

## **MONITOREO DE ESTRUCTURAS DE OBRAS CIVILES PARA UN COMPORTAMIENTO SUSTENTABLE EN SERVICIO**

**Norma L. Ercoli<sup>(1)</sup>, María H. Peralta<sup>(1)</sup>, Carlos Gerbaudo<sup>(2)</sup>, Salvador La Malfa<sup>(3)</sup>**

(1)Departamento de Ing. Civil-Facultad de Ingeniería - Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, Argentina

(2)Departamento de Ing. Civil- Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Córdoba, INGROUP-Oficina de Proyectos.

(3)Departamento de Ingeniería. Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca. Argentina

Número ID del Resumen (asignado por la Organización): 604

**Palabras Clave:** Puentes, monitoreo, evaluación, mantenimiento

### **Contacto de Autores**

| Autores                | E-Mail                     | Fax          | Dirección postal     |
|------------------------|----------------------------|--------------|----------------------|
| <u>Primer A. Autor</u> | nercoli@fio.unicen.edu.ar  | 02284-451055 | Avda. Del Valle 5737 |
| Segundo Coautor B.     | mperalta@fio.unicen.edu.ar | 02284-451055 | Avda. Del Valle 5737 |

Persona de contacto para el trabajo: Primer A. Autor

Presentador durante la Conferencia: Primer A. Autor

Número total de páginas del trabajo (excluyendo las primeras páginas y la licencia para publicación: 12

## **MONITOREO DE ESTRUCTURAS DE OBRAS CIVILES PARA UN COMPORTAMIENTO SUSTENTABLE EN SERVICIO**

**Norma L. Ercoli<sup>(1)</sup>, María H. Peralta<sup>(1)</sup>, Carlos Gerbaudo<sup>(2)</sup>, Salvador La Malfa<sup>(3)</sup>,**

(1)Departamento de Ing. Civil-Facultad de Ingeniería - Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, Argentina

(2)Departamento de Ing. Civil- Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Córdoba, INGROUP-Oficina de Proyectos.

(3)Departamento de Ingeniería. Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca. Argentina

### **RESUMEN**

Casos de colapsos ocurridos recientemente, revalorizan la necesidad de realizar tareas de mantenimiento y monitoreo para la evaluación y diagnóstico de la integridad de las estructuras.

En el caso de puentes en servicio, las condiciones del tránsito han variado sustancialmente a lo que se agrega, en otros casos, acciones provenientes de explotaciones de canteras en las proximidades del lugar de emplazamiento de las estructuras.

Varias técnicas de detección de daño han tenido un importante desarrollo y se utilizan en diferentes tipologías estructurales. En particular, técnicas dinámicas no destructivas, relacionadas con la medición y análisis de vibraciones “in situ” son utilizadas, complementariamente con otras técnicas, para la auscultación y evaluación estructural. La presencia de fisuras en una estructura de hormigón reduce su rigidez, modificando su amortiguamiento lo cual produce una disminución de la frecuencia natural.

En este trabajo se exponen experiencias de evaluación y diagnóstico de comportamiento de estructuras de puentes de hormigón. Se abordan intervenciones en puentes en condiciones de servicio y uso, evaluados experimentalmente mediante técnicas dinámicas no destructivas, complementariamente con técnicas numérico-computacionales. El análisis de los resultados y su comparación con los estándares admisibles, permiten detectar requerimientos de intervenciones tendientes a la sustentabilidad en servicio de la estructura.

### **1. INTRODUCCION**

La medición y el análisis de vibraciones se utilizan complementariamente con otras técnicas para la evaluación del comportamiento estructural, constituyéndose en una herramienta de análisis y diagnóstico de la integridad de las estructuras [1], [2]

Asimismo, las características dinámicas de las estructuras pueden utilizarse como indicadores de su flexibilidad, permitiendo evaluar por un lado el comportamiento y, por otro el daño estructural a lo largo del tiempo, pues éste afecta a la rigidez inicial originando una mayor flexibilidad de la estructura y, por consiguiente, mayor vulnerabilidad frente a las acciones dinámicas. De acuerdo con los resultados, la auscultación periódica puede conducir a adoptar

medidas correctivas que permitan que la estructura continúe con las prestaciones establecidas en el proyecto. Los códigos y normativas en vigencia establecen pautas para efectuar estas tareas de control a fin de garantizar la vida en servicio de las estructuras, según sea su destino [3]. 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 para sostener en el tiempo de vida útil un desempeño adecuado [4].

Particularmente, en el diseño de las estructuras de los puentes son importantes la interacción dinámica entre los vehículos y la estructura y la influencia de las características del pavimento. Las vibraciones de los puentes ocurren debido al movimiento de los vehículos sobre las estructuras, siendo más notables en las de alto grado de flexibilidad, excitándose varios modos naturales de vibración [5]. Las irregularidades del pavimento y los desniveles pronunciados del mismo conducen a impactos que amplifican las vibraciones. No obstante, en el diseño de puentes es muy común la simplificación de introducir las fuerzas de diseño como acciones estáticas equivalentes, que consideran las acciones dinámicas reales [6]. En la actualidad se está revirtiendo esta situación dada la accesibilidad a herramientas que posibilitan el análisis dinámico contemplando las variables que afectan al problema real.

