

Análisis de la Amplificación Dinámica de la Carga Viva en Puentes con Base en Pruebas Experimentales

J. Valdés, J. De la Colina
Facultad de Ingeniería
Universidad Autónoma del Estado de México
Cerro de Coatepec, s/n Ciudad Universitaria, C.P. 50130, Toluca, México.
jvaldes@uaemex.mx , jaime_delacolina@yahoo.com

Resumen

Este trabajo presenta los resultados de pruebas experimentales realizadas en dos puentes vehiculares con estructuración, geometría y materiales diferentes. Las pruebas se realizaron bajo condiciones de carga viva controlada y vibración ambiental. El objetivo de las pruebas fue estudiar la amplificación dinámica de la respuesta a flexión en las traveses de los puentes. Se destaca la importancia que tiene el acoplamiento de las frecuencias del puente y las de la carga viva en la amplificación dinámica de su respuesta.

Palabras Claves: Puentes, respuesta dinámica, amplificación, carga viva, pruebas experimentales.

Abstract

This paper presents experimental testing results conducted on two vehicular bridges with different structural configuration, geometry and materials. Tests were done for both controlled live load and ambient vibration. The objective of the tests was to study the dynamic amplification of the flexural response of beams bridge. Based on the results, it is pinpointed the importance of the coupling of bridge and live load frequencies in the dynamic amplification of the bridge response.

Keywords: Bridges, dynamic response, amplification, live load, experimental tests.

1. Introducción

Los puentes vehiculares forman parte muy importante de la infraestructura de que disponen las distintas regiones o países para lograr un desarrollo económico que beneficie a su población. Por ello, resulta importante desarrollar procedimientos de análisis, diseño, evaluación y construcción que sean más eficientes respecto a los existentes y se adapten de mejor manera a los nuevos materiales, tipos de estructuración y condiciones de tráfico actuales.

Los actuales reglamentos de diseño pueden considerarse confiables en la mayoría de los aspectos, sin embargo, es necesario revisar, y en su caso validar, muchos de estos estándares bajo condiciones particulares y propias de los puentes que se tengan en cada caso (estructuración, estado físico y carga viva de operación).

El principal interés que se tiene al revisar los criterios de diseño existentes, se debe a que muchos de éstos han sido formulados bajo condiciones distintas a las que prevalecen en México, sobre todo en lo referente a la carga viva y estado físico de los puentes. Por lo que se refiere a la carga viva, las condiciones que resultan particulares en este caso

tienen que ver con el peso, número de ejes, velocidades de circulación y estado físico de los vehículos.

Un aspecto que resulta especialmente importante de estudiar en los puentes, es la amplificación dinámica de la respuesta de sus distintos elementos debida a la acción móvil de los vehículos que circulan sobre ellos. En este trabajo, interesa estudiar la amplificación dinámica de la flexión en las traveses, la cual en general, produce momentos flexionantes mayores a los que resultan de un análisis estático. En este artículo, la amplificación dinámica de la respuesta estructural de los puentes se evalúa por medio del coeficiente de carga dinámica permitida (CDP) [1].

$$CDP = \left(\frac{R_{DIN} - R_{EST}}{R_{EST}} \right) \cdot 100\% \quad (1)$$

donde: R_{DIN} es la máxima respuesta dinámica y R_{EST} la máxima respuesta estática.

La amplificación dinámica de la respuesta estructural de los puentes es un problema complejo que involucra muchas variables, las cuales incluyen el peso, número de ejes, velocidad y características mecánicas de los vehículos (presión de llantas, suspensión y amortiguamiento), el estado de la superficie de rodamiento (rugosidad), la interacción suelo-estructura y las características dinámicas del puente (frecuencias, amortiguamientos y formas modales), las cuales se ven afectadas en muchos casos por la presencia de elementos no estructurales, tales como banquetas y parapetos que dificultan una estimación realista de las propiedades dinámicas.

El principal objetivo de este trabajo es comparar los valores medidos de amplificación dinámica en pruebas experimentales hechas en puentes típicos bajo condiciones de carga viva controlada, respecto a los establecidos en distintos reglamentos.

2. Criterios de diseño

La mayoría de los códigos y especificaciones de diseño estiman los efectos dinámicos de las cargas vivas bajo un enfoque pseudo-estático, en el cual los esfuerzos y deformaciones de la estructura se calculan colocando estáticamente las cargas asociadas a un camión de diseño en una posición que garantice la máxima respuesta de interés para el elemento de que se trate (*i.e.* líneas de influencia). Para tomar en cuenta la naturaleza dinámica de la carga viva, las descargas de los distintos ejes de la carga viva de diseño se incrementan según la Ecuación 1.

Alternativamente a este procedimiento pseudo-estático pueden realizarse análisis dinámicos para cargas verticales, los cuales tomen en cuenta la compleja interacción entre las propiedades estructurales y mecánicas del puente con las de los vehículos.

