

ALGUNOS PROBLEMAS DE CÁLCULO ESPECÍFICOS DE LOS PUENTES PARA FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD

SEVERAL SPECIFIC PROBLEMS REGARDING THE DESIGN AND ANALYSIS OF HIGH-SPEED RAILWAY BRIDGES

MIGUEL A. ASTIZ SUÁREZ. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado S.L., maastiz@cfcsl.com
Catedrático de la Universidad Politécnica de Madrid, maastiz@dva.upm.es

RESUMEN: En este artículo se exponen los problemas específicos de cálculo que se presentan en el proyecto de puentes para ferrocarril del alta velocidad: problemas dinámicos con especial énfasis en la interacción dinámica entre puente y vehículos en puentes cortos, problemas de interacción longitudinal entre carril y estructura con una propuesta de metodología simplificada de cálculo y problemas de viento con la propuesta de una reducción de la fuerza de viento longitudinal en puentes de gran longitud.

PALABRAS CLAVE: PUENTES CÁLCULO, FERROCARRIL, ALTA VELOCIDAD

ABSTRACT: The paper studies analysis problems particular to bridges for high speed trains, with particular focus on dynamic problems in short bridges and the effects of dynamic interaction between train and bridge. The article presents a simplified analysis method of the longitudinal interaction between track and structure and proposes a reduction of longitudinal wind forces in long bridges as a result of wind turbulence effects.

KEYWORDS: BRIDGES, ANALYSIS, HIGH SPEED TRAINS

INTRODUCCIÓN

La generalización de la construcción de líneas de ferrocarril de alta velocidad ha obligado a las redes, proyectistas y constructores a considerar nuevos problemas que no se contemplaban en el proyecto y construcción de puentes de ferrocarril tradicionales. Como consecuencia, organismos internacionales como el ERRI o la UIC han emprendido estudios que han cristalizado en nuevas recomendaciones o normas de proyecto como los Eurocódigos (0 y 1 en este caso) o como las distintas normas nacionales (como la IAPF [1], de próxima publicación en España).

De entre los problemas que requieren algún tipo de análisis novedoso se pueden destacar tres: los problemas dinámicos, los de interacción entre vía y tablero y los de viento. Los primeros tienen que ver directamente con la velocidad de los trenes mientras que los demás tienen más que ver con

la longitud de los puentes, consecuencia indirecta de la velocidad de los trenes.

PROBLEMAS DINÁMICOS

Es bien conocido que el efecto de la alta velocidad de los trenes sobre la posible interacción dinámica con los puentes es muy significativo [2]: a velocidades superiores a 300 km/h el tiempo de paso de las cargas por los vanos de un puente se acerca al período fundamental de vibración para los tipos de puentes más usuales (puentes de hormigón con luces comprendidas entre 40 y 60 metros). En los puentes cortos pueden aparecer también efectos de resonancia que, si bien no tienen importancia respecto a la seguridad estructural del puente sí la tienen respecto a la estabilidad del balasto y respecto a la comodidad del via-