En Argentina muchos de los puentes han sido diseñados con criterios acordes a las condiciones de uso existentes hace 30 o 40 años. En la actualidad y dado el grado de deterioro observado en estructuras de puentes se ha tomado conciencia acerca de la importancia de un seguimiento y mantenimiento de este tipo de estructuras.

En el presente trabajo se expone la experiencia realizada en el análisis del comportamiento dinámico de puentes de hormigón con tipologías y comportamiento en servicio diferenciados. Los estudios realizados, permiten detectar comportamientos defectuosos que afecten la vida en servicio y tomar las medidas necesarias para su adecuación.

## **2. ASPECTOS TEÓRICOS Y PAUTAS DE EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**

Las características dinámicas pueden tomarse como indicadores del comportamiento estructural, incluyendo la posible afectación de la capacidad portante, dados los parámetros involucrados en las mismas, masa,  $M$ , rigidez,  $K$  y amortiguamiento,  $C$ . Según la ecuación 1, que rige los problemas de dinámica estructural,

$$M A + C V + K D = F(t) \quad (1)$$

En la Figura 1 se aprecia que el amortiguamiento se caracteriza por la disminución de la amplitud de la vibración en el dominio del tiempo, según ecuaciones (2) y (3). El gráfico de Figura 2 resume la importancia de las variables involucradas en la respuesta estructural medida en términos del factor de amplificación dinámica considerando el amortiguamiento estructural como parámetro.

$$\delta = \ln \left( \frac{X_N}{X_{N+1}} \right) \quad (2)$$

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \quad (3)$$

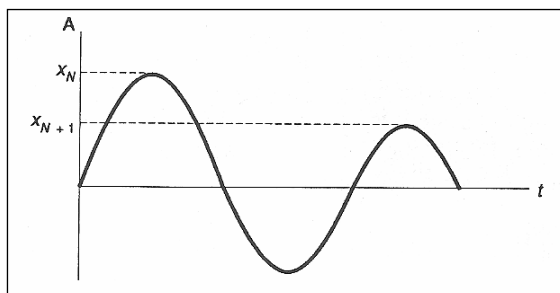


Figura 1: Amplitud de vibración en el dominio del tiempo.

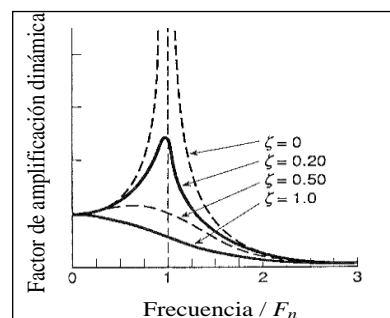


Figura 2: Amplificación dinámica.

La respuesta estructural obtenida a través de mediciones experimentales mediante técnicas dinámicas no destructivas, en términos de amplitud de aceleraciones y de velocidades, posibilita la evaluación del comportamiento mediante la comparación de la respuesta medida con la indicada por las normas y los criterios tomados como referencia [3] y [6]. En particular, estudios efectuados en puentes de hormigón [6], demuestran que, para frecuencias fundamentales entre 1,5 y 4,5 Hz, se produce un notable incremento del factor de amplificación dinámica, tal como se indica en la Figura 3, pudiendo generar una respuesta estructural no adecuada.

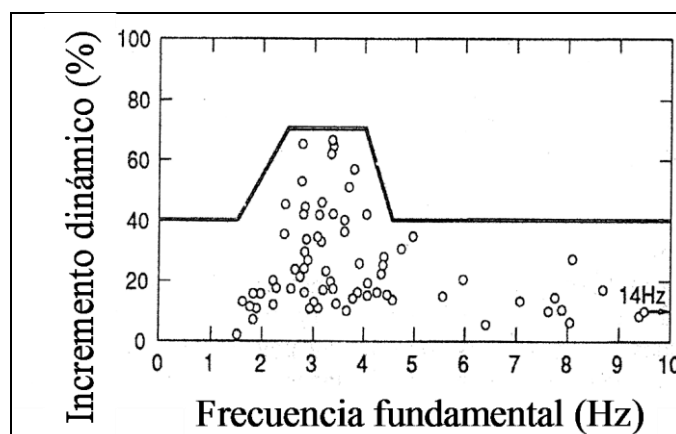


Figura 3. Factor de amplificación dinámica en función de la frecuencia fundamental [6].

Para establecer un criterio de evaluación por posibles daños estructurales existe una serie de normas y criterios que expresan los valores admisibles y los límites vibratorios máximos que podrían dañar a una estructura. A los efectos del presente análisis, se adoptan los criterios establecidos en normas internacionales (ISO, DIN) que se indican en la Figura 4, según [3]. Se observa que los valores expresados en unidades de aceleración,  $m/s^2$ , como así también los niveles de velocidad vibratoria en  $mm/s$ , rms, están relacionados con la frecuencia vibratoria y el daño que dichos niveles pueden ocasionar sobre las estructuras.

