

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL PUENTE ANTONIO DOVALÍ JAIME, MEDIANTE EL USO DE PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

O. Ortiz¹; A. Patrón, E. Reyes & V. Robles²; M.E. Ruiz-Sandoval³; C. Cremona⁴.

RESUMEN

El puente Antonio Dovalí Jaime –también conocido como Coatzacoalcos II–, es una obra atirantada localizada en el sur de la República Mexicana. Tiene una longitud total de 1, 170 m, con un claro principal de 288 m. La estructura fue inaugurada en 1984. Destaca por ser el primer puente de tipo atirantado en México. Con el fin de evaluar el estado actual de la estructura fue realizado un extenso programa de pruebas no destructivas sobre la misma que incluyeron: medición de esfuerzos y flechas bajo cargas vehiculares conocidas, así como medición de vibraciones bajo excitación ambiental. Los principales resultados de dichas mediciones fueron: relaciones carga-deformación y propiedades dinámicas (formas modales, frecuencias de vibración y coeficientes de amortiguamiento) de los primeros modos de vibración del puente. Los resultados de las pruebas de carga se emplearon para validar y calibrar un modelo de elementos finitos tridimensional del puente. Los resultados de los cálculos numéricos con el modelo calibrado sirvieron para evaluar el estado actual de la estructura y emitir un dictamen sobre la misma.

Palabras clave: Evaluación estructural, instrumentación, pruebas estáticas, pruebas dinámicas, modelos analíticos.

ABSTRACT

The Antonio Dovalí Jaime bridge is an important cable stayed bridge, located in the southeast of the Mexican Republic. The bridge has a total length of 1, 170 m and the main span is 288 m. It was open to traffic in 1984, and was the first cable-stayed bridge in Mexico. In order to assess the current state of the bridge an extensive program of non destructive tests was carried out; the field tests included measurements of stresses, a complete geometric survey of deformed configurations due to vehicle loads, and different series of ambient vibration measurements. The main results of the tests were: load-deformation relationships and dynamic properties (modal shapes, damping and frequencies) of first vibration modes. The results were employed to validate and improve a 3D finite element model of the bridge. The results obtained from FEM calculations were used to assess the actual state of the bridge.

Keywords: Structural assessment, instrumentation, static testing, dynamic testing, analytical models.

RESUMO

A ponte Antonio Dovalí Jaime é uma importante ponte estaiada localizado no sul do México. A ponte tem um comprimento total de 1170 m com um vão principal de 288 m. A estrutura foi inaugurada em 1984, e foi a primeira ponte tipo estaiada no México. Com o fim de avaliar o estado atual da estrutura foi realizado um extensivo programa de testes não-destrutivos sobre a mesma; os testes realizados incluem medição de esforços e flechas sob cargas veiculares conhecidas, e mediação de vibrações sob excitação ambiental. Os resultados principais de ditas medições foram: relações carga-deformação e propriedades dinâmicas (formas modais, frequências de vibração e coeficientes de amortecimento) dos primeiros modos de vibração da ponte. Os resultados dos testes de cargas foram utilizados para validar e calibrar um modelo de elementos finitos tridimensional da ponte. Os resultados dos cálculos numéricos com o modelo calibrado foram empregados para avaliar o estado atual da estrutura e emitir um ditame sobre a mesma.

Palavras chave: Avaliação estrutural, instrumentação, testes estáticos, testes dinâmicos, modelos analíticos.

¹ Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, México.

² Consultora Mexicana de Ingeniería SA de CV. Procesamiento de Ingeniería Estructural SC, México.

³ Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México.

⁴ Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France.

INTRODUCCIÓN

El puente Antonio Dovalí Jaime, inaugurado en 1984, es uno de los más importantes puentes atirantados de México (Fig. 1). Está constituido principalmente por elementos de concreto reforzado y presforzado. La estructura está sometida a condiciones ambientales y geográficas particularmente agresivas: sismos, huracanes, lluvias importantes, medio ambiente marino e industrial.



Fig. 1. Vista del puente Antonio Dovalí Jaime.

Como todos los puentes atirantados, el Antonio Dovalí Jaime es una estructura muy flexible, y en consecuencia sensible a vibraciones. La caracterización de su comportamiento dinámico real es relevante, pues representa la forma en que la estructura se comporta en condiciones de servicio (Fig. 2). Después de 25 años de servicio de esta estructura, se consideró necesario evaluar su comportamiento. Por ello, fueron realizadas una serie de pruebas dinámicas y estáticas que debían cumplir con dos objetivos particulares: evaluar el comportamiento estructural real del puente y calibrar un modelo matemático detallado del mismo. Los resultados de los cálculos matemáticos de la respuesta del puente bajo cargas de operación, complementados con los resultados de una inspección detallada realizada al mismo, permitieron evaluar su capacidad de carga y operación. Este artículo presenta los principales resultados emanados de las diferentes series de mediciones efectuadas sobre la estructura y de los cálculos matemáticos realizados. Se presentan algunas conclusiones obtenidas sobre el comportamiento real del puente.

