en las mismas: masa, rigidez y amortiguamiento (Clough y Penzien, 1993).

En cuanto al amortiguamiento, se observa en Figura 4, que el mismo se caracteriza por la disminución de la amplitud de la vibración en el dominio del tiempo y que puede calcularse según Ecs. (1) y (2).

La distribución de masas y rigideces determinan las frecuencias de vibración propias de la estructura. El gráfico mostrado en Figura 5 resume la importancia de las variables involucradas en la respuesta estructural medida en términos del factor de amplificación dinámica. Las curvas en líneas de trazos corresponden al caso teórico sin amortiguamiento, $\zeta = 0$, las curvas en negrita corresponden a los casos: subamortiguado, $\zeta = 0,2$ y con amortiguamiento crítico $\zeta = 1$.

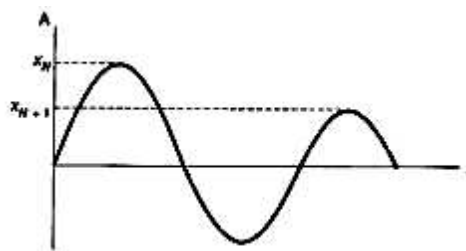


Figura 4: Variación de la amplitud de vibración en el dominio del tiempo

$$\delta = \ln \left(\frac{X_N}{X_{N+1}} \right) \quad (1)$$

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \quad (2)$$

donde:

X_N = amplitud de vibración en el tiempo t_N (mm)

X_{N+1} = amplitud de vibración en el tiempo t_{N+1} (mm)

δ = decremento logarítmico de la amplitud de la vibración

ζ = razón de amortiguamiento estructural

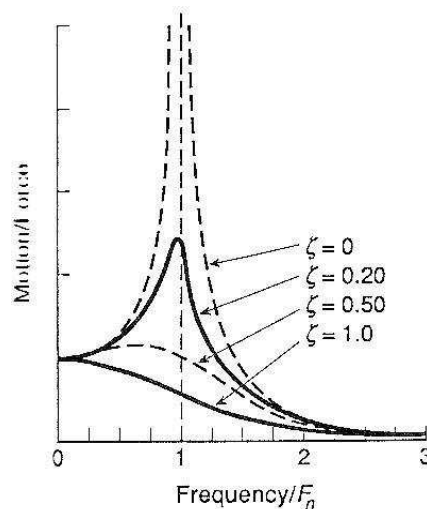


Figura 5: Amplificación dinámica en función de la frecuencia y del amortiguamiento

Estudios efectuados en puentes de hormigón (Amman, 1991), demuestran que, para frecuencias fundamentales entre 1,5 y 4,5 Hz aproximadamente, se produce un fuerte incremento del factor de amplificación dinámica, tal como se indica en la Figura 6.

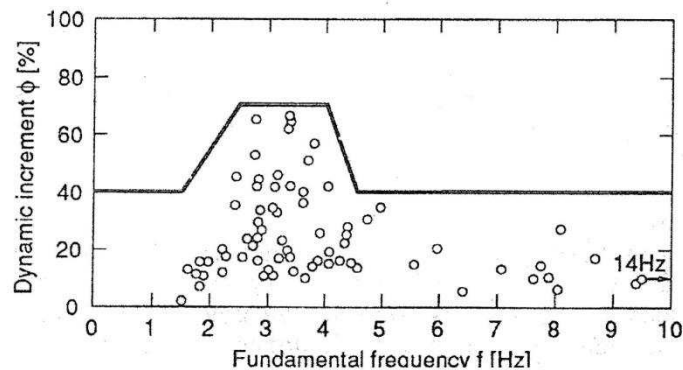


Figura 6: Factor de amplificación dinámica en función de la frecuencia fundamental (Amman 1991)

Para establecer un criterio de evaluación por posibles daños estructurales existe una serie de normas y criterios internacionales que expresan los valores admisibles y los límites vibratorios máximos que podrían dañar a una estructura (CEB N 209, 1991). Los criterios de aceptación se toman con valores más convenientes que varían en función del rango de frecuencia; mientras que el límite para las vibraciones lo marca la velocidad para los casos de frecuencias bajas, y para frecuencias altas, debemos atender a las aceleraciones pico. Al efecto, la mayoría de los criterios se basan en valores aceptables de velocidades vibratorias, tal cual se detalla en la publicación del INTI, en el Capítulo 5, Criterios de aceptación de Vibraciones.

En la Figura 7 (Richart, 1970), (DIN 4150, 1986), (ISO 4866, 1975) se muestran los niveles de aceleraciones en m/s^2 y velocidades en mm/s (rms), relacionados con la frecuencia vibratoria y el daño que dichos niveles pueden ocasionar sobre las estructuras de edificios, que son adoptadas también como referencia para otras como el caso de puentes y edificios industriales. En la ordenada se observa que para el caso de velocidad vibratoria, el nivel permitido debería ser inferior a 10 mm/s (rms), como umbral para no tener daño estructural.