Las normas AASHTO [2] toman en cuenta la amplificación dinámica por medio del factor de impacto I , el cual es análogo al CDP ($I=CDP/100$) y se calcula de la siguiente forma

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0.30 \quad (2)$$

donde L es la longitud del claro en pies. La Ecuación 2 ha sido utilizada por más de 60 años sin ninguna modificación desde su aparición en 1931. Las normas AASHTO [3] para el diseño por factores de carga y resistencia especifican valores de diseño para el CDP de 25%, el cual se multiplica por $4/3$ para tomar en cuenta la carga de carril y llegar a un valor de 33%. Se observa que el criterio de las normas AASHTO es muy general, ya que sólo toma en cuenta una sola variable (L).

Un factor cuya contribución se considera importante en la amplificación dinámica de la respuesta estructural de los puentes ante carga viva, es el acoplamiento entre las frecuencias naturales del puente respecto a la de los vehículos [4]. Se sabe que la mayoría de los vehículos pesados aplican cargas dinámicas en el intervalo de frecuencias de 1.5 a 4.5 Hz [5], mientras que la frecuencia natural de la mayoría de los puentes (Estados Unidos, Canadá y Europa) se ubica en el intervalo de 1 a 15 Hz [6 y 7]. Por ello, sería deseable diseñar puentes cuyas frecuencias modales evitaran el intervalo de 1 a 5 Hz aprox. Bajo este criterio, el código para el diseño de puentes vehiculares de Ontario [8], además del código Suizo [9], hacen variar el CDP en función de la primera frecuencia natural del puente. En el caso del código de Ontario, se recomiendan valores del CDP que van desde 20% hasta 40%. El código Suizo especifica valores del CDP que van desde 20% hasta 80% para la carga de vehículo, y desde 10% hasta 40% para la carga de carril. En la Figura 1 se presentan los valores del CDP que recomiendan ambos códigos, donde $f_{1,1}=3.13$ Hz y $f_{1,2}=6.64$ Hz corresponden a los valores de las primeras frecuencias a flexión de los puentes que se estudian en este trabajo, puente No. 1 y No. 2, respectivamente. Detalles respecto al proceso de identificación de las propiedades dinámicas de los puentes que se estudian en este trabajo se pueden consultar en la referencia [16].

En algunos otros estudios se ha demostrado que la amplificación dinámica de la respuesta estructural de los puentes, no sólo depende del acoplamiento entre los modos de la estructura y el vehículo, si no que también se ve afectada en forma importante por otras variables, tales como la relación entre el peso del vehículo respecto al del puente, además de la velocidad con que circulan los vehículos [10].

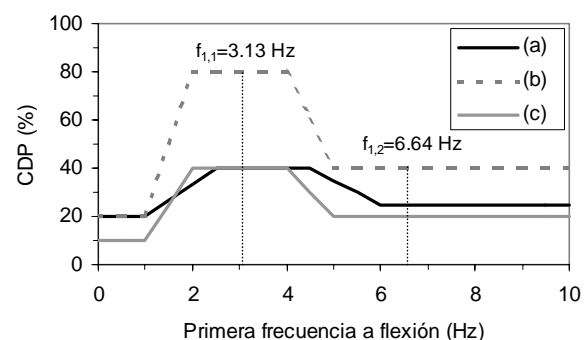


Figura 1. Coeficientes de carga dinámica permitida (CDP): (a) OHBDC 1983; (b) Norma Suiza-carga de vehículo; (c) Norma Suiza-carga de carril.

Por su parte, el código para el diseño de puentes de Canadá [11] establece valores para el CDP que dependen del número de ejes de rueda utilizados en el análisis, en cuyo caso, el CDP varía desde 40% para el

caso de un solo eje, hasta 25% en caso de que 3 o más ejes del vehículo contribuyan a la respuesta.

En México, las Normas SCT [12] plantean un procedimiento similar al del código de Canadá en el cual se especifica un $CDP=40\%$ para el caso en que el elemento mecánico que se analice sea producido por la acción de un solo eje de los modelos de carga IMT 66.5 o 20.5 especificados en la propia norma. Cuando el elemento mecánico es producto de la acción de 2 ejes de los modelos de carga antes mencionados, se recomienda un $CDP=30\%$. En caso de considerar la acción de 3 o más ejes del modelo de cargas IMT 66.5, entonces se debe utilizar un $CDP=25\%$.

Todas las recomendaciones descritas anteriormente se basan en valores estadísticos obtenidos de pruebas y análisis dinámicos que se supone toman en cuenta la mayoría de vehículos y tipos de puentes.

Se observa que no existe un criterio único entre los distintos códigos de diseño, ni en relación a las variables involucradas en la estimación de la respuesta dinámica de los puentes, ni a los procedimientos de cálculo y análisis especificados. Ninguno de estos procedimientos toma en cuenta explícitamente todas las variables involucradas en el problema.

Las pruebas dinámicas aplicadas a puentes existentes bajo tráfico controlado o normal, son una alternativa útil para estimar la amplificación dinámica de la respuesta de este tipo de estructuras tomando en cuenta parámetros específicos que gobiernan su respuesta. De ahí el interés que existe por realizar este tipo de pruebas. Bajo este contexto se desarrolla el estudio que se presenta en este trabajo.