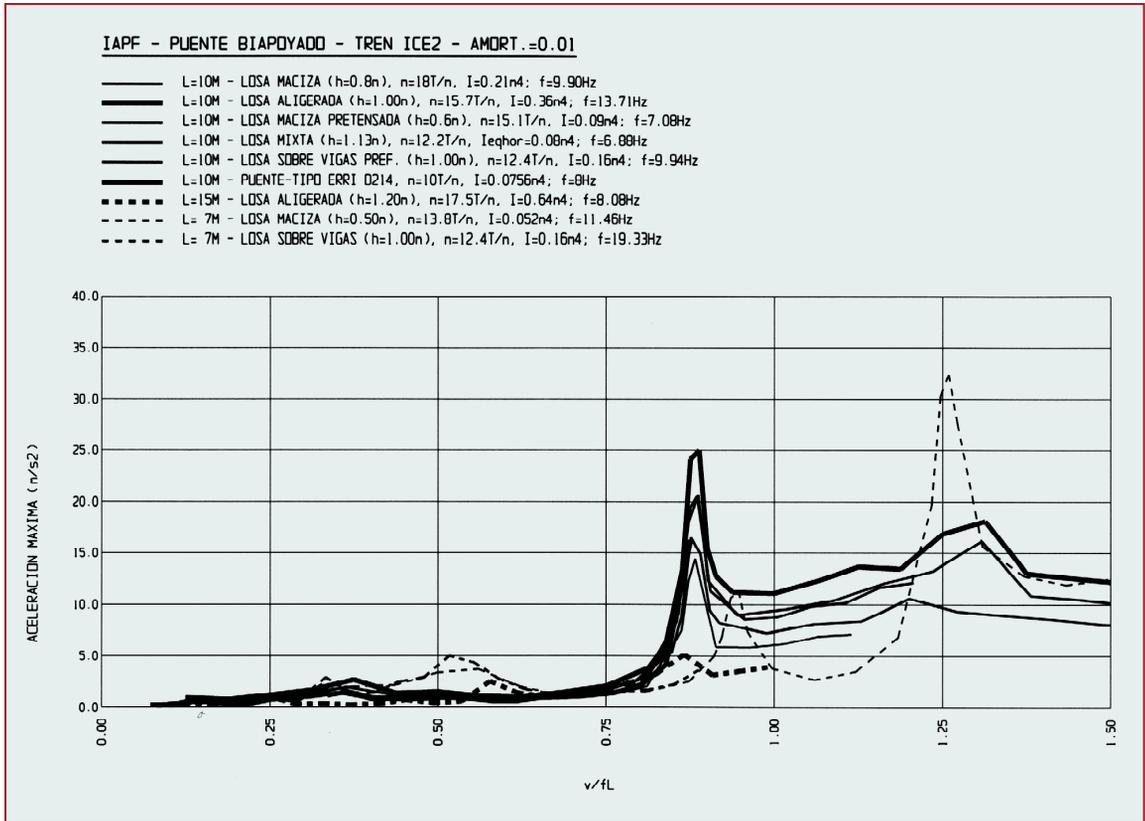


Fig. 1.
Aceleraciones máximas en puentes de luz reducida.

jero. Esto ha hecho que este fenómeno sea estudiado con detalle durante las labores de redacción de la norma IAPF [1].

La razón de este fenómeno de resonancia es clara: dado que las cargas están regularmente espaciadas, su acción sobre cualquier punto de la vía es aproximadamente periódica; si la distancia entre las cargas y la velocidad del tren son tales que este período coincida con el período fundamental del puente, aparecerá la resonancia. Esto es especialmente peligroso cuando la distancia entre las cargas es cercana al doble de la luz del puente.

Al analizar la respuesta de distintas soluciones con luces comprendidas entre 7 y 15 m al paso del tren ICE2, se observa que todas ellas presentan un pico de resonancia muy acusado (y muy localizado) que supera cualquier valor admisible y que se produce a distintas velocidades en función del tipo de sección. Una forma homogénea de presentar conjuntamente todos los resultados consiste en dibujar la variación de la aceleración máxima en función del parámetro

v/fL (siendo v la velocidad del tren, f la frecuencia fundamental del puente y L su luz) tal como se ha hecho en la figura 1. En esta figura se aprecia que la mayor parte de los picos de aceleración se producen para valores de v/fL cercanos a 0,9. Hay que destacar que este resultado no es de validez general ya que la respuesta del puente depende de la cadencia de las fuerzas y aquí sólo se ha considerado un único tren de cargas.

Pero en puentes cortos el análisis que acabamos de presentar no es del todo correcto. En efecto, la masa de un tren de alta velocidad es del orden de 2 t/m mientras que la masa del puente puede ser del orden de 10 a 15 t/m. No se puede decir, por lo tanto, que la masa del tren sea despreciable frente a la del puente sobre todo si se considera que la acción del tren se concentra en las ruedas por lo que la carga aplicada por un bogie (hasta 39 t para la locomotora de un tren ICE2) es una fracción importante de la masa de un puente corto. En estas circunstancias el análisis dinámico debería tener en cuenta la masa del tren y,

para ser realmente completo, también el sistema de amortiguación propio de los vehículos.