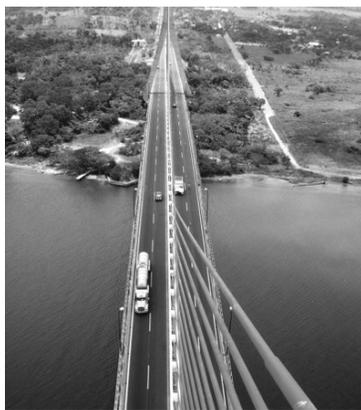


Fig. 2. Ejemplo de condiciones de tráfico en el puente.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El puente Antonio Dovalí Jaime está localizado cerca de las ciudades de Minatitlán y Coatzacoalcos en el sureste de México. La estructura cruza el río Coatzacoalcos. Fue abierto a la circulación el 7 de junio de 1984. En esa época fue uno de los mayores puentes atirantados de concreto del mundo. El puente es una parte fundamental de la autopista que une el centro con el sureste de México. La estructura cuenta con una longitud total de 1,170 m, de los cuales 698.15 m corresponden al puente atirantado. El claro principal del puente atirantado es de 288 m. Los pilones tienen una altura total de 147.12 m, de los cuales 61.29 m están por arriba del nivel del tablero. La totalidad de las pilas y pilones son de concreto reforzado con sección transversal de tipo cajón rectangular. El tablero del puente atirantado tiene un ancho de 18.10 m y consiste en un cajón de concreto presforzado con un peralte constante de 3.30 m. El sistema de atirantamiento se da por medio de un solo plano de tirantes en configuración de “semi-abanico” y está compuesto por 17 tirantes formados con un mínimo de 37 y un máximo de 61 torones; cada torón tiene un área de 150 mm². Tanto el puente principal como los voladizos de acceso se construyeron mediante la técnica de doble voladizo a partir de las pilas (Fig. 3).

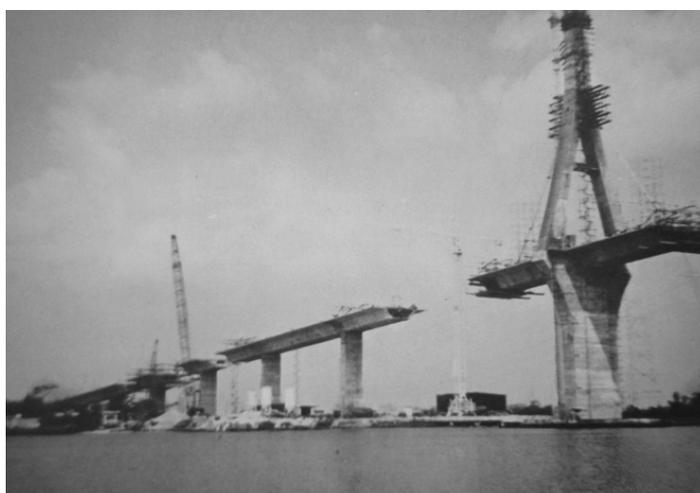


Fig. 3. Vista del puente Antonio Dovalí Jaime durante su construcción.

Existen muchos trabajos previos de instrumentación en estructuras (Muria y González 1995); algunos de ellos en puentes carreteros (Gómez *et. al.*, 1997, Morassi y Tonon, 2008). En algunos de estos estudios se muestran diferentes arreglos de sensores y tipos de pruebas para evaluar su capacidad de las estructuras.

Con el fin de caracterizar el comportamiento tanto bajo cargas estáticas como dinámicas se definieron dos familias de pruebas de carga a realizar sobre la estructura. La primera familia corresponde a pruebas de carga estática que permiten identificar relaciones carga-deformación de globales de la estructura. La segunda familia corresponde a las pruebas de carga dinámicas, este tipo de pruebas permite identificar las principales características vibratorias de la estructura. A continuación se describen dichas pruebas.

PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICAS

Primeramente se realizó un grupo de pruebas de carga estáticas. Este tipo de pruebas considera la medición de la respuesta estática de la estructura (flechas y esfuerzos) bajo cargas de magnitud conocida ubicadas en diferentes puntos sobre el puente.

Descripción de las pruebas

Con el fin de evaluar la respuesta de diferentes partes del puente principal bajo cargas vivas se propusieron tres pruebas de carga estática diferentes (Fig. 4). Para cada prueba de carga se midieron las flechas verticales en 18 puntos del puente (Fig. 5). De igual manera se midieron las deformaciones horizontales en la punta de los pilones. Los vehículos empleados en las pruebas fueron 8 camiones de tres ejes cargados (“góndolas”), con un peso total de 30 ton cada uno. Con el fin de minimizar las perturbaciones asociadas con el cierre total del puente y para minimizar los efectos de origen térmico, las pruebas de carga estática se realizaron muy temprano por la mañana.