Otros autores, como Rades (1994) [7], muestra otro criterio, según Tabla 1, con valores que concuerdan con lo establecido en Figura 4. Según surge de los gráficos se adopta como **valor aceptable cuando no es superado los 10 mm/s, rms, de velocidad vibratoria, y el nivel de aceleraciones para no generar daño estructural deberá ser inferior a  $0,1 m/s^2$ .**

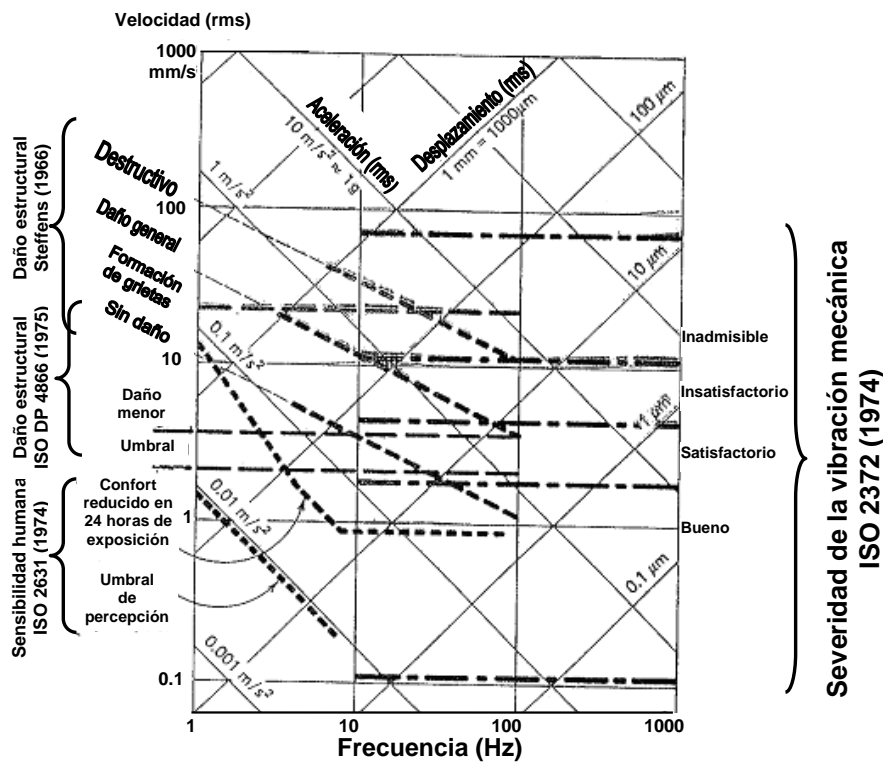


Figura 4. Criterios de evaluación de daño por acciones dinámicas [3]

Tabla 1. Criterios de vibración [7]

| Límites para vibraciones estacionarias |                      |   |
|--|----------------------|---|
| Rango                                  | Velocidad rms (mm/s) | Efecto  |
| I                                      | menor que 2,5        | no se produce daño                                |
| II                                     | 2,5 a 5,0            | daño muy improbable                               |
| III                                    | 5,0 a 10,0           | daño poco probable                                |
| IV                                     | mayor que 10,0       | daño posible; es necesario evaluación estructural |

### 3. METODOLOGIA UTILIZADA PARA LA EVALUACION DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN SERVICIO

La metodología para la evaluación del comportamiento estructural de los puentes involucró las tareas que se detallan:

- Tareas de inspección in situ: incluye relevamiento de tipologías estructurales, geometría y materiales, estado general a partir de tareas de inspección visual.
- Tareas en gabinete consistentes en la generación de modelos numérico-computacionales para la determinación de características dinámicas propias, frecuencias y modos de vibración.
- Tareas de Mediciones Experimentales in situ, utilizando técnicas dinámicas no destructivas. Se realizaron mediciones vibratorias, en secciones de interés de la estructura, evaluando frecuencias naturales y amplitudes vibratorias utilizando equipamiento portátil y acelerómetros tipo sísmicos.
- Diagnóstico, Plan de Intervenciones.

## 4. CASOS ANALIZADOS

Se presentan tres casos, según detalle:

- Los *casos I y II* corresponden a los puentes Sarmiento y Trabajadores, ubicados sobre el cauce del Arroyo Tapalqué de la ciudad de Olavarría. La construcción de dichos puentes data del año 1960 en el caso del Puente Sarmiento, y del año 1982 en el caso del Puente Trabajadores. Las tareas se realizaron en el marco de un Convenio con la Municipalidad de Olavarría, con el objetivo de monitorear los puentes en servicio para evaluar su comportamiento, dada la edad de los mismos.
- El *caso III* corresponde a la evaluación estructural de un puente construido y puesto en servicio durante el año 2013, diseñado para la categoría A30. La estructura del puente está expuesta a efectos dinámicos originados por voladuras por explotación de cantera próxima. Se consideró fundamental contar con información sobre su comportamiento para la puesta en servicio de la obra y generar un Plan de Monitoreo que asegure su sustentabilidad.