3. Estudio experimental

3.1. Puentes seleccionados

Se seleccionaron dos puentes representativos de la mayoría de puentes que se tienen en México (Figura 2). El puente No. 1 corresponde a un puente urbano de dos cuerpos y varios claros independientes entre sí, de los cuales se seleccionó el claro central para las pruebas. El claro seleccionado tiene una distancia entre apoyos $L=29000$ mm. La estructuración del puente es por medio de traveses de concreto presforzado tipo cajón con aletas de 1300 mm de peralte simplemente apoyadas en ambos extremos. Sobre las traveses se tiene un firme de concreto de 150 mm. Su ancho total es de 12000 mm y tiene tres carriles de circulación.

El puente se ubica en la zona urbana de la ciudad de Toluca y se estima que tiene una demanda vehicular máxima de 1200 vehículos por hora y una demanda promedio de 20000 vehículos al día. Este puente es nuevo (2005) y las pruebas se realizaron antes de que se abriera al tráfico, por lo que su estructura y superficie de rodamiento se consideran en buen estado.

El puente No. 2 corresponde a un puente carretero de dos claros independientes entre sí. Las pruebas se realizaron en el claro de mayor longitud, el cual tiene una distancia entre apoyos $L=19500$ mm. Su estructuración es por medio de traveses I de concreto presforzado de 1300 mm de peralte simplemente apoyadas en ambos extremos. Sobre las traveses se apoya una losa de concreto reforzado de 180 mm de espesor que forma una sección compuesta con ellas.

El puente No. 2 se ubica en la carretera México-Toluca, en el Estado de México. Esta carretera se considera una de las de mayor tráfico promedio en el país (30000 vehículos al día). El puente se construyó hace cuatro años y presenta buenas condiciones (estructura y superficie de rodamiento). Su ancho total es de 13600 mm y tiene tres carriles de circulación.



(a) Puente No.1



(b) Puente No.2

Figura 2. Imágenes de los puentes.

3.2. Instrumentación

Con el propósito de medir la respuesta de los puentes ante las cargas dinámicas aplicadas, se colocaron acelerómetros en distintos puntos a lo largo de sus longitudes. Se colocaron acelerómetros en el centro, en el cuarto y en el tercio del claro y en uno de sus extremos. Los puntos de registro correspondieron a ambos lados de la sección transversal de los puentes.

El puente No.1 se instrumentó con 7 acelerómetros. En el puente No. 2 se utilizaron dos arreglos diferentes de instrumentación, en cada arreglo se colocaron 5 acelerómetros.

Se utilizaron acelerómetros de balance de fuerzas uniaxial marca Kinemetrics modelo ES-U2 (Episensor), los cuales registran movimientos en un rango de frecuencias de 0 a 200 Hz y aceleraciones de hasta 64 g. El intervalo de muestreo fue de 100

muestras/seg (100 Hz), lo cual permitió capturar las frecuencias sin problemas de aliasing.

3.3. Carga viva

Los camiones que se utilizaron en las pruebas del puente No.1 correspondieron a vehículos de dos ejes, cuyos detalles de geometría y peso se observan en la Figura 3. Las condiciones mecánicas y de mantenimiento de estos camiones eran malas.

Para el puente No. 2 se utilizaron dos camiones, cuyos pesos totales fueron de 54.22 kN (5530 kg) y 78.30 kN (7985 kg) respectivamente. Sus condiciones mecánicas y de mantenimiento eran buenas.

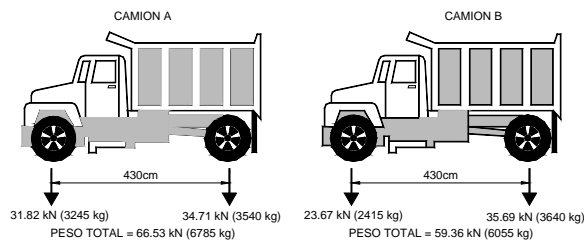


Figura 3. Carga viva utilizada (puente No. 1)

Adicionalmente, en el puente No. 1 se realizaron algunas pruebas con vehículos de características diferentes (un sedán y un camión que transporta concreto premezclado).

3.4. Pruebas

Las pruebas se llevaron a cabo haciendo circular los vehículos descritos a distintas velocidades y en diferentes posiciones transversales (carriles de circulación). La mayoría de las pruebas se realizaron con un solo vehículo, sin embargo, se tuvieron pruebas en las que circularon simultáneamente dos vehículos en un mismo carril o en dos carriles distintos. También se hicieron pruebas en las que uno de los vehículos permaneció parado al centro del claro mientras el otro vehículo circulaba a distintas velocidades (Figura 4).



Figura 4. Pruebas en el puente No. 1.