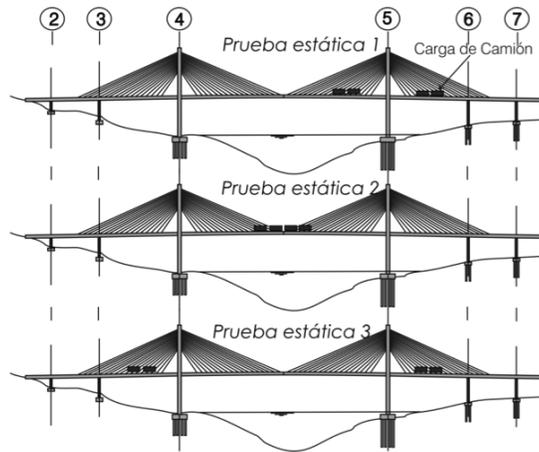


Fig 4. Configuraciones de carga para pruebas estáticas.

La prueba estática número 1, tenía por objetivo maximizar las solicitaciones del tablero en las inmediaciones de uno de los pilones del puente (momentos negativos sobre el apoyo). La prueba de carga número 2, buscó maximizar las solicitaciones (y deformaciones) en el claro principal del puente (momentos positivos del tablero al centro del claro). Por último la prueba número 3, tenía por objetivo maximizar las solicitaciones en los “claros de borde” del puente principal.

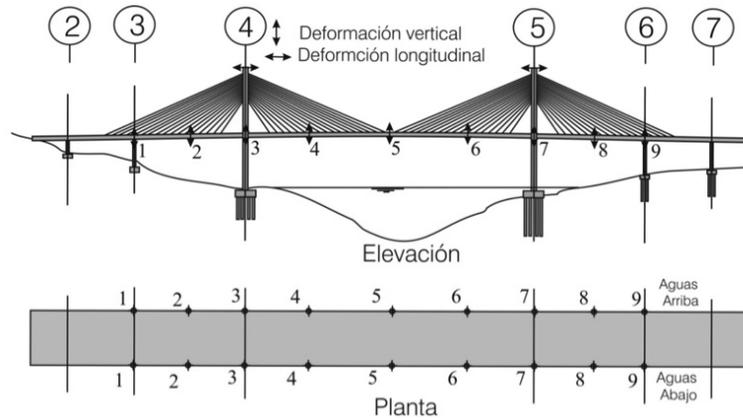


Fig. 5. Puntos de medición de flechas y desplazamientos.



Fig. 6. Camiones cargados ubicados en el puente durante las pruebas de carga.

Las deformaciones en los puntos de control se midieron primeramente para la condición de “peso propio”. Posteriormente, la deformación de cada punto fue medida nuevamente durante la aplicación de cada una de las 3 configuraciones de carga previamente descritas. La diferencia en elevación de cada punto de control, entre su posición bajo la condición de “peso propio” y su posición bajo cada prueba de carga, representa el desplazamiento de la cada condición de carga. De igual manera un serie de mediciones finales fue realizada después de que las pruebas de carga estáticas concluyeron (puente vacío). Las mediciones fueron realizadas con “estación total” topográfica.

Resultados

Como era previsible, para cada caso de carga, las deformaciones verticales máximas del tablero se observaron en las regiones aledañas a donde se ubicaron los vehículos. La flecha vertical máxima medida fue de 6.5 cm, y corresponde a la parte media del claro central durante la prueba de carga estática número 2 (Fig. 7). Esta flecha fue menor a la estimada por cálculos matemáticos por elemento finito (MEF). El origen de estas diferencias se explica más adelante. Un resultado importante fue el hecho de que el puente regresó a su posición original al final de la campaña de pruebas estática, por lo que no se constataron deformaciones residuales en el mismo.

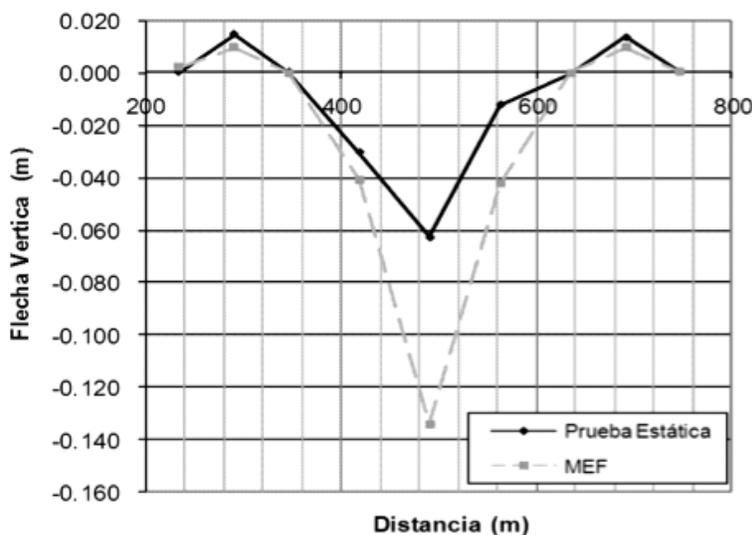


Fig. 7. Flechas verticales del claro principal durante la prueba de carga estática número 2.