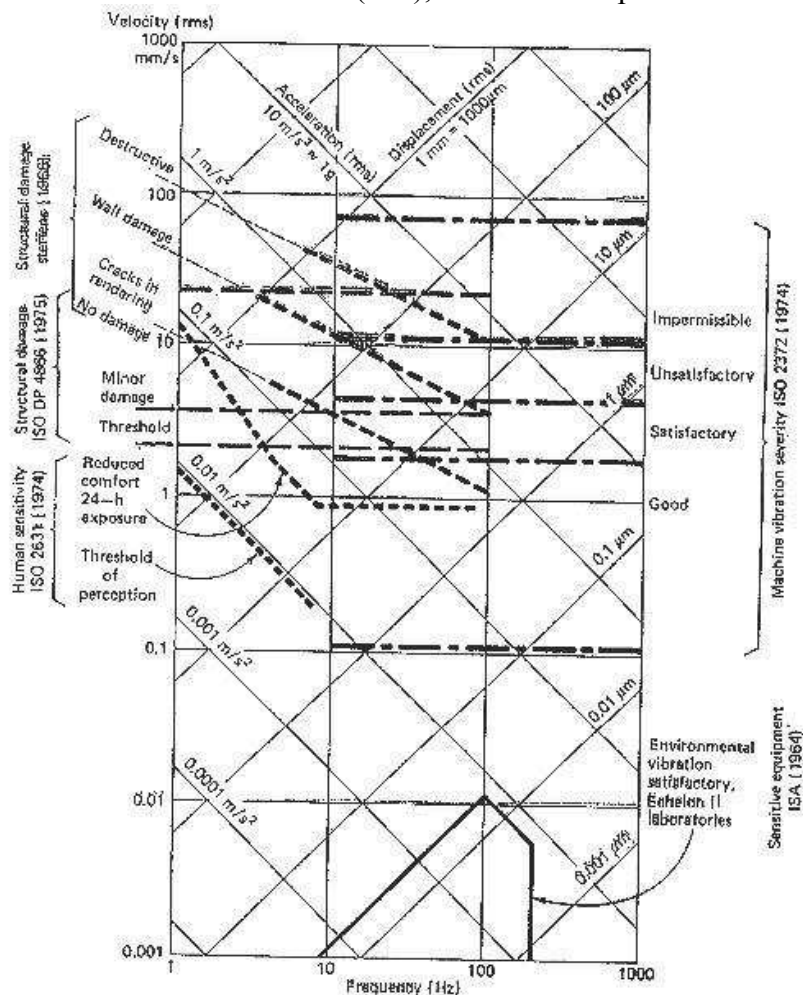


Figura 7: Criterios de vibración (Richart 1970)

Según el autor Amman, (CEB 209, 1991), en el Capítulo 4.3, Bridges, con respecto a los valores tolerables de vibraciones en estructuras de puentes de hormigón remite a la normativa suiza, Swiss Standard, (SNV 640312, 1978). Al respecto, establece que el dato para aplicar el criterio de aceptación de esta normativa es la velocidad pico de las vibraciones, considerando dos casos distintos en función de la causa de las vibraciones (fuente de origen que las provoca) que se distinguen también en su forma de producirse; el primer grupo incluye tráfico, maquinaria y equipos de trabajo mientras que el segundo se refiere a vibraciones producidas por explosiones que al ser poco frecuentes se permiten límites superiores. Como se muestra en la Figura 8, dicha normativa en su tabla 5.3, clasifica a las estructuras en 4 grupos para establecer los valores los valores máximos admisibles de velocidades vibratorias.

structural category	definition
I	reinforced-concrete and steel structures (without plaster) such as industrial buildings, bridges, masts, retaining walls, unburied pipelines; underground structures such as caverns, tunnels, galleries, lined and unlined
II	buildings with concrete floors and basement walls, above-grade walls of concrete, brick or ashlar masonry; ashlar retaining walls, buried pipelines; underground structures such as caverns, tunnels, galleries, with masonry lining
III	buildings with concrete basement floors and walls, above-grade masonry walls, timber joist floors
IV	buildings which are particularly vulnerable or worth protecting

Figura 8: Categorías estructurales, SNV 640312 (1978)

Según esta clasificación, de la SNV 640312, los puentes pertenecen a la Categoría I, y para rangos de frecuencias hasta 30 Hz, se establece como criterio de aceptación $V_{el\ max}$ 12 mm/seg(rms).

3.2 Metodología Utilizada

En cada oportunidad de evaluación (2007, 2010, 2016) se utilizó la metodología que se describe en Figura 9.

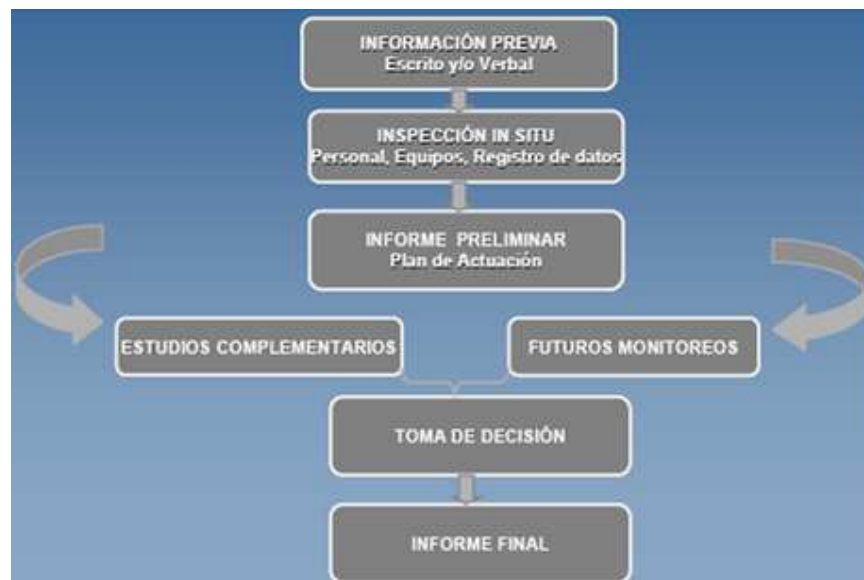


Figura 9: Metodología de trabajo

A continuación se describen brevemente las tareas que se plantearon en cada etapa:

Información Previa: En esta etapa se recopila toda la información disponible relacionada con antecedentes la que puede estar documentada o transmitida en entrevistas con personas que hayan tenido vinculación con la estructura a evaluar.

Inspección in situ: Esta etapa nunca debe obviarse y permite mediante una inspección ocular recabar información fotográfica, efectuar relevamientos de geometrías, registrar daños

observados.

Informe Preliminar: Cumplidas las dos etapas anteriores se está en condiciones de elaborar un informe que indique el estado de la estructura. De este informe debe desprenderse y justificarse el Plan de Actuación próximo. Este plan puede indicar que el estado de la estructura es satisfactorio por lo cual se recomiendan evaluaciones futuras o si el estado no es satisfactorio debe indicarse la necesidad de realizar Estudios Complementarios para arribar a un diagnóstico y recomendaciones adecuadas a la situación.

Toma de decisión: Con los datos aportados por las instancias previas se elabora el Informe Final en el que se incluirán recomendaciones que permitan tomar decisiones.