4. Procesamiento y análisis de las señales registradas

Para evaluar la amplificación dinámica se calculó el coeficiente de carga dinámica permitida (CDP) a partir de los registros obtenidos. Como se observa en la Ecuación 1, para calcular este coeficiente se necesitan conocer los máximos desplazamientos estático (R_{EST}) y dinámico (R_{DIN}) de la estructura, por lo que fue necesario estimar las historias de desplazamientos a partir de las aceleraciones registradas. Aún cuando es preferible registrar en forma directa los desplazamientos y las deformaciones de la estructura por medio de LVDTs, strain gages o dispositivos de este tipo, las aceleraciones pueden ser integradas dos veces para obtener una estimación de los desplazamientos del puente [13].

El procedimiento de doble integración que se siguió en este trabajo para estimar las historias de desplazamientos a partir de las aceleraciones verticales corregidas por línea base, es el siguiente:

- 1) Se elimina el ruido de la señal mediante un filtro pasa-banda, en el cual los límites se seleccionan de tal forma que no se elimine el contenido de la señal correspondiente a las frecuencias naturales del puente (frecuencias dinámicas), ni a las frecuencias asociadas con la velocidad de aplicación de la carga viva y deformación estática de la estructura. Para la mayoría de los puentes convencionales las frecuencias asociadas a sus diez primeros modos de vibrar son menores a 20 Hz [13, 6 y 7]. Para los puentes que se estudian en este trabajo se observa que el intervalo de frecuencias de las señales registradas asociadas a los principales componentes de la respuesta estructural tiene un límite superior cercano a 30 Hz, por lo cual se seleccionó como límite superior del filtro pasa-banda una frecuencia de 40 Hz. El límite inferior del filtrado varió en cada caso analizado. En todos los casos se ubicó en frecuencias cercanas a los 0.045 Hz. Es importante tomar en cuenta que una frecuencia $f=0.045$ Hz equivale aproximadamente a una velocidad de aplicación de la carga viva cercana a 5 km/hr en el caso del puente 1 y a 3 km/hr en el puente 2. Ya que en todas las pruebas los vehículos circularon a mayores velocidades que las antes referidas, entonces se asegura que el filtro utilizado no elimina la parte de la señal correspondiente a la deformación estática de la estructura por efecto de la carga viva.

En la Figuras 5a y 6a se muestran algunos de los registros de aceleraciones obtenidos en las pruebas, junto con sus espectros de amplitudes de Fourier. En estas figuras se observa que las frecuencias propias a la respuesta dinámica de la estructura se encuentran a partir de 1.5 Hz, mientras que las frecuencias inferiores a dicho valor corresponden a las frecuencias estáticas.

2) Se integran las aceleraciones filtradas para obtener una estimación de las velocidades, las cuales se vuelven a filtrar de la misma manera.

3) Se integran las velocidades filtradas para obtener una estimación de los desplazamientos, los cuales se corrigen por línea base y se vuelven a filtrar.

En las Figuras 5b y 6b se muestran con línea delgada las estimaciones de los desplazamientos obtenidos de acuerdo a este procedimiento para los dos casos que se analizan. Al igual que en el caso de las aceleraciones (Figuras 5a y 6a), se observa en los respectivos espectros de amplitudes de Fourier como las frecuencias correspondientes a la respuesta dinámica del puente se encuentran en valores superiores a $f=1.5$ Hz, mientras que las frecuencias estáticas resultan menores a dicho valor.

El máximo desplazamiento dinámico del puente (R_{DIN}) se obtiene directamente de las historias de desplazamientos obtenidas. Por su parte, el máximo desplazamiento estático (R_{EST}) se obtiene aislando de las historias de desplazamientos dinámicos su parte estática, lo cual se hace aplicándoles un filtro pasa-baja. Esta técnica ya ha sido utilizada y probada con éxito en distintos estudios [6, 14, 13 y 15]. Aun cuando existen algunas otras opciones para calcular la respuesta estática del puente, tales como realizar análisis mediante modelos de elemento finito o tomar como valores de la respuesta estática los que resultan de pruebas en que los vehículos circulan a velocidades bajas (5 km/hr o menores), el filtrado pasa-baja es el que permite obtener mejores resultados [15]. En este trabajo, se utilizó un filtro pasa-baja que eliminó frecuencias superiores a $f=1.5$ Hz.

En las Figuras 5b y 6b se muestran con línea gruesa las estimaciones de los desplazamientos estáticos obtenidos de acuerdo al filtrado pasa-baja descrito anteriormente. En los espectros de amplitudes de Fourier se observa como se ha eliminado la parte dinámica de la señal, dejando únicamente su contenido estático. En las mismas Figuras se señalan en las gráficas de las historias de desplazamientos los valores correspondientes a los máximos desplazamientos estáticos y dinámicos (R_{EST} y R_{DIN}).

De esta manera se procesan las señales para obtener el CDP (Ecu. 1) de cada prueba y punto de registro.