El modelo simplificado que consideramos aquí es el representado en la figura 2. En este modelo se reduce el tren a una serie de elementos independientes consistentes en una rueda de masa M_w unida a un vehículo de masa M_v a través de un sistema de muelle (de rigidez k_v) y amortiguador (de amortiguamiento c_v) colocados en paralelo. Éste es un modelo simplificado porque considera un único sistema de suspensión (cuando realmente hay dos) y porque considera cada carga independiente por lo que desprecia la inercia al giro del vehículo ferroviario). La descripción del movimiento de este modelo se hace sobre la base de dos únicos parámetros: el desplazamiento vertical de la vía (y por extensión del puente) y de la rueda), v_b , y el desplazamiento vertical del vehículo, v_v . Ambos desplazamientos son, obviamente, función del tiempo.

El planteamiento dinámico del problema y su tratamiento numérico nos llevan a definir un vector de desplazamientos nodales que incluye, además de los desplazamientos de los nodos de la estructura, a_b , los de todos los vehículos que forman el tren, a_v , independientemente de que se encuentren en un momento dado sobre el puente o no. De esta manera se pueden incorporar las ecuaciones del movimiento de los distintos vehículos a las ecuaciones del movimiento de la estructura teniendo hasta plantear el sistema

$$\begin{bmatrix} M_b & \\ & M_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{a}_b \\ \ddot{a}_v \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bv} \\ C_{vb} & C_{vv} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{a}_b \\ \dot{a}_v \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bv} \\ K_{vb} & K_{vv} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_b \\ a_v \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

que tiene el mismo formato que las ecuaciones del movimiento de cualquier estructura con la diferencia de que el sistema cambia al moverse el tren de cargas lo cual convierte al problema en no-lineal. La solución del sistema se puede tener a cabo mediante los esquemas de integración temporal habituales en estos problemas (Wilson, Newmark, etc.).

El análisis de los resultados en términos comparativos entre el modelo de interacción dinámica y el de cargas móviles (sin masa asociada) es interesante ya que permite apreciar por una parte que la respuesta en los dos casos es muy semejante aunque con valores menores en el caso del modelo de interacción; la diferencia cuantitativa es apreciable ya que la aceleración máxima pasa de ser 8,7 m/s² en el modelo de cargas móviles a 5,7 m/s² en el modelo de interacción (en cualquier caso los dos valores serían inadmisibles).

Los resultados obtenidos coinciden con los de varios autores [3,4] en el sentido de que el estudio de los problemas dinámicos en puentes de ferrocarril no se ve afectado por el

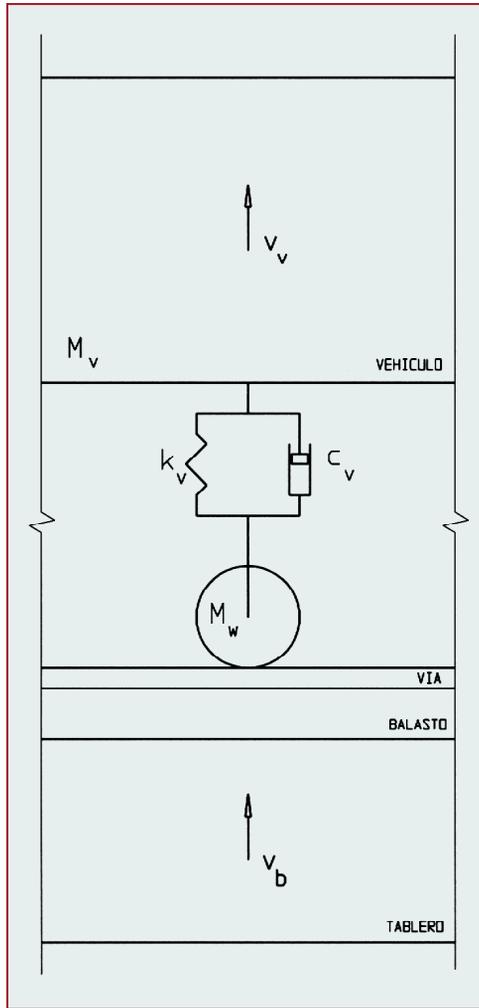
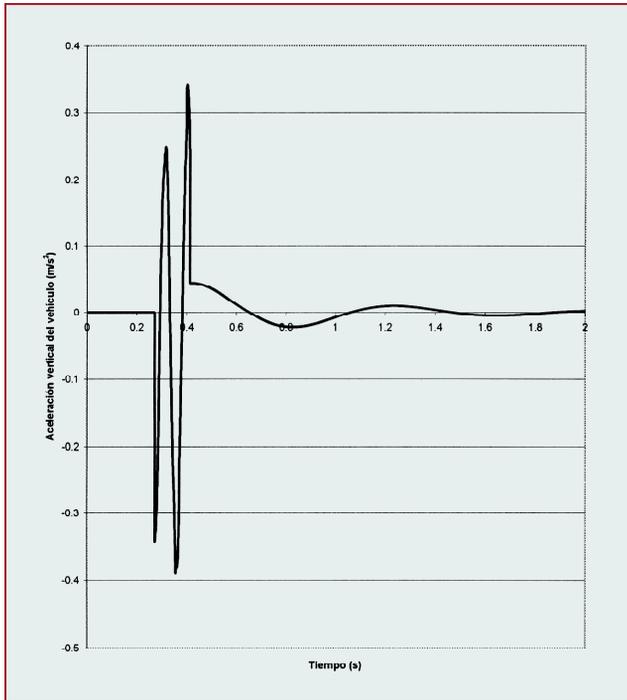