### 4.1 Análisis Casos I y II

#### 4.1.1. Inspección in situ

##### Caso I: Puente Sarmiento

A partir de la información técnica y planos aportados por la Municipalidad de Olavarría, se replanteó la estructura del puente de hormigón armado, realizado “in situ”, que se muestra en la Figura 5. Consta de un sistema de emparrillado de vigas longitudinales y transversales y tablero constituido por losas cruzadas llenas, tipología muy utilizada en la época de su construcción. Las vigas longitudinales son continuas de tres tramos de 18 m; 23,40 m y 18 m de luz respectivamente según Figura 6. Las descargas intermedias se realizan a través de vigas transversales de sección rectangular a 8 columnas de hormigón armado de sección rectangular variable con una sección inferior de 0,70 m x 0,80 m y una superior a 0,50 m x 0,70 m cada una. La altura de las columnas es de 7,30 m. Los estribos están constituidos por tabiques y contrafuertes de 50 m de altura y de espesor 0,20 m.



Figura 5: Vista del Puente Sarmiento

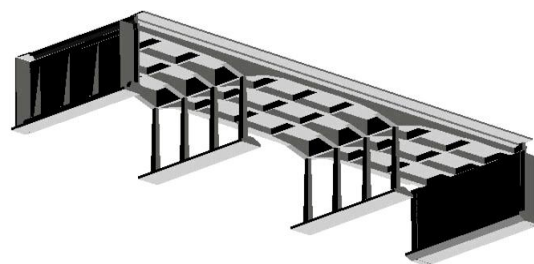


Figura 6: Tipología estructural del Puente

Es importante destacar que en esta etapa de evaluación se percibió durante la inspección una fuerte vibración en toda la superestructura provocada por el paso del tránsito vehicular, lo cual motivó un posterior análisis dinámico. Asimismo, se detectó una fisura en el estribo N-O y falta de mantenimiento de juntas en el tablero

##### Caso II: Puente Trabajadores.

En base a la información técnica y planos aportados por la Municipalidad de Olavarría, se replanteó la estructura del puente, que corresponde al denominado “tipo viga”. Está constituida por un tablero superior de losa llena de hormigón armado ejecutada in situ. La superestructura posee vigas longitudinales postesadas prefabricadas de 16,50 m de luz, que descargan a dos vigas transversales de hormigón armado. Dichas vigas transversales apoyan sobre cuatro columnas de hormigón armado de diámetro de 0,60 m y altura de 8 m, Figura 7 y Figura 8. El tablero posee una junta longitudinal y juntas transversales en correspondencia con los estribos y las vigas transversales.

Durante la inspección in situ se observó un excelente estado general del puente, y de mantenimiento. Las vibraciones percibidas en las condiciones de servicio fueron normales.



Figura 7: Vista del Puente Trabajadores.



Figura 8: Tipología estructural del Puente

Lo observado permite indicar que el Puente Sarmiento posee una flexibilidad marcadamente mayor que la del puente Trabajadores.

#### 4.1.2 Análisis Numéricos Casos I y II

Esta instancia permitió predecir el rango de frecuencias de las dos estructuras. La implementación computacional de los modelos numéricos se efectuó en un software de Elementos Finitos [8] que permitió el análisis modal. El material empleado corresponde a un hormigón con densidad  $2400 \text{ kg/m}^3$ , módulo elástico de  $2,07 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$  y módulo de Poisson de 0,15. En esta etapa de análisis, se tomó el valor correspondiente a la primera frecuencia flexional, de acuerdo al objetivo del estudio, por lo que de acuerdo a estándares internacionales, su variación puede ser utilizada para establecer el nivel de degradación de los elementos estructurales y determinar si dicha degradación es o no peligrosa para la integridad del elemento [4]. En las Figuras 9 y 10 se observa el primer modo de vibración flexional obtenido por la vía numérica, correspondiente a cada uno de los puentes analizados,[9]. Los valores de frecuencias fundamentales se detallan en la Tabla 2.

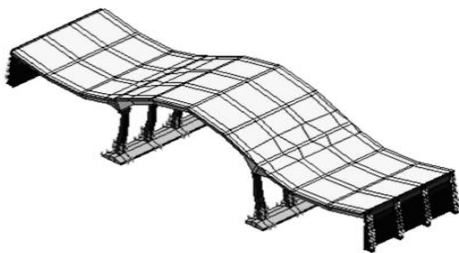


Figura 9: Modo de vibración Pte Sarmiento.



Figura 10: Modo de vibración Pte Trabajadores.

### 4.1.3 Mediciones Experimentales. Uso de Técnicas dinámicas no destructivas

En ambos puentes se efectuaron *mediciones de frecuencias y amortiguamiento* estructural mediante acelerómetros y un transductor del tipo sísmico, obteniéndose las amplitudes y las frecuencias predominantes (FFT, Transformada Rápida de Fourier) en la dirección considerada como Z (vertical), Figuras 11 y 12.