PRUEBAS DINÁMICAS

Los primeros usos de las pruebas dinámicas como un medio para evaluar el comportamiento de estructuras tienen su origen al final de la segunda guerra mundial en la industria aeronáutica. El objetivo primordial era evaluar el fenómeno de fallas ante cargas repetidas. El empleo de estas técnicas en construcciones es mucho más reciente.

Existen varias razones que justifican las pruebas en puentes: para enriquecer el conocimiento del comportamiento dinámico; para verificar las opciones de modelado; para evaluar la integridad estructural, o para evaluar la condición estructural. Las nuevas capacidades computacionales de hoy en día han permitido el desarrollo de algoritmos poderosos para la determinación de las características dinámicas de estructuras sometidas a vibraciones. Esta información puede ayudar a reducir la incertidumbre asociada con estimación de los esfuerzos estructurales, y así permitir un mejor una mejor evaluación estructural. Uno de los objetivos principales de los estudios dinámicos es la determinación (o identificación) de las características modales de la estructura.

Tipos de pruebas y plan de mediciones.

Se decidió llevar a cabo una campaña de pruebas de vibración ambiental, en donde se mide la respuesta dinámica de la estructura bajo sollicitaciones ambientales como son el paso de vehículos y oscilaciones ocasionadas por el viento. Este tipo de prueba es particularmente útil pues la energía de la fuente de excitación está repartida en un amplio espectro de

frecuencias y por consecuencia varios modos de vibración son sensibles de ser “activados”. Estas pruebas son particularmente importantes pues permiten evaluar el comportamiento estructural en condiciones de operación.

Las mediciones durante la campaña de pruebas dinámicas fueron hechas usando acelerómetros de la marca PCB modelo 393B31, que tienen una sensibilidad de 10 V/g. El número, la localización de los sensores y la frecuencia de muestreo fueron escogidos en base a los resultados de una campaña preliminar de pruebas y los resultados de un modelo inicial de elemento finito del puente. Para estructuras largas, tal como el puente en estudio, no es siempre posible instrumentar toda la estructura con acelerógrafos. La adquisición de datos fue llevada a cabo por medio de varios arreglos de sensores, y en donde siempre se conservó como referencia 2 canales. La Fig. 8 presenta el plan general de instrumentación, mientras que la Fig. 9 muestra los acelerógrafos colocados sobre el puente y el sistema de adquisición usado.

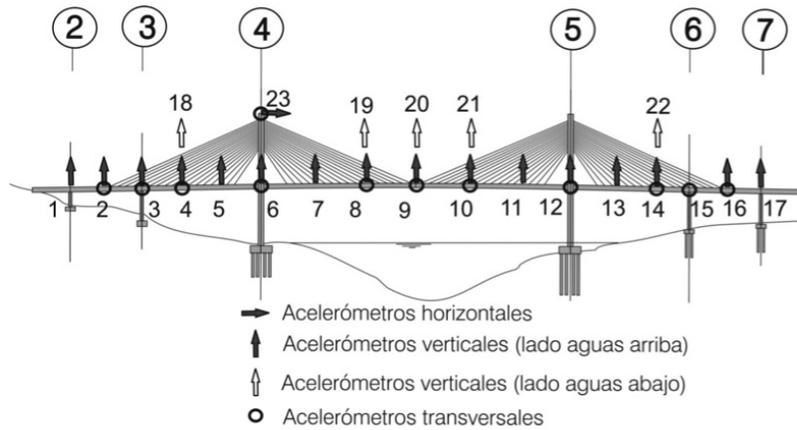


Fig. 8. Ubicación de acelerómetros para pruebas dinámicas.



Fig. 9. Acelerógrafo en posición y central de adquisición durante las pruebas dinámicas.

Durante las pruebas los datos fueron adquiridos con una frecuencia de muestreo de 256 Hz usando ventanas de 15 minutos de periodo en cada serie de medición. Esta frecuencia de muestreo fue establecida como resultado de una campaña preliminar de mediciones en donde se realizaron pruebas de mediciones con diferentes frecuencias de muestreo. La Fig. 10 muestra un ejemplo de los datos recolectados en uno de los puntos de referencia.

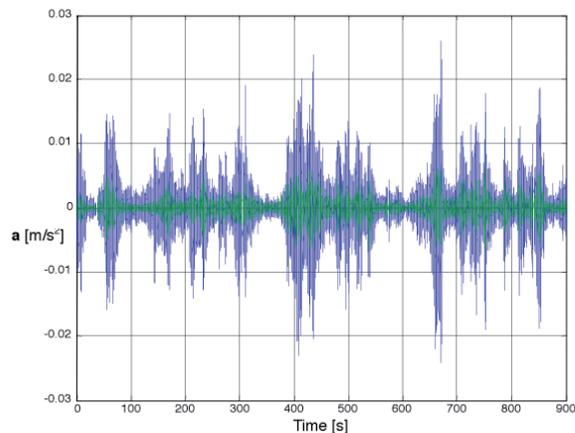


Fig. 10. Ejemplo de registros de aceleración (Negro: verticales, Gris: Transversales).