En el caso del Puente Sarmiento, dado el nivel de vibraciones perceptibles por las personas se recomendaron, en el Informe Preliminar, Estudios Complementarios con la finalidad de cuantificar las vibraciones y establecer el posible grado de afectación de la capacidad portante de la estructura. Estos estudios incluyeron evaluaciones experimentales y numéricas que se presentan en los próximos items.

Dada la intervención constructiva de materialización de un separador de tránsito posterior al año 2010, se presentan las evaluaciones efectuadas en monitoreos previos a efectos de la comparación de los resultados oportunamente obtenidos con los últimos obtenidos en el año 2016.

3.3 Evaluaciones previas, Año 2007

En el año 2007 el Puente no contaba con el separador de tránsito por lo cual el tablero se encontraba sin intervención según se muestra en Figura 10.



Figura 10: Tablero de Puente en instancia de medición en 2007

3.3.1 Análisis numérico

Este análisis se efectuó previo a la etapa de mediciones experimentales, lo que posibilitó estimar el rango de frecuencias de la estructura para la posterior evaluación experimental. La implementación computacional de los modelos numéricos se efectuó en un software de Elementos Finitos (Algor Software V20.3 2007; Huebner et al. 1995), utilizando elementos tipo sólidos isoparamétricos de 8 nodos con interpolación lineal y realizando análisis modal. 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. En esta etapa de análisis solo se tuvo en cuenta el valor de la primera frecuencia flexional, de acuerdo al objetivo del estudio y a lo

indicado en el ítem 3.1. La variación de dicha frecuencia en el tiempo permitiría establecer el nivel de degradación de los elementos estructurales y determinar si dicha degradación es o no peligrosa para la integridad del elemento, de acuerdo con los estándares internacionales (Amman 1991; Richard 1970). El detalle de la simulación numérica correspondiente al Puente Sarmiento fueron descriptos en Peralta et al (2008).

Este análisis permitió cuantificar la frecuencia correspondiente al primer modo de vibración. Dicha frecuencia fue de 3,2 Hz y la forma modal se observa en la Figura 11.

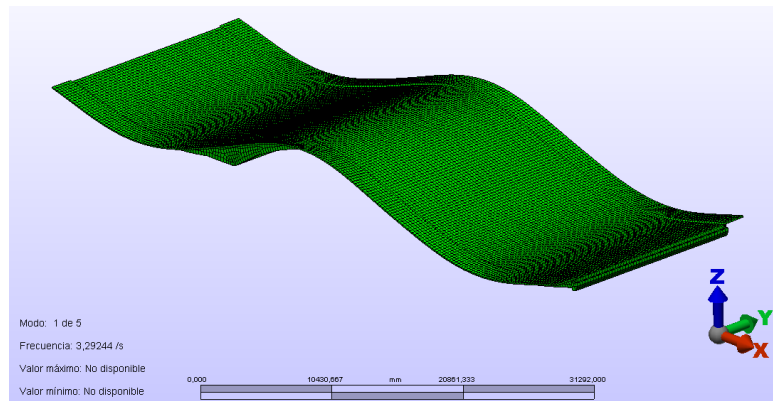


Figura 11: Primer modo de vibración del tablero del puente

3.3.2 Análisis Experimental, Año 2007

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.

Luego de evaluar in situ el comportamiento del puente con la circulación vehicular, se decidió realizar mediciones en tres puntos sobre el tablero del puente según Figura 12.

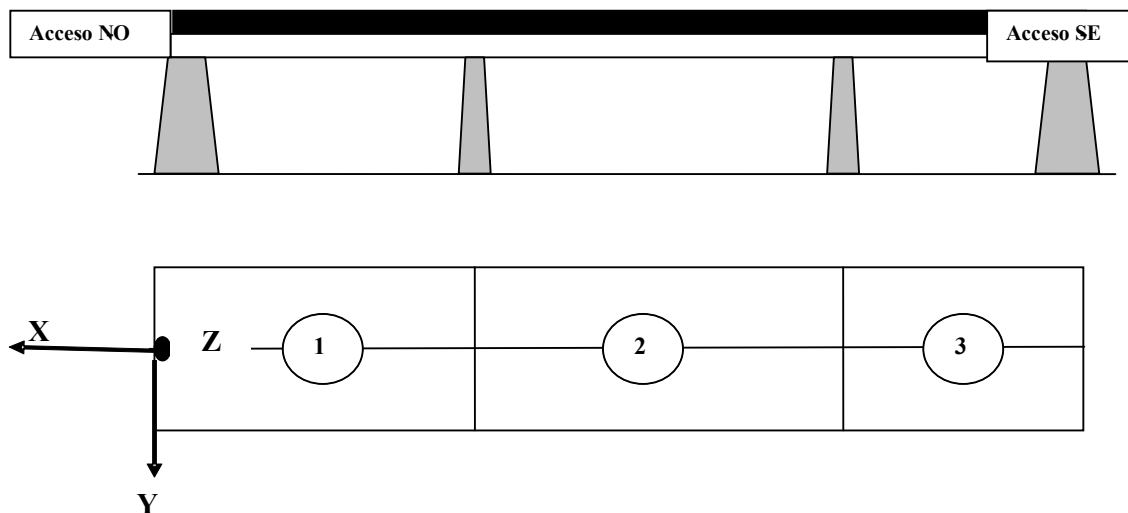


Figura 12: Distribución y direcciones de los puntos de medición 1, 2 y 3

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 adquirente 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 condiciones de velocidad conocidas.

Desde cada uno de los puntos de medición (1, 2 y 3) en que se colocó el acelerómetro triaxial, según Figura 12, se enviaba al colector de datos toda la información proveniente del movimiento del puente en las tres direcciones, debida al tránsito normal y a la circulación del camión testigo. Por otra parte, era registrado el instante de ingreso del camión testigo, 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 que se obtuvieron.

Como resultado de las mediciones realizadas, cuando el Puente Sarmiento es excitado por el tránsito vehicular la **frecuencia** predominante fue de 3,2 Hz en el centro del vano central, cuyo registro se observa en la Figura 13.