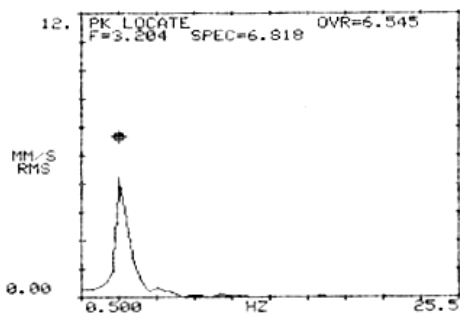


Figura 11: Frecuencia fundamental, P. Sarmiento

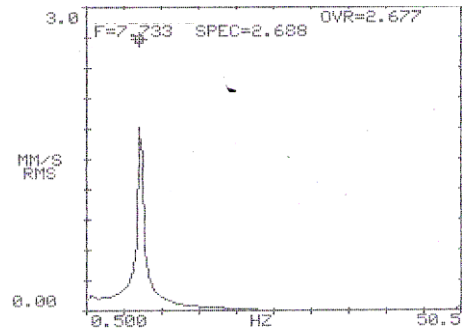


Figura 12: Frecuencia fundamental, P. Trabajadores

Tabla 2: Comparación de valores experimentales y numéricos

|                     | Frecuencia fundamental (Hz) | Frecuencia fundamental (Hz) |
|---------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|                     | Experimental                | Numérico                    |
| Puente Sarmiento    | 3,20                        | 3,53                        |
| Puente Trabajadores | 7,73                        | 7,19                        |

Para evaluar el coeficiente de amortiguamiento estructural se procedió a la medición en forma comparativa del Puente Sarmiento y el Puente Trabajadores. En cada caso fue registrado en el dominio temporal, colocando un transductor en el centro de cada uno de los puentes. En la Tabla 3 se muestran los valores respectivos que permitieron calcular el amortiguamiento,  $\zeta$ , a través de la utilización de las expresiones del decremento logarítmico,  $\delta$ , ecuaciones 2 y 3.

Tabla 3 - Valores da amortiguamiento.

|           | Puente Sarmiento | Puente Trabajadores |
|-----------|------------------|---------------------|
| $X_N$     | 11,99            | 49,58               |
| $X_{N+1}$ | 11,48            | 31,91               |
| $\delta$  | 0,04346          | 0,44000             |
| $\zeta$   | 0,00692          | 0,06980             |

En el puente Sarmiento se efectuaron mediciones experimentales con tránsito dado el comportamiento en condiciones de servicio. Los bajos valores de frecuencias y amortiguamiento medidos en este puente, generaron la necesidad de cuantificar las amplitudes vibratorias existentes en distintas partes de la estructura bajo diferentes condiciones de circulación vehicular para su posterior análisis y comparación con las normas y criterios utilizados a nivel internacional. A tal fin, se realizaron mediciones en puntos estratégicos: tres sobre el tablero del puente, en correspondencia con cada uno de los vanos y sobre los estribos, S-E y por encima y debajo de fisura en el N-O como se muestra en la Figura 13.



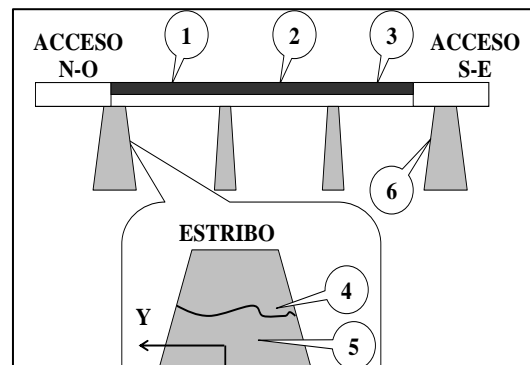


Figura 13: Puntos de medición del Puente Sarmiento, vista longitudinal y frontal de estribo

En cada uno de los puntos se obtuvieron las aceleraciones vibratorias en las tres direcciones X, Y, Z. Para poder evaluar el comportamiento con el tránsito, por un lado, se permitió la normal circulación de vehículos en las dos direcciones (N-O y S-E) y por otro lado, el tránsito de un camión testigo cargado con 10 t de arena, haciéndolo circular bajo dos condiciones: velocidad constante de 30 km/h y partiendo de marcha detenida. Por otra parte, se registró el instante de ingreso del camión y la eventual circulación de cualquier otro vehículo de gran porte (camiones, colectivos, etc.) con el objeto de identificar la correspondencia con los registros. Las Figuras 14 y 15 ilustran la información experimental recogida en las tres direcciones espaciales, para el punto de interés 2.