La Fig. 11 muestra un espectro de los datos grabados. Estos resultados muestran un esbozo de las frecuencias bajas del puente y que están comprendidos entre 0.4 y 3.5 Hz.

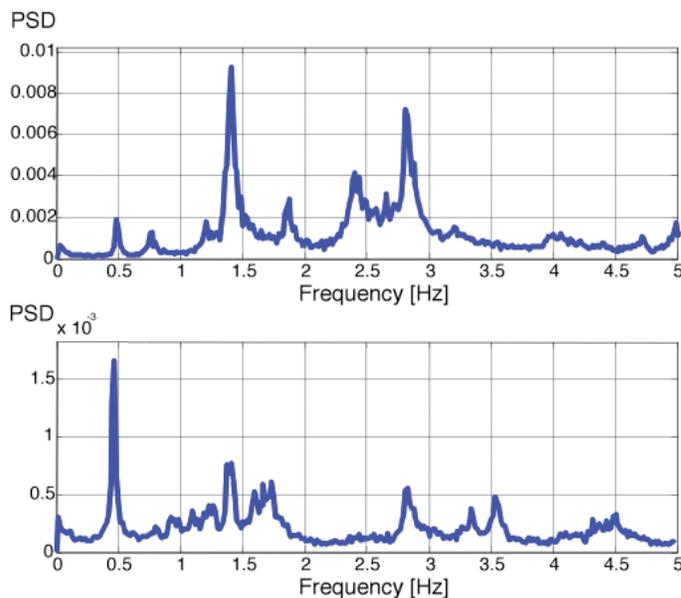


Fig. 11. Densidades espectrales de potencia para un punto de medición del claro principal (vertical & transversal).

Identificación modal

Con el fin de evaluar las características vibratorias de la estructura se recurrió a métodos de identificación modal para analizar los registros de aceleración obtenidos durante las pruebas de vibración ambiental. La identificación modal fue llevada a cabo usando la técnica de decremento aleatorio en conjunto con el método Ibrahim en el dominio del tiempo (Cremona, 2004). El principio del método de decremento aleatorio se basa en considerar las funciones conocidas como funciones de decrementos aleatorios tomadas de los promedios de los segmentos de medición bajo condiciones de disparo. Estas funciones son funciones amortiguadas que hacen posible la aplicación de algoritmos tradicionales de identificación estructural, tal como el método Ibrahim en el dominio del tiempo. El procesamiento de los registros obtenidos por estas técnicas fue llevado a cabo usando la utilidad LCPC-SYS-Ident. Doce modos fueron identificados. En la Tabla 1 y en la Fig. 13 se resumen los parámetros modales para los primeros modos del puente.

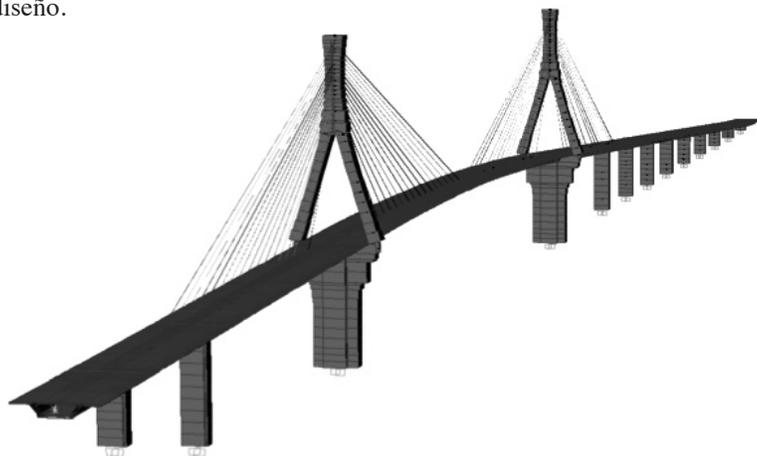
Tabla 1. Parámetros modales identificados para los primeros 5 modos.

Modo	Periodo (seg)	Porcentaje de amortiguamiento (%)
1	2.151	0.20
2	2.041	0.40
3	1.311	0.32
4	1.261	0.77
5	1.088	0.63

El orden de magnitud de los períodos de vibración y porcentaje de amortiguamiento de los primeros modos encontrados corresponden a valores usuales en puentes atirantados sometidos a vibraciones ambientales. (Gautier, 2005). Para el primer modo de vibración no fue posible identificar la forma modal, debido a que esta frecuencia no estuvo presente en todas las series de medición.

MODELO DE ELEMENTO FINITO Y SU CORRELACIÓN CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

El programa experimental fue usado para complementar el desarrollo de un modelo de elemento finito en 3D de todo el puente. El modelo fue elaborado basado en los planos originales de construcción, así como en los resultados de una inspección detallada realizada en el 2006. Los trabajos de inspección comprendieron, entre otras cosas, un levantamiento geométrico detallado de la estructura, extracción de corazones de concreto en varios puntos de la estructura y evaluación del módulo elástico y resistencia de concreto de los corazones y medición de las fuerzas de tensión existentes los tirantes. El modelo fue realizado usando el programa SAP2000. Un total de 833 nodos y 902 elementos (cable y viga) fueron utilizados en el modelo de elemento finito (Fig.12). Las características mecánicas de los materiales constitutivos del puente (peso, módulo de elasticidad, etc.) fueron usados en función de los datos técnicos disponibles y de hipótesis “típicas” de diseño.