5. Análisis de resultados

Se analizan los resultados de las pruebas en las que la carga viva circuló en forma concéntrica al eje de la sección transversal del puente, ya que bajo esta condición se induce principalmente flexión y cortante a la superestructura. No sucede lo mismo en los casos que la carga circula de manera excéntrica (carril 1), ya que se genera cierta torsión que contamina de alguna forma los resultados que se obtienen. En las Figuras 7 y 8 se presentan algunas gráficas que muestran la

variación del CDP en función del punto de registro que

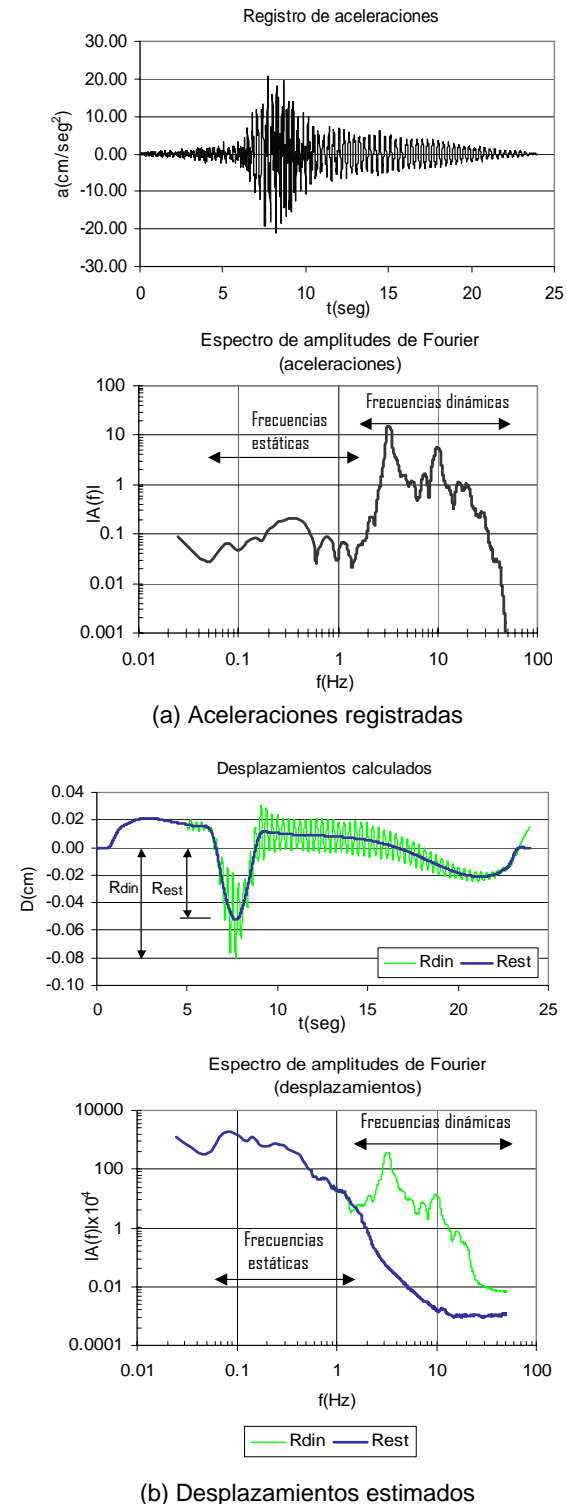
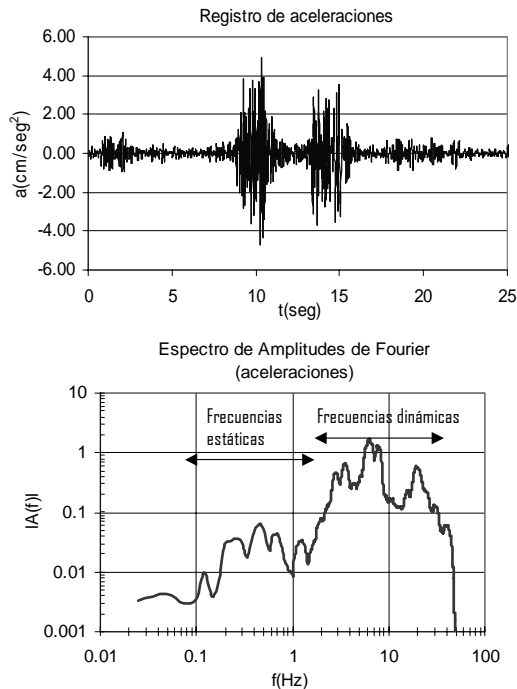


Figura 5. Procesamiento de una de las señales registradas en el puente 1 (prueba 15, acelerómetro 3)

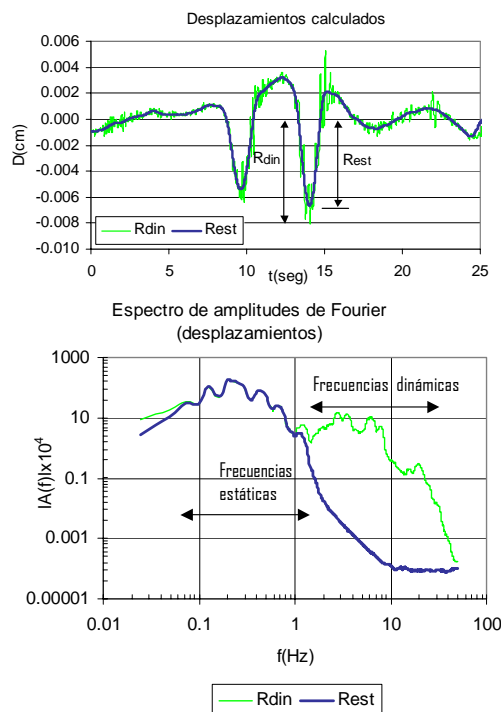
se analiza. El punto de registro 1 corresponde al acelerómetro cercano al apoyo, el punto 2 al de $L/4$, el punto 3 al de $L/2$ (puente 1) y al de $L/3$ (puente 2) y el punto 4 al de $L/3$ (puente 1) y al de $L/2$ (puente 2). En