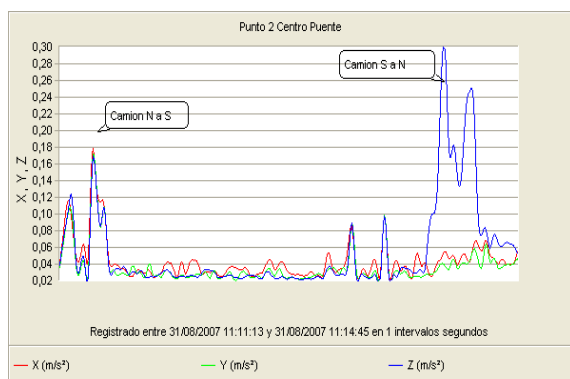


Figura 14: Aceleraciones, en el Pto 2 ( $m/s^2$ )

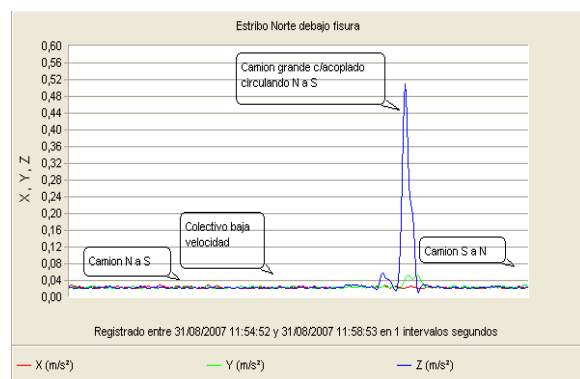


Figura 15: Aceleraciones en el Pto 5 ( $m/s^2$ )

#### 4.1.4 Análisis de Resultados y Propuestas

El Puente Sarmiento posee una frecuencia predominante de 3,2 Hz que se encuentra en el intervalo de mayor amplificación de la respuesta, Figura 3, [6], lo cual indica elevada flexibilidad del sistema. El Puente Trabajadores posee una frecuencia de 7,7 Hz, lo cual lo ubica fuera del intervalo de notoria amplificación dinámica. Con respecto al amortiguamiento estructural, el Puente Trabajadores posee un amortiguamiento 10 veces superior que el puente Sarmiento, según la Tabla 3.

Los resultados experimentales correspondientes a los puntos de medición en el puente Sarmiento, permiten observar una notable diferencia en los valores de las aceleraciones verticales, según el sentido de circulación del camión testigo ingrese, según Figuras 14 a 15..

La diferencia indicada se justifica en un desnivel existente en el acceso S-E 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, originando los picos en Figuras 14 y 15. Los valores de todas las mediciones superan los límites indicados en Figura 4, [3] para ambos sentidos de circulación.

Dado que los valores medidos se encuentran fuera de los límites admisibles, se efectuaron recomendaciones tendientes a adoptar medidas para que el puente presente un comportamiento con niveles de respuesta adecuados. Dichas medidas se refieren a la limitación de la velocidad y carga de los vehículos que circulan el puente Sarmiento además de salvar el desnivel en las losas de acceso S-E y la fisura del estribo N-O.

#### 4.2 Análisis Caso III: Puente en zona de explotación de canteras en Olavarría



Figura 16: Vista general del puente

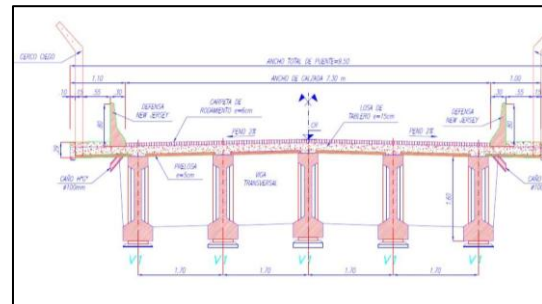


Figura 17: Sección transversal puente

**4.2.1 Inspección in situ:** Según Figura 16, se trata de un puente de tablero superior de un 1 (un) tramo de 32.10 m de longitud, compuesto por cinco 5 (cinco) vigas longitudinales pretensadas de 1.60 m de altura, losa integral de 0.27 m de espesor que incluye la capa de rodamiento, y dos vigas transversales extremas de hormigón armado, Figura 17. Completan el tablero las defensas de hormigón tipo New Jersey y cordones externos de las veredas laterales. Para las múltiples vigas pretensadas la calidad del hormigón es H-42 según CIRSOC 201, 2005, [10]. Se encuentran simplemente apoyadas, mediante apoyos de neopreno armado, sobre estribos de hormigón armado ubicados a ambos lados de un corte del macizo rocoso, a 20 metros de altura del fondo de la excavación. La categoría correspondiente es A30 de las Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado de la Dirección Nac.de Vialidad [11].

En el proyecto se realizaron estudios y análisis sobre la estabilidad del macizo rocoso bajo la consideración de fuerzas inerciales originadas por las voladuras en el lugar de emplazamiento de los estribos del puente. Estas fuerzas se calcularon según United States Bureau of Mines, USBM, [12] con velocidades límites dependientes de las frecuencias de la excitación, que da el marco permitido para la preservación de la zona de fundaciones. A partir de dichos estudios se diseñaron anclajes en roca en el sector de fundación de los estribos del puente para asegurar la estabilidad del macizo rocoso y del propio estribo.