**Fig. 12.** Vista del modelo de elementos finitos del puente.

Validación del modelo

La respuesta teórica del puente debida a los arreglos de cargas estáticas previamente descritas fue calculada con el modelo de elemento finito bajo la hipótesis de un comportamiento lineal. Estos resultados fueron comparados con aquellos obtenidos por las pruebas. Una relativamente buena concordancia entre el modelo y las pruebas estáticas (deformadas similares) fue encontrada. Las deformaciones medidas en el puente durante las pruebas estáticas fueron menos importantes que aquellas calculadas numéricamente (Fig. 7). Esta tendencia fue la misma para todos los arreglos de pruebas estáticas. Es importante señalar que la hipótesis de comportamiento elástico-lineal para los diferentes elementos del puente (incluidos los tirantes) se justifica ampliamente dado el orden de magnitud de las cargas aplicadas sobre la estructura (Walther, 1998).

El modelo de elemento finito fue igualmente utilizado para calcular las formas modales y los periodos naturales de vibración de los modos más bajos del puente. Los resultados son resumidos en la Fig. 13. Estos resultados muestran una razonable concordancia entre los valores numéricos y las pruebas experimentales: formas modales comparables y periodos de vibración del mismo orden. Sin embargo, el modelo de elemento finito sobreestima los periodos en todos los modos de vibración. Los resultados muestran la misma tendencia encontrada en las pruebas estáticas: el modelo numérico es más flexible que el puente real. A pesar del hecho que el modelo numérico fue detallado tanto como fue posible, la rigidez aparentemente fue subestimada consistentemente a lo largo del puente.

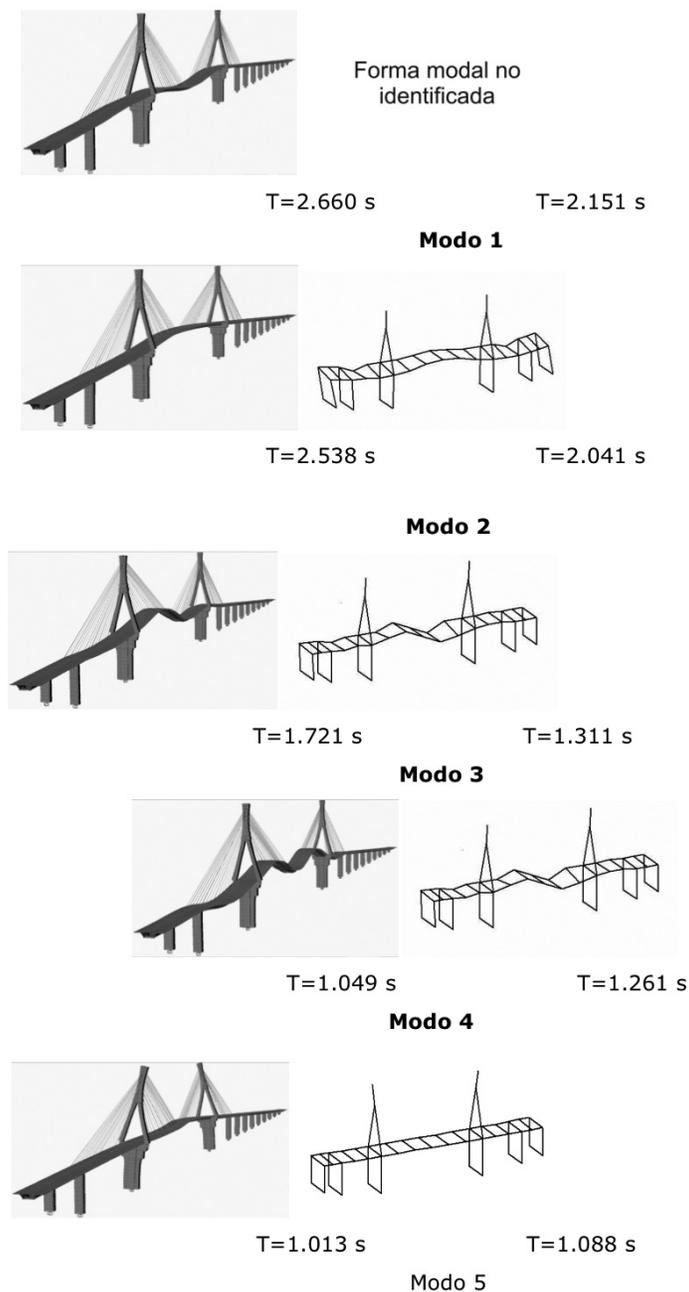


Fig. 13. Formas modales identificadas y calculadas para los primeros modos de vibrar del puente.