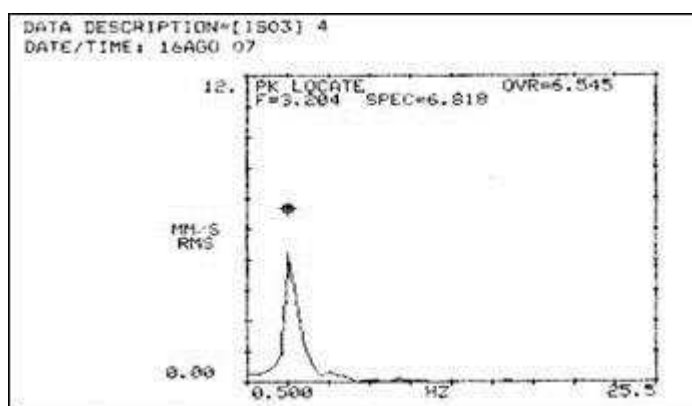


Figura 13: Frecuencia predominante del Puente Sarmiento 3,2 Hz

Para la determinación del **amortiguamiento** se efectuaron registros en el dominio temporal, colocándose un transductor en el centro del puente. Aprovechando la excitación recibida con la circulación del tránsito, una vez apartada de su posición de equilibrio, se obtuvieron distintos registros temporales para la posterior medición del decrecimiento. En la Tabla 1 se muestran los registros obtenidos con los valores que permitieron calcular el amortiguamiento ζ , a través de la utilización de las expresiones del decremento logarítmico indicadas en el ítem 3.1.

Puente Sarmiento	
X_N	11,99
X_{N+1}	11,48
δ	0,04346
ζ	0,00692

Tabla 1: Valores experimentales obtenidos

Tal cual se describió en cada uno de los puntos de medición (1, 2 y 3) se registraron las mediciones experimentales en términos de aceleraciones vibratorias, del puente en las tres

direcciones, debida al tránsito normal y a la circulación del camión testigo, según se muestra en Figuras 14 a 16. El tiempo de registro continuo en cada punto fue de aproximadamente 48 s, lapso suficiente como para permitir la circulación del camión de prueba en ambas direcciones. Y también se registró la velocidad vibratoria en los puntos indicados, siendo las correspondientes al punto 2 las que se muestran en Figura 17.