#### 4.2.2 Análisis Numéricos

Se efectuaron análisis numéricos para el cálculo de la flecha máxima en el centro del tablero, a través de los modelos indicados en Figura 18 en la que se muestran la acción de cada camión, representadas mediante la aplicación de cargas concentradas correspondientes a cada uno de los ejes de los cuatro camiones. Las cargas consideradas para cada vehículo son los dos 2 (dos) ejes duales traseros del camión y un 1 (un) eje simple delantero. Los resultados obtenidos fueron utilizados para la prueba de carga estática efectuada.

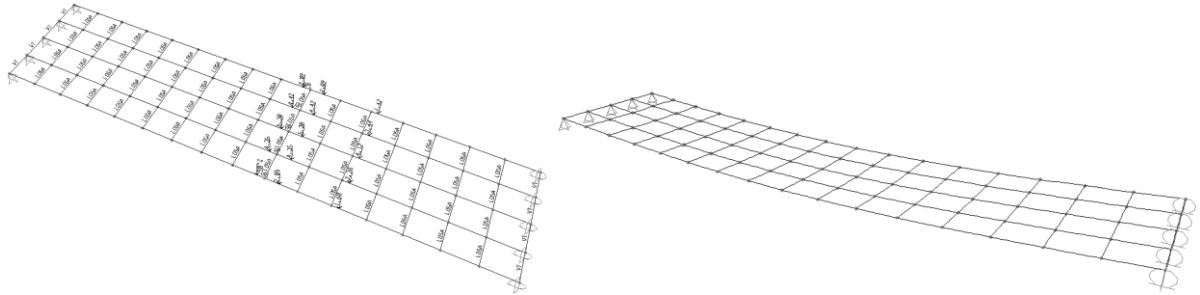


Figura 18: Modelo numérico para evaluación estática. Cargas y deformada del tablero

Se efectuó el *análisis dinámico* utilizando el modelo numérico del tablero del puente indicado en Figura 19. Se consideró el módulo de elasticidad dinámico del hormigón un 10 % mayor que el obtenido para cargas estáticas. Se determinaron los modos y frecuencias naturales de vibración de la estructura, que involucran la rigidez, el amortiguamiento y la masa, a efectos de calibrar las mediciones experimentales.

#### 4.2.3 Evaluación experimental

Una vez finalizada la etapa de construcción del puente, se realizó la evaluación estática del puente a través de la Prueba de Carga, según los procedimientos establecidos en el Pliego General de Condiciones y Especificaciones Técnicas más Usuales de la DNV, Edición 1998 [11], y el Protocolo de Prueba de Carga desarrollado por INGROU, Oficina de Proyectos. En las Figuras 19 se observa la un instante de la realización de la prueba de carga estática efectuada en 2 escalones.



Figura 18: Instancia de la Prueba de Carga con 4 camiones (2do. Escalón de carga)

Asimismo, se registraron los espectros de vibración, mediante la colocación de sensores según se indica en Figura 19. La identificación es la siguiente: en el eje transversal central y centro longitudinal del tablero (Sensor 1V), en el mismo eje y sobre el lateral del tablero (Sensor 4V), en el cuarto del tablero (Sensor 2V) y un sensor colocado en forma horizontal en el centro del tablero sobre la defensa de hormigón (3T). Se efectuaron registros de respuesta en el tablero en el momento de efectuar una voladura.



Figura 19: Ubicación de los sensores para la evaluación dinámica

En Figura 20 se muestra la medición efectuada en la base del puente en el momento de efectuar una voladura controlada. Puede observarse, en este caso, que los valores de velocidades se encuentran dentro de los límites establecidos (gráfico de la derecha), criterios de USBM [12] tomados como referencia, para el rango de frecuencias medidos.

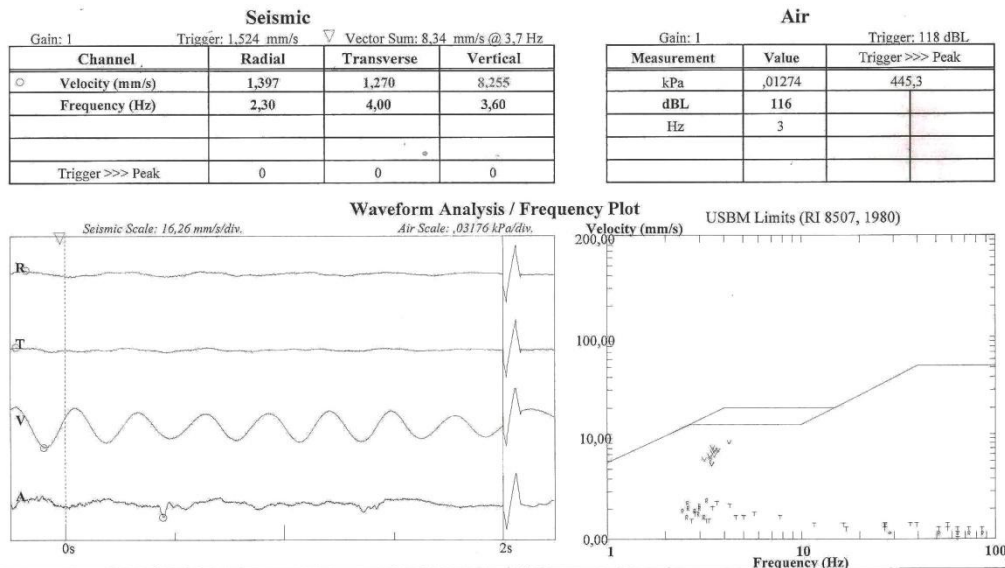


Figura 20 Espectro de frecuencia del sensor 4V y límites admisibles según USBM [12]