la Figura 7a se muestran los resultados para el Puente 1. Se observa como el *CDP* varía desde *CDP*=3.5% (prueba 18, punto de registro 2) hasta *CDP*=90% (prueba 17, punto de registro 2). La prueba para la cual se presenta el menor valor del *CDP* (3.5%) corresponde a la condición de mínimo peso de la carga

viva, en la cual circuló sobre el puente a 60 km/hr un vehículo tipo sedán con peso de 12.74 kN (1300 kg), el cual presentaba buenas condiciones mecánicas (suspensión y amortiguamiento). La prueba en la cual se obtiene el mayor *CDP* (90%) corresponde a la prueba realizada a mayor velocidad en la cual circuló sobre el puente el camión tipo B a 100 km/hr, aprox. El resto de las pruebas hechas con el camión tipo B a velocidades que van desde 20 km/hr hasta 80 km/hr reportan valores muy parecidos entre sí para los puntos de registro 2, 3 y 4. La prueba en la cual se obtuvo el segundo mayor valor del *CDP* (77%) fue la prueba correspondiente al vehículo que transporta concreto premezclado, la cual se considera la de mayor peso de carga viva para las pruebas consideradas (117.6 kN (12000 kg) aprox.). En este caso el máximo *CDP* se presentó en el punto de registro 3 a una velocidad de 70 km/hr.



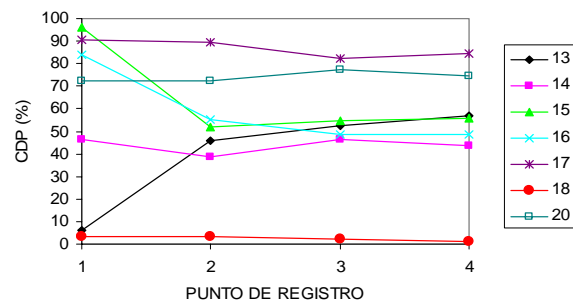
(a) Aceleraciones registradas



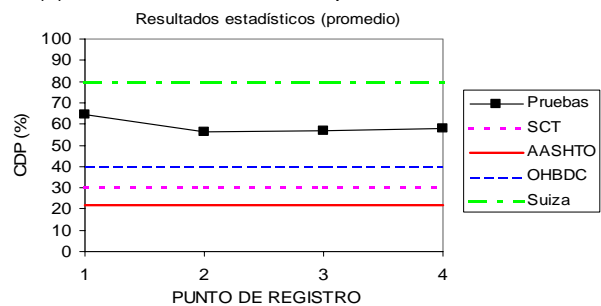
(b) Desplazamientos estimados

Figura 8. Procesamiento de una de las señales registradas en el puente 2 (prueba 16, acelerómetro 4)

En la Figura 7b se presentan los valores promedio del *CDP* para las pruebas del puente 1 que corresponden a un mismo tipo de carga viva (pruebas 13 a 17, camión B, velocidades de 20 km/hr a 100 km/hr). Se observa que los promedios obtenidos en cada uno de los cuatro puntos de registro son muy parecidos entre sí. El promedio general considerando las cinco pruebas referidas y los cuatro puntos de registro es de *CDP*=58.87%. Si se compara este promedio con los valores establecidos por los códigos de diseño, se observa que el promedio general de las pruebas resulta mayor que los valores propuestos en las distintas normas (AASHTO (*CDP*=22%), SCT (*CDP*=30%) y OHBDC (*CDP*=40%)). Sin embargo, resulta menor al valor propuesto en la normatividad suiza (*CDP*=80%).



(a) Resultados de todas las pruebas consideradas

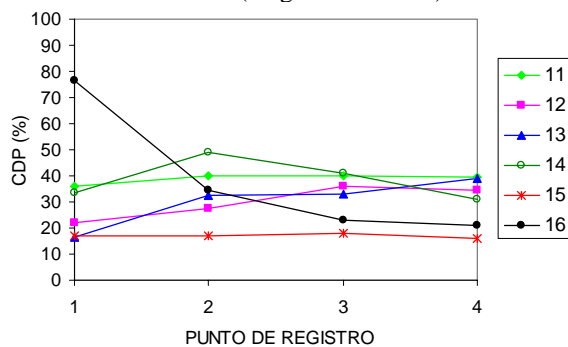


(b) Resultados estadísticos de las pruebas consideradas y comparación con algunas normas