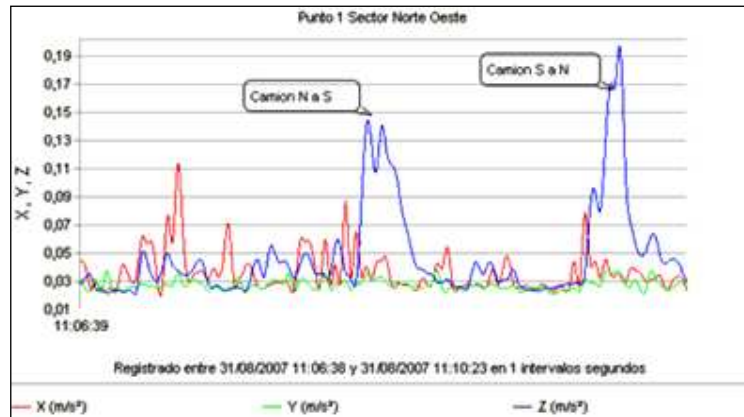


Figura 14: Aceleración vibratoria en el Punto 1

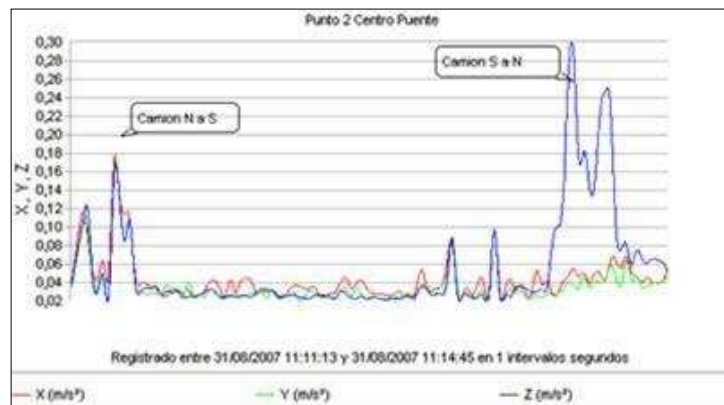


Figura 15: Aceleración vibratoria en el Punto 2

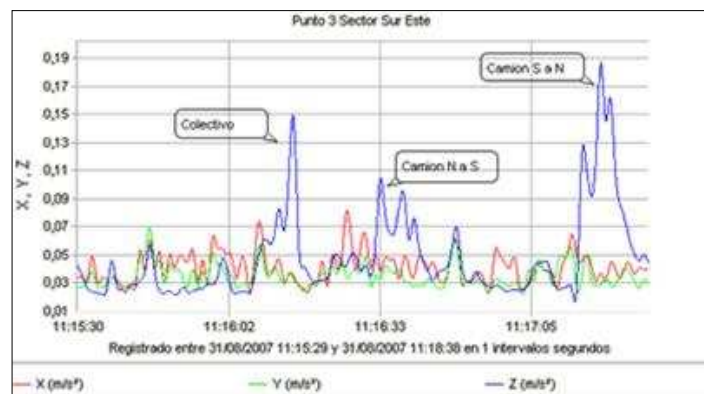


Figura 16: Aceleración vibratoria en el Punto 3

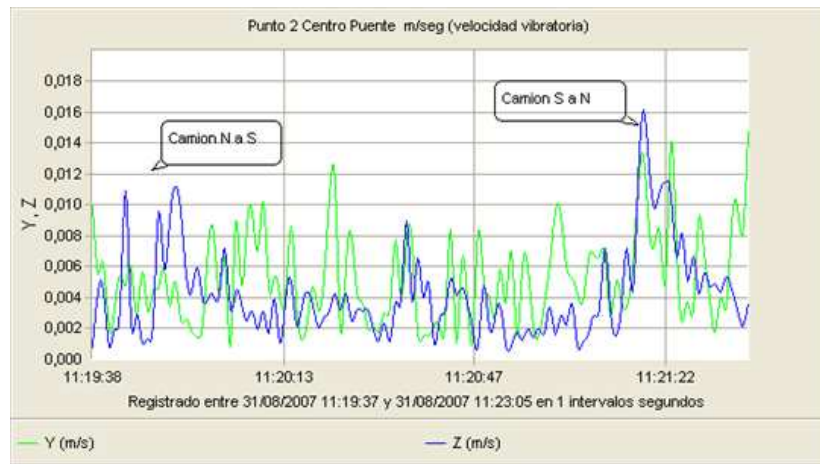


Figura 17: Velocidad vibratoria en el punto 2

3.4 Evaluaciones Año 2016

3.4.1 Análisis numérico

Al igual que en las evaluaciones previas, la implementación computacional de los modelos numéricos se efectuó en el mismo software de Elementos Finitos, utilizando elementos tipo sólidos isoparamétricos de 8 nodos con interpolación lineal y realizando análisis modal. 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. Se consideró en el modelo la incorporación del separador colocado en el eje longitudinal del puente según lo observado en Figuras 18 y 19. Para la incorporación del separador al modelo numérico se utilizaron los mismos elementos que para el tablero de hormigón con las siguientes características del suelo: densidad 1630 kg/m^3 , módulo de Poisson 0,15; módulo elástico longitudinal $E=4776 \text{ kg/cm}^2$, módulo elástico transversal $G=2083 \text{ kg/cm}^2$



Figura 18: Tablero del puente con separador en instancia de medición en 2016

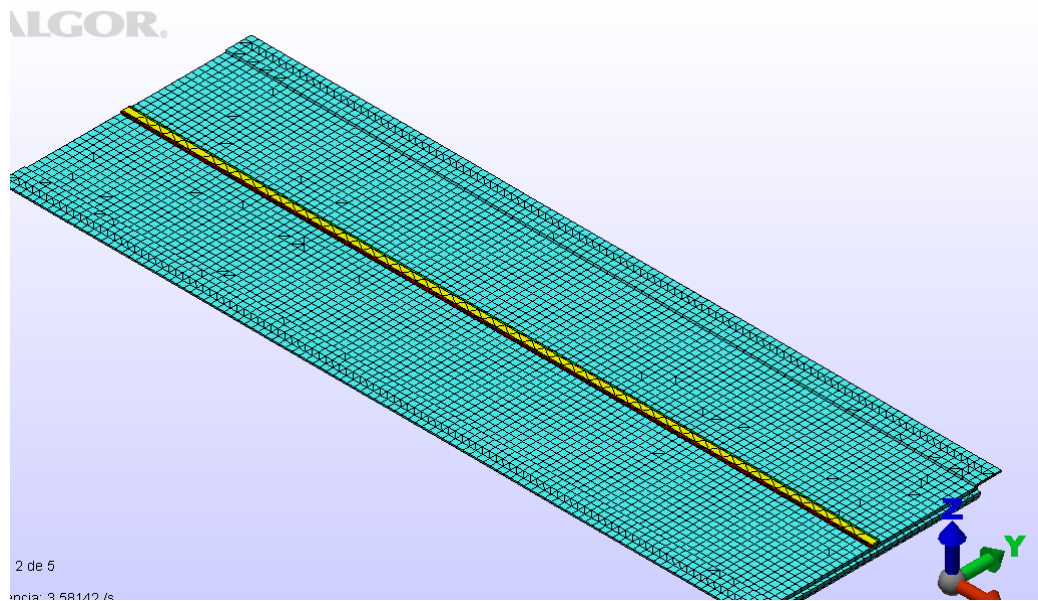


Figura 19: Modelo geométrico con la incorporación del separador longitudinal

Este análisis permitió cuantificar la frecuencia correspondiente al primer modo de vibración. Dicha frecuencia fue de 3.0 Hz y la forma modal se observa en la Figura 20.

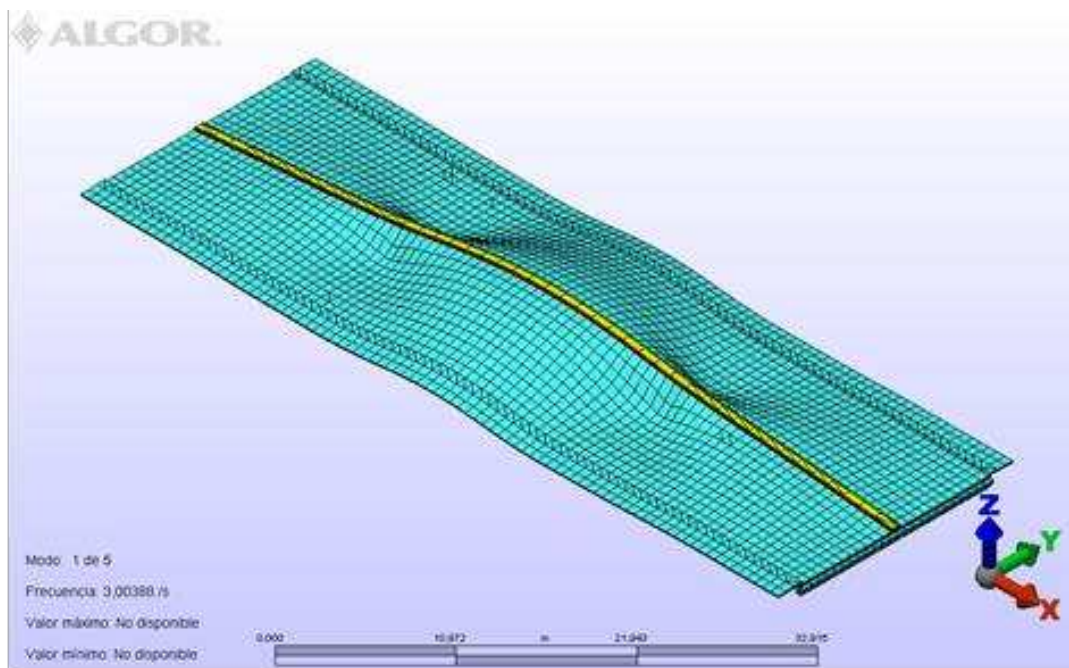


Figura 20: Primer modo de vibración del tablero con separador

3.4.2 Análisis experimental, Año 2016

Como se indicó, las mediciones y análisis son una continuidad de los estudios efectuados durante los años 2007 y 2010, cuyo objetivo es evaluar el estado estructural del mismo.