#### 4.2.4 Análisis de los resultados y propuestas

Del análisis de los resultados de flecha calculados y medidos se concluye que en todas las etapas de carga y descarga existe una buena correlación entre las flechas calculadas y medidas. Se constató en todos los casos que retiradas las cargas del tablero se recuperaron en su totalidad las flechas producidas por las cargas, evidenciando comportamiento elástico.

Del análisis comparativo realizado entre las evaluaciones efectuadas in situ y numéricamente, se puede concluir que el procedimiento y registros dinámicos realizados son consistentes y reflejan en forma clara las frecuencias fundamentales de vibración del tablero.

Por otro lado es de destacar que las velocidades de vibración de la estructura debido a voladuras efectuadas en la zona se encuentran dentro de los límites admitidos por los criterios de USBM, *cuando se realiza un estricto control de las voladuras*, tal lo observado en el ejemplo de la Figura 20 donde los puntos registrados de velocidad se encuentran en todos los

casos por debajo de dichos límites admisibles. Por lo indicado se propuso un Plan de Monitoreo y Mantenimiento del puente [13], durante la vida en servicio de la estructura que permita asegurar que el comportamiento de cada una de las componentes de la estructura es adecuado y/o detectar de manera temprana algún índice de daño.

## **CONCLUSIONES**

Los casos analizados destacan la validez de las pautas de evaluación de comportamiento estructural basadas en las características dinámicas.

Asimismo, se destaca la importancia de la tipología estructural de los puentes en cada diseño. La misma debería corresponderse con una frecuencia fuera del rango entre 1,5 y 4,5 Hz para lograr una estructura con una flexibilidad tal que resulte una respuesta estructural adecuada para la circulación vehicular. La medición de vibraciones in situ, la predicción numérica y su contrastación constituyen técnicas no destructivas muy prácticas en su aplicación, con el objetivo de evaluar globalmente la respuesta estructural, lo cual las hace recomendables.

La evaluación y control de las acciones (tránsito, voladuras), en muchos casos, es determinante y su regulación se transforma en una herramienta para lograr comportamientos que den cumplimiento a las pautas establecidas para un comportamiento sustentable.

## **REFERENCIAS**

- [1] 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. 2005. pp. 463-475- ISBN 85-98576-08-05.
- [2]. 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". XVII ENIEF, *Congreso sobre Métodos Numéricos y sus Aplicaciones*. San Luis, Argentina. 2008.
- [3]. Richart F.E. Jr., Hall, J.R. Woods, R.D. *Vibrations of soils and foundations*. Prentice Hall. 1970.
- [4]. Husni, R. "Fallas y prevención en las estructuras de hormigón". *Revista Ingeniería Estructural*. Asociación de Ingenieros Estructurales Argentina. 2007. ISSN 16667 – 1511. Año 15, N° 39.
- [5] Clough, R. W. and Penzien, J. *Dynamics of Structures*. Second Edition, McGraw-Hill, Inc. 1993.
- [6]. Amman, W. CEB Bulletin D'Information N°209. *Vibration Problems In Structures. Practical Guidelines*. 1991.
- [7]. Rades, M. "Vibration Limits for Industrial Buildings". *The Shock and Vibration Digest*. 1994. vol. 26, núm. 3.
- [8] ALGOR SOFTWARE V.20.3. *Finite Element Analysis Software*. 2007.
- [9] 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
- [10] INTI-CIRSOC, CIRSOC 201, 2005- Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón
- [11] Dirección Nacional de Vialidad, Pliego General de Condiciones y Especificaciones Técnicas más Usuales, Edición 1998.
- [12] Siskind D.E., Stagg M.S., Kopp J.W. and Dowding C.H. *Structure Response and Damage Produced by Ground Vibration From Surface Mine Blasting*, United States Department Bureau of Mines TN23.U43 TA654-7 622s (690´-21) 80-607825, 1980.
- [13] Peralta, M.; Ercoli, N.; Gerbaudo, C. – "Evaluación de estructura de puente sometida a la acción de explosiones para explotación de canteras"- 23<sup>as</sup> Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. AIE, Asociación de Ingenieros Estructurales. Buenos Aires, Argentina, 17 al 19 de septiembre de 2014. E-book ISBN 978-987-23292-2-8. CDD 620.07.