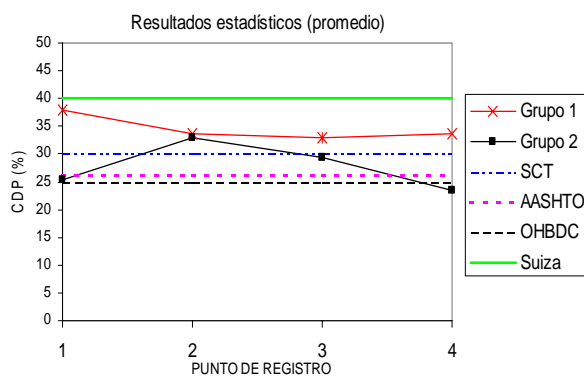
Figura 7. Valores del *CDP* calculados para el puente 1

Los resultados para el puente 2 se presentan en las gráficas de la Figura 8. Se observa como el CDP varía desde $CDP=16\%$ (prueba 15, punto de registro 4), hasta $CDP=50\%$ (prueba 14, punto de registro 2). Existe un caso (prueba 16, punto de registro 1), donde se presenta un valor de $CDP=77\%$ que escapa de los límites comentados. Tanto la prueba 14 como la prueba 15 corresponden a un grupo de pruebas en las cuales circularon simultáneamente y alineados sobre el puente dos vehículos, uno en el carril 2 (carga concéntrica) y otro en el carril 1 (carga excéntrica). La velocidad de los vehículos en la prueba 14 fue de 20 km/hr y en la 15 de 40 km/hr. En las pruebas 11, 12 y 13 no se aprecia una variación importante para los diferentes valores de CDP que se obtienen en cada prueba. En este grupo de pruebas (11, 12 y 13) circuló sobre el puente un solo vehículo en el carril 2 (carga concéntrica) a velocidades de 40 km/hr, 60 km/hr y 75 km/hr, respectivamente.

La prueba 16 corresponde al caso en que circularon sobre el puente dos vehículos a 40 km/hr, uno detrás del otro en el carril 2 (carga concéntrica).



(a) Resultados de todas las pruebas consideradas



(b) Resultados estadísticos de las pruebas consideradas y comparación con algunas normas

Figura 8. Valores del CDP para el puente 2

En la Figura 8b se presentan los valores promedio del CDP para los dos grupos de pruebas consideradas en este puente. El grupo 1 corresponde a la aplicación de cargas concéntricas (pruebas 11, 12, 13 y 16), mientras que el grupo 2 corresponde a la aplicación de cargas excéntricas (pruebas 14 y 15). Se observa que los promedios de cada uno de los cuatro puntos de

registro son muy parecidos entre sí en cada grupo de pruebas, apreciándose una menor variación en el grupo 1. El promedio que resulta al considerar los cuatro puntos de registro es de $CDP=34.53\%$ para el grupo 1 y de $CDP=27.77\%$ para el grupo 2. El promedio de ambos grupos es de $CDP=31.15\%$. Al igual que en el puente 1, el promedio general para las pruebas realizadas (31.15%) resulta mayor a los valores propuestos para este puente en particular por la mayoría de las normas de diseño (AASHTO ($CDP=26\%$), SCT ($CDP=30\%$) y OHBDC ($CDP=25\%$)). Sin embargo, de igual forma que para el puente 1, la norma suiza es la única que establece un CDP mayor al promedio de las pruebas ($CDP=40\%$).

Para fines de diseño el CDP no es el único criterio a tomar en cuenta para valorar si alguna norma en particular establece solicitaciones a flexión más severas que otra. Para hacer esta valoración se deben comparar los elementos mecánicos asociados a los modelos de carga viva estipulados en cada reglamento amplificados por su respectivo CDP .

6. Conclusiones y recomendaciones

Se observa que la amplificación dinámica de la carga viva en puentes, la cual se estimó en términos del coeficiente de carga dinámica permitida CDP (Ecuación 1), es un problema complejo que depende de distintas variables. Entre estas variables están las siguientes: 1) las características dinámicas del puente, las cuales dependen de su geometría, masa y propiedades de los materiales y 2) las características de la carga viva (peso y velocidad). También se aprecia una contribución importante de las condiciones mecánicas de los vehículos (suspensión y amortiguamiento).

Se puede considerar que la amplificación dinámica de la carga viva en puentes es un problema que se reduce al acoplamiento entre las frecuencias del puente y las de la carga viva. En la medida que estas frecuencias tiendan a un valor común, mayor será la amplificación dinámica. Por lo que se refiere a las frecuencias de la estructura, éstas dependen de su geometría, peso (masa) y de la elasticidad de los materiales de que esté construida, por lo que es factible estimarlas a partir de modelos analíticos y de la medición experimental de su respuesta mediante alguna técnica de identificación de propiedades dinámicas. En el caso de las frecuencias de la excitación (carga viva), el problema es más complicado, ya que dependen del peso, velocidad de circulación y condiciones mecánicas de los vehículos (suspensión y amortiguamiento), además de la rugosidad del pavimento.