Actualización del modelo

Un estudio paramétrico fue llevado a cabo y se asumieron algunos valores, tales como el módulo de elasticidad y las densidades de los materiales. Sin embargo, variaciones normales en esos parámetros no fueron suficientes para explicar las diferencias obtenidas entre el modelo y los resultados experimentales. Estas inesperadas diferencias llevaron a los autores a realizar una mayor investigación de información sobre las características del puente. Se encontró que los cables de atirantamiento fueron protegidos contra la corrosión mediante una funda de acero de 5.6 mm de espesor, y que adicionalmente les fue inyectado un mortero de cemento (Fig. 14). Esta solución no es usual en puentes atirantados en donde ductos de polietileno de alta densidad son normalmente empleados para proteger los tirantes contra la corrosión. De igual manera se encontró que los diseñadores del puente organizaron la construcción del tablero de forma tal en que se garantizara una compresión permanente en el mortero inyectado en cada cable (AFPC 1986).

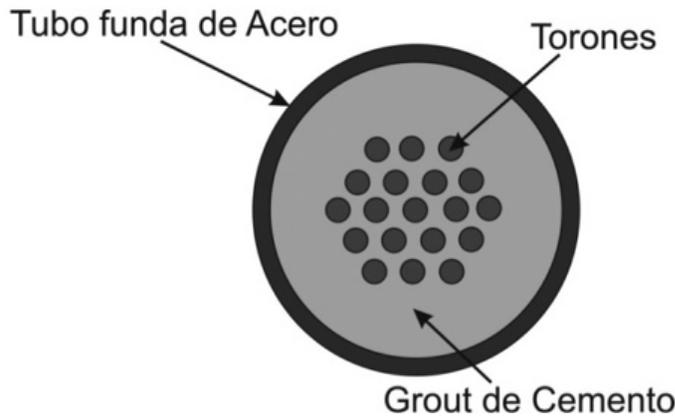


Fig. 14. Detalle de la protección de los tirantes.

El hecho anteriormente mencionado modifica el comportamiento estructural del cable; el acero del ducto y el mortero inyectado juegan un papel importante en resistir el esfuerzo debido a la carga viva y las cargas dinámicas. En consecuencia, la rigidez de los cables es mayor a la considerada. Por lo tanto, la rigidez de los cables fue calculada tomando en cuenta el área del tubo funda y la equivalente “área de acero” debido al mortero. Esta consideración incrementa la rigidez del cable en un 100% aproximadamente. En consecuencia la correlación entre el modelo de elemento finito y los datos experimentales mejoró considerablemente, tanto para las pruebas dinámicas como para las estáticas (Fig. 5 y Tabla 2).

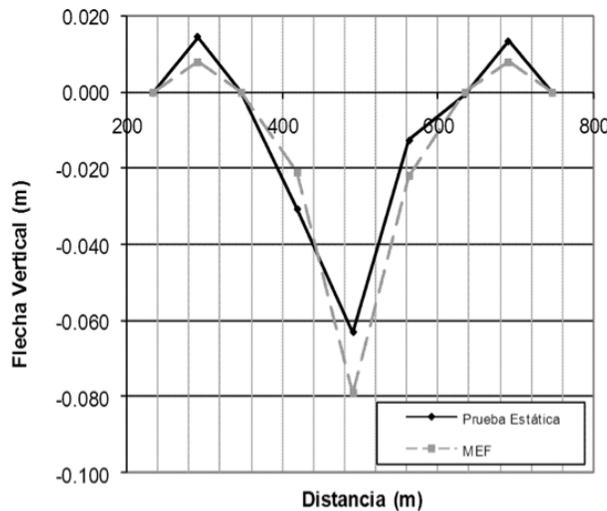


Fig. 15. Deflexión vertical del puente durante PE2.

Tabla 2. Comparación de los primeros cinco periodos medidos y calculados del puente con el MEF actualizado.

Modo	Medido (seg)	Calculado (seg)
1	2.151	2.353
2	2.041	2.017
3	1.311	1.353
4	1.261	0.960
5	1.088	0.908

Con los resultados arriba mostrados el modelo numérico fue considerado como validado y aceptable para llevar a cabo el estudio de la respuesta del puente bajo cargas accidentales y de servicio.

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

La respuesta del puente a las diferentes cargas de “diseño” (sismo, viento, carga viva) fue calculada con el modelo de elemento finito actualizado. Los resultados de estos cálculos fueron usados para verificar la capacidad de carga y de servicio en los diferentes elementos del puente. La condición de “carga muerta” fue calculada tomando en cuenta las fases de construcción de viga en voladizo, instalación de los cables de presfuerzo, entre otros, que se llevaron a cabo cuando el puente fue construido (Fig. 16). Para estos cálculos fue considerado un comportamiento no lineal de los materiales (flujo plástico y contracción del concreto, relajación de los aceros de presfuerzo y de los tirantes, etc.).



Fig. 16. Ejemplo de las fases constructivas consideradas.