En esta oportunidad, fueron realizadas las mediciones vibratorias utilizando un equipo VIBRASpec 800, de ocho canales. Este equipo permite evaluar, en tiempo real y en 8 puntos simultáneos para distintos eventos de tránsito, el comportamiento dinámico del puente en toda

su longitud. Se obtuvieron las frecuencias naturales, modos normales y amplitudes vibratorias.

Los 8 puntos de medición fueron distribuidos en forma simétrica cada 6 metros sobre toda la extensión del puente. En dichos puntos se colocaron los acelerómetros que se los identificó con el N°1 al 8, correspondiendo el N°1 al sector de ingreso S-E, luego en orden creciente hacia el N-O, según se muestra en las Figuras 21 y 22.

Tal lo efectuado para mediciones anteriores, se procedió a excitar el puente mediante la circulación de un camión cargado con 10 t de arena aproximadamente y a distintas velocidades (20, 40 y 60 km/h), como así también con tránsito normal.

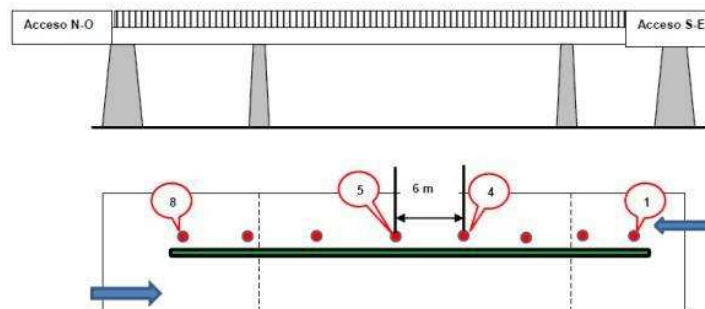


Figura 21: Esquema sobre la disposición de los puntos de medición



Figura 22: Disposición de los puntos de medición sobre el tablero

En Figura 23 se muestra el registro correspondiente a un espectro obtenido en el punto N° 4 (sector de mayor amplitud) donde se observa la **frecuencia** predominante de 3,2 Hz, correspondiente a uno de los modos flexionales del puente.

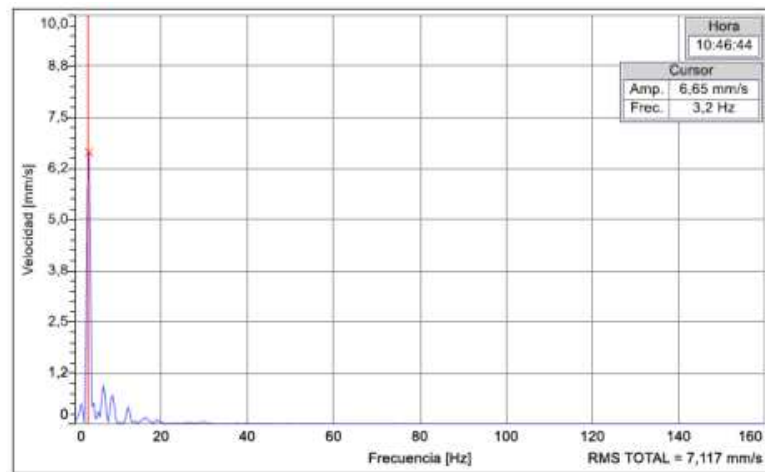


Figura 23: Espectro de respuesta correspondiente al punto 4

La Tabla 2 muestra los resultados de amplitudes de velocidades vibratorias X_N y X_{N+1} en mm/s RMS, de decremento logarítmico δ y de **amortiguamiento** ζ obtenidos según los registros de Figuras 24 y 25.

Puente Sarmiento 2016	
X_N	18,44
X_{N+1}	11,94
δ	0,43463
ζ	0,06934

Tabla 2: Resultados obtenidos de las mediciones efectuadas en 2010 y en 2016.

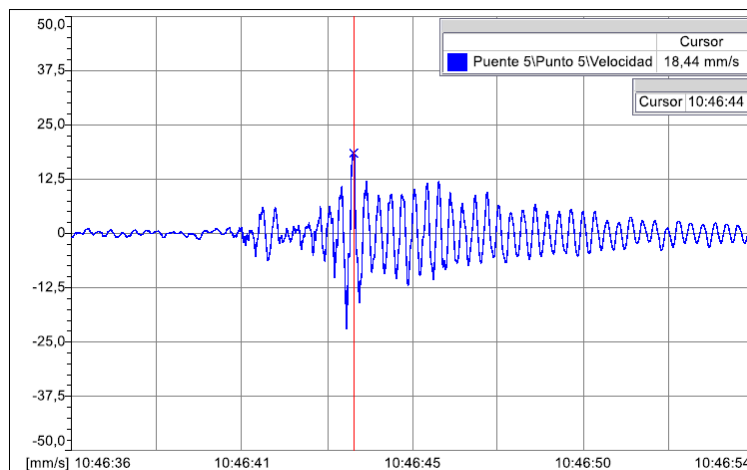


Figura 24: Amplitudes vibratorias X_N en punto 5

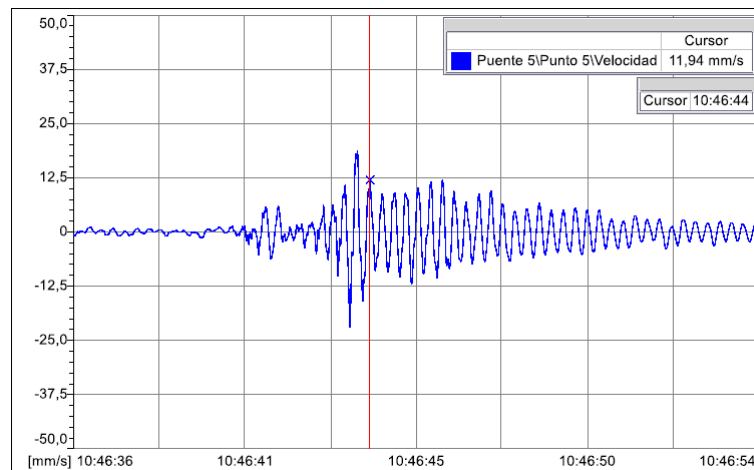


Figura 25: Amplitudes vibratorias X_{N+1} en punto 5

En las Figuras 26 y 27, se presentan algunos de los registros obtenidos durante un lapso mayor a 2 horas, con camión circulando a 60 km/h y con tránsito normal.