Se entiende entonces que el problema de la amplificación dinámica de la carga viva en puentes queda resuelto en la medida que se desarrollen modelos que permitan una estimación más realista y

confiable de ambos tipos de frecuencias (de la estructura y de la aplicación de la carga viva). Por ello, se recomienda abordar el problema a partir de estos dos tipos de estudios.

El efecto del acoplamiento entre las frecuencias de la estructura y las de la carga viva quedó demostrado en los dos casos analizados. En el puente 1 se estimó una frecuencia asociada al primer modo de vibrar de $f_1=3.13$ Hz, la cual se encuentra dentro del rango de frecuencias con que se supone los vehículos aplican su carga viva a la estructura, el cual va de 1.5 a 4.5 Hz [5]. Por su parte, para el puente No. 2 se identificó una frecuencia asociada al primer modo de vibrar de $f_1=6.64$ Hz, la cual queda fuera de dicho intervalo, por lo que no se presenta acoplamiento de frecuencias. De esta forma, se esperaría que el puente 2 resintiera en menor medida la amplificación dinámica de la carga viva en comparación al puente 1. Tal como sucedió y se puede observar en los valores del *CDP* calculados en ambos casos, los cuales fueron en promedio del doble para el puente 1 respecto a los del puente 2 (*CDP*=60% y *CDP*=30%, respectivamente).

De las normas de diseño analizadas, la norma Suiza es la que mejor se ajusta a los resultados de este trabajo. Dicha norma, es la única junto con la de Ontario, cuyas especificaciones se basan explícitamente en el acoplamiento de frecuencias.

Respecto al procesamiento de los registros de aceleraciones de las pruebas, se aprecia que el procedimiento de doble integración para estimar los desplazamientos resulta complicado y en algunos casos incierto. Por ello, se recomienda medir directamente los desplazamientos.

En el diseño de puentes resulta insuficiente una estimación confiable del peso de la carga viva que circula sobre ellos para garantizar su adecuado comportamiento, es necesario tener también una estimación confiable de sus efectos dinámicos.

Se recomienda la realización de estudios experimentales similares a éste en los cuales se analice con mayor rigor y en forma más detallada los siguientes aspectos: a) un mayor número de puentes con diferentes propiedades dinámicas (diferentes tipos de estructuración, geometría y materiales) y b) distintos tipos de carga viva (vehículos) cuyas características se conozcan en forma completa y detallada (peso, separación de ejes, velocidad, rigidez y amortiguamiento de la suspensión, etc.).

Además, es muy importante la realización de estudios analíticos que permitan interpretar y entender de mejor manera los resultados experimentales.

7. Referencias

[1] Schwarz, M. y Laman J. A., "Response of prestressed concrete I-girder bridges to live load," *J. Bridge Engrg.*, ASCE 6, no. 1, 2001, pp. 1-8.

- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)., "Standard specifications for highway bridges," Washington, D. C., 2002.
- [3] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)., "LRFD, bridge design specification," Washington, D. C., 1994.
- [4] Green, M.F., Cebon, D. y Cole D. J., "Effects of vehicle suspension design on dynamics of highway bridges," *J. Struct. Engrg.*, ASCE 121, no. 2, 1995, pp. 272-282.
- [5] Cebon D., "Vehicle-generated road damage: a review," *Vehicle system dynamics* 18, 1989, pp. 107-150.
- [6] Billing J. R., "Dynamic loading and testing of bridges in Ontario," *Can. J. Civ. Engrg.* 11, no. 4, 1984, pp. 833-843.
- [7] Cantieni R., "Dynamic load tests on highway bridges in Switzerland : 60 years of experience of EMPA," Research Report 271, Swiss Federal Laboratories for Materials and Testing, Dubendorf, Switzerland, 1983.
- [8] "Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC)," Ministry of Transportation of Ontario, Highway Engineering Division, Downsview, Ontario, Canada, 1983.
- [9] Cantieni R., "Dynamic load testing of a two-lane highway bridge," *Int. Conf. On Traffic Effects on Struct. and the Envir.*, Czechoslovakia, 1987.
- [10] Humar, J. L. y Kashif A. M., "Dynamic response of bridges under travelling loads," *Can. J. Civ. Engrg.* 20, 1993, pp. 287-298.
- [11] "Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC)," Canadian Standards-Association, Ottawa, 1997.
- [12] Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), "N-PRY-CAR-6-01-003/01," México, 2001.
- [13] Paultre, P., Proulx, J. y Talbot M., "Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads," *J. Struct. Engrg.*, ASCE 121, no. 2, 1995, pp. 362-376.
- [14] Kim, S. y Nowak A. S., "Load distribution and impact factors for I-girder bridges," *J. Bridge Engrg.*, ASCE 2, no. 3, 1997, pp. 97-104.
- [15] Laman, J. A., Pechar J. S. y Boothby T. E., "Dynamic load allowance for through -truss bridges," *J. Bridge Engrg.*, ASCE 4, no. 4, 1999, pp. 231-241.
- [16] Valdés, J. y De la Colina J., "Análisis del factor de impacto de la carga viva en puentes-fase experimental," *Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Pto. Vallarta, Jalisco, México, 2006.