La verificación de la resistencia y capacidad de servicio del puente fue hecha siguiendo las especificaciones del código AASHTO-2002 y las especificaciones mexicanas de diseño de puentes. La Fig. 17 muestra un ejemplo del tipo de verificaciones hechas.

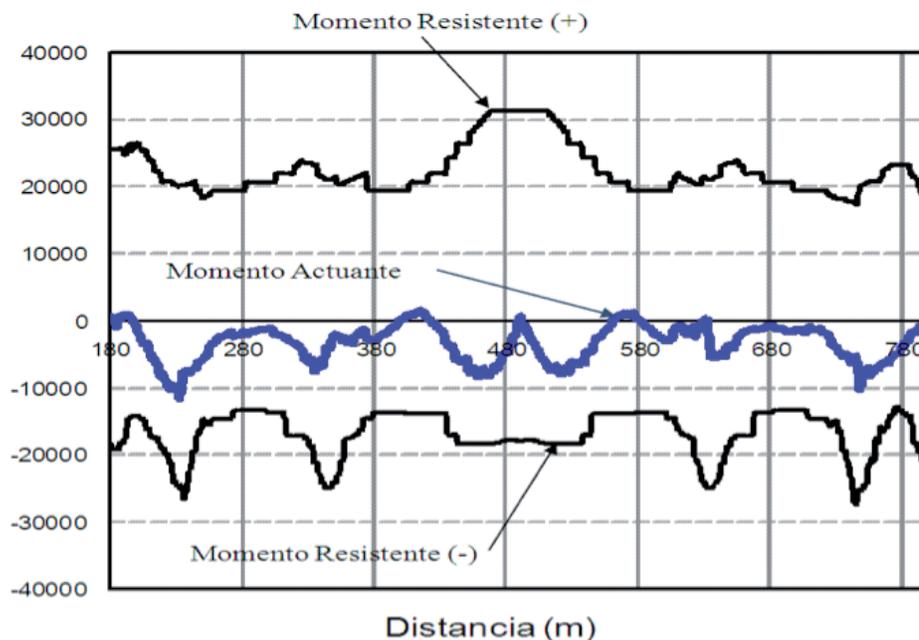


Fig. 17. Verificación de la resistencia a flexión del tablero del puente principal.

Algunos de los resultados relevantes fueron:

- Los momentos flexionantes en el tablero principal del puente debido a la carga viva fueron reducidos en un 10% gracias al incremento de la rigidez de los cables debido a la cubierta del acero y el mortero inyectado.
- Las fuerzas sísmicas en el puente calculadas con el modelo de elemento finito actualizado son 15% mayores que aquellas calculadas con el primer modelo.
- El estado del puente y su capacidad de carga son satisfactorias.

CONCLUSIONES

Se presentaron los trabajos realizados para la reevaluación de la capacidad estructural de un importante puente atirantado. El método de trabajo seleccionado está basado en el uso de pruebas dinámicas y estáticas, así como en procedimientos de identificación modal. Estos resultados permitieron validar y calibrar un modelo de elementos finitos detallado del puente. Dicho modelo matemático fue a su vez empleado para evaluar las sollicitaciones en los diferentes elementos que componen el puente bajo cargas de servicio y accidentales. Con estos resultados fue verificada la capacidad de servicio de los principales elementos estructurales permitiendo concluir que el puente Antonio Dovalí Jaime continúa siendo apto para prestar servicio.

Las pruebas de carga son una herramienta fundamental para la reevaluación de la capacidad de carga de grandes estructuras existentes, pues permiten reducir considerablemente las incertidumbres ligadas al modelado matemático, la evaluación de su capacidad de carga y el dictamen sobre su seguridad estructural.

REFERENCIAS

- Association Francaise Pour la Construction (AFPC), "La construction du pont à haubans Coatzacoalcos II", en *Annales de l'ITBTE*, núm. 441, pp. 101-163, Paris, 1986.
- Cremona, C., "Bridge dynamic testing: principles, methods and applications, acoustical and vibratory surveillance methods and diagnosis techniques", Senlis, núm. 11-13 de octubre, Francia, 2004.
- Gautier, Y; Cremona C., "Dynamic tests on the Millau viaduct. Experimental vibration analysis for civil engineering structures", en *EVACES 05*, 26-28 October, Burdeos, Francia, 2005.

Gómez R.; Muriá-Vila D.; Sánchez-Ramírez R; Escobar, JA, “Non destructive structural evaluation of two bridge superstructures”, *Conference Information: Mouchel Centenary Conference on Innovation in Civil and Structural Engineering*, pp. 121-132, 1997.

Morassi, A; Tonon, S., “Dynamic testing for structural identification of a bridge”, en *Journal of bridge engineering*, vol. 13 (6), pp. 573-585, 2008.

Muriá, D; González, R, “Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México”, en *Revista de Ingeniería Sísmica*, núm. 51 pp. 25-45, 1995.

Walther, R., 1998, *Cable stayed bridges*, Thomas Telford, UK, 1998.