El registro indicado en Figura 26, corresponde a un lapso de 10 minutos, durante el cual el camión circula a una velocidad cercana a 60 km/h, siendo los picos mayores cuando se dirige de N-O a S-E y el próximo cuando ingresa a la misma velocidad desde el S-E. Este es el registro que se obtuvo con las mayores amplitudes vibratorias: el N° 4 con 10,08 mm/s RMS, y el N° 5 con 9,79 mm/s RMS. Cabe aclarar que tal lo anticipado, son las peores condiciones de excitación y fueron los mayores valores registrados: 10,08 mm/s RMS y 9,79 mm/s RMS.

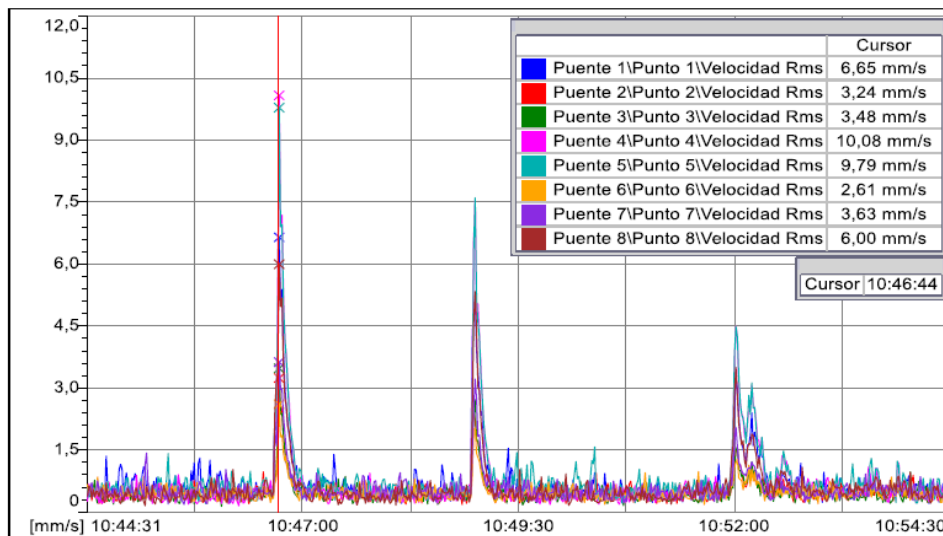


Figura 26: Registro de velocidades vibratorias obtenido con camión cargado a 60 Km/h

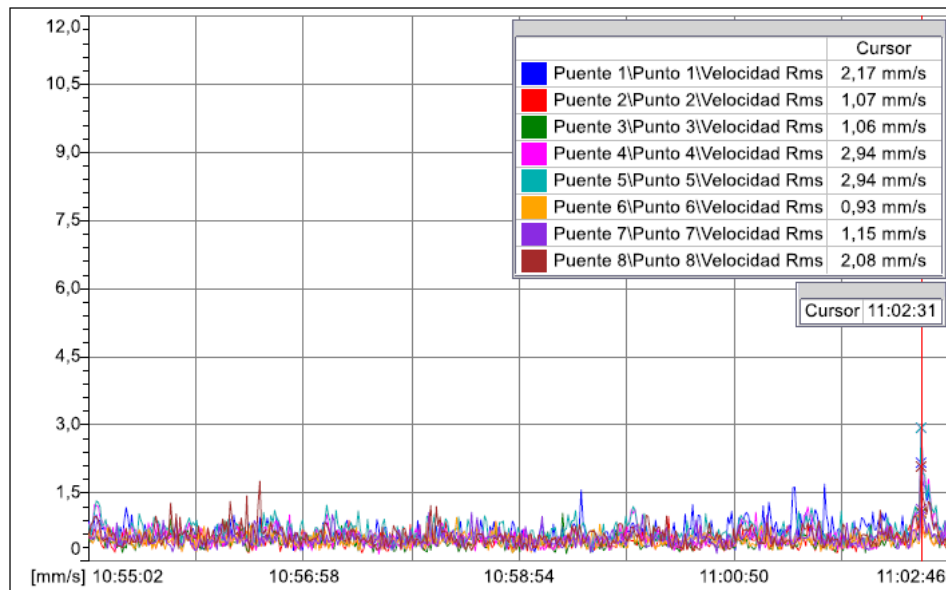


Figura 27: Registro de velocidades vibratorias obtenido para tránsito normal

4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Frecuencias y amortiguamiento

El Puente Sarmiento analizado en el presente trabajo posee una frecuencia predominante de 3,2 Hz que se encuentra en el intervalo de mayor respuesta dado el incremento del factor de amplificación dinámica, (Amman, 1991), Figura 6, lo cual justifica la elevada flexibilidad del sistema.

En la Tabla 3 se muestra la comparación de los resultados obtenidos mediante las dos metodologías empleadas, numéricas y experimentales.

	Valores obtenidos	
	Frecuencia (Hz) Exp/Num	Amortiguamiento (ζ)
Evaluación 2007	3,20/3.20	0.00692
Evaluación 2016	3.20/3.00	0.06934

Tabla 3: Comparación de valores experimentales y numéricos

De acuerdo a los resultados obtenidos experimentalmente, indicados en Tabla 3 puede indicarse que la frecuencia fundamental no varió, respecto a la obtenida en el año 2007, con la intervención constructiva de colocación del separador. En el modelo numérico con separador de hormigón y relleno de suelo, se obtuvo una buena aproximación al valor experimental a los fines de la evaluación del comportamiento estructural global del puente, considerándose la diferencia a la aproximación de la metodología numérica.

Comparando los resultados de amortiguamiento obtenidos, es notable el aumento del mismo en un orden de magnitud, entre el puente sin y con separador respectivamente. La contrastación numérica requiere el análisis de la respuesta dinámica, para lo cual se debe calibrar el modelo numérico con el amortiguamiento del material hormigón y del material suelo, instancia que se encuentra actualmente en desarrollo y que permitirá evaluar esta circunstancia del cambio de amortiguamiento estructural.

Con respecto a la adopción de los parámetros de amortiguamiento, para la calibración del

modelo numérico, en el caso específico del suelo, y según la bibliografía analizada, se indica que la razón de amortiguamiento proporcionada por ensayos de cargas cíclicas sobre suelos secos y saturados, que se encuentra entre 2 y 20 %, (Bolton and Wilson, 1990), conociendo que el amortiguamiento del material hormigón es del 1 al 2%.

4.2 Amplitudes vibratorias

De acuerdo a los criterios mencionados, en el ítem 3.1, el nivel de aceleraciones para no generar daño, deberá ser inferior a $0,1 \text{ m/s}^2$. Asimismo, el nivel de velocidades vibratorias no debería superar el valor de 10 mm/s (rms).

Los resultados experimentales obtenidos en las evaluaciones del año 2007 (Peralta et al 2008), permitieron observar una notable diferencia en los valores de las aceleraciones verticales, en los diferentes puntos medidos según el camión testigo ingrese de S-E a N-O o de N-O a S-E. Los valores de todas las mediciones efectuadas superaron los límites indicados para ambos sentidos de circulación. La diferencia indicada estuvo justificada por un desnivel que existía, en el momento de las mediciones, en el acceso S-E entre las losas de aproximación y la losa que constituye el tablero del puente, lo que provocaba un impacto del vehículo sobre el tablero en el momento del acceso al puente. Esto motivó la recomendación de adoptar medidas que salven el mencionado desnivel, lo cual fue realizado.

Mediciones posteriores a las reparaciones efectuadas permitieron corroborar la influencia del mencionado desnivel en el comportamiento estructural. No obstante, la respuesta para tránsito pesado continuó estando fuera de los rangos admisibles de velocidades, por lo que se recomendó limitar el tránsito en el puente a tránsito liviano, lo cual fue atendido mediante la colocación de limitadores de altura en ambos accesos al puente.

Los resultados obtenidos en el año 2016 muestran que las amplitudes vibratorias, en términos de velocidades, se mantienen fuera del límite de seguridad considerado por lo cual se mantuvieron las recomendaciones.

5 CONCLUSIONES

Los análisis efectuados permiten destacar la validez de las pautas de comportamiento estructural basadas en las características dinámicas. El comportamiento del Puente Sarmiento, fuera de los rangos admisibles, establecidos por los criterios internacionales, se correspondió con una frecuencia fundamental del mismo situada en el intervalo de grandes amplificaciones de la respuesta.

Asimismo, queda de manifiesto, la importancia de la etapa de diseño mediante la adopción de una tipología estructural adecuada. La tipología adoptada debería tener una frecuencia fuera del rango 1,5 - 4,5 Hz, para lograr una estructura con una flexibilidad tal que resulte una respuesta estructural adecuada para la circulación vehicular.

El análisis dinámico de las estructuras constituye una técnica apropiada para evaluar el comportamiento estructural. Estas técnicas de análisis dinámico, constituyen técnicas no destructivas, muy prácticas en su aplicación, lo cual las hace recomendables. Lo indicado refuerza lo expresado en la bibliografía consultada (Amman, 1991) y señalado previamente en el presente trabajo.

Además, se probó una vez más la validez de las metodologías numéricas para la comparación de los resultados, por lo que constituye esta vía de análisis una importante herramienta a utilizar en la etapa de diseño.

La inclusión del separador no ha influido significativamente en la frecuencia natural fundamental del puente. Sin embargo, las mediciones efectuadas muestran que el puente ha experimentado cambios en su amortiguamiento, con un aumento de aproximadamente un

orden de magnitud, lo cual se encuentra en instancia de contrastación por la vía numérica a partir de la evaluación de la respuesta del modelo numérico del puente con separador de hormigón y relleno de suelo.

Por su parte, las amplitudes de velocidades vibratorias se encontraron fuera de los límites reglamentarios para tránsito pesado, por lo que se mantuvieron las recomendaciones efectuadas en monitoreos e informes realizados en años anteriores.

REFERENCIAS

- Algor Software V.20.3. Finite Element Analysis Software. 2007.
- Amman, W. CEB Bulletin D'Information N°209. Vibration Problems in Structures. Practical Guidelines. 1991.
- Bolton & Wilson, Soil stiffness and damping, Structural Dynamics, Kratzig et al. (eds) Balkema, Rotterdam. ISBN 90 6191 1680
- Clough, R. W. and Penzien, J. *Dynamics of Structures*. Second Edition, McGraw-Hill, Inc. 1993.
- Huebner, K. H., Thornton, Earl A. and 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*. Año 15, n. 39. 2007.
- INTI- Criterios de Aceptación de Vibraciones. <https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/vibraciones/34564-8.pdf>
- Peralta, M. and 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. Sesión VII Non Destructive Test. pp. 463-475. 2005.
- Peralta, M.; Ercoli, N.; Pico, L.; Bacchiarello, R.; La Malfa, S.; Correa, L. Análisis Numérico y Experimental de Vibraciones para la Evaluación del Comportamiento de un Puente. *Mecánica Computacional*, Vol. XXVII, pp. 2033-2052. 2008.
- Richart F.E. Jr., Hall, J.R. Jr and Woods, R.D. *Vibrations of soils and foundations*. Prentice Hall. 1970.
- SNV 640312, Swiss Standard, Vibrations in Construction work, Zurich, 1978.