Fig. 2. Modelo de interacción dinámica vehículo- puente.

hecho de que se considere en el modelo la interacción dinámica entre el tren y el puente a menos que la masa del tren sea una fracción apreciable de la masa del puente y esto sólo ocurre en puentes de luz reducida. La rigidez o el amortiguamiento del sistema de suspensión del vehículo tienen una importancia secundaria en lo que se refiere a las aceleraciones del tablero en los puentes de luces medias o grandes. Sin embargo, en los puentes de luz reducida, aunque las características del sistema de amortiguamiento del tren afectan relativamente poco a la respuesta del puente, sí que afectan apreciablemente a la aceleración del vehículo. La figura 3 muestra la respuesta de uno de los primeros vehículos del



tren en términos de aceleraciones y se puede observar que esta respuesta consta de dos partes bien diferenciadas: una primera de vibración forzada por la vibración del puente y dominada por el modo fundamental del puente y una segunda de vibración libre amortiguada después de pasar la carga por el puente y que se produce a la frecuencia propia del vehículo.

Estos resultados demuestran en definitiva que es importante estudiar las circunstancias del paso de los trenes de alta velocidad por puentes de luz reducida tanto por su influencia sobre la estabilidad del balasto como por su influencia sobre la comodidad de los viajeros. Un aumento de la frecuencia fundamental de estos puentes permite obviar estos estudios al evitar la resonancia y reducir por tanto a valores aceptables las aceleraciones del puente y del tren.

PROBLEMAS DE INTERACCIÓN VÍA-TABLERO

La interacción entre vía y tablero se produce a través del sistema de traviesas y balasto que tiene un comportamiento elasto-plástico. El estudio de esta interacción es importante para comprobar la seguridad del carril, los movimientos de la vía respecto al balasto y la distribución de acciones hori-

zontales entre los distintos apoyos del puente. Esta interacción se produce no solamente ante las acciones que evidentemente entrañan un movimiento del carril (temperatura, frenado y arranque) sino también en la mayor parte de las hipótesis de carga del puente (flexión del tablero, fluencia y retracción).

La ficha UIC 774-3 [5] y el Eurocódigo [6] describen un modelo de comportamiento del sistema traviesas-balasto que permite el análisis detallado de la interacción. Sin embargo este comportamiento es elasto-plástico y es difícil incorporar este tipo de comportamiento en un sistema de cálculo tradicional, que suele considerar únicamente un comportamiento elástico lineal.

Esto se puede resolver mediante el uso de programas comerciales de cálculo por elementos finitos, que suelen incorporar muelles no-lineales. Sin embargo, sería más interesante llevar a cabo el análisis de la interacción vía-tablero sobre un modelo de barras susceptible de ser resuelto mediante cálculo matricial.

Esto es muy sencillo en cuanto a la topología del modelo. Un modelo típico (figura 4) incluye, además de las barras que representan a la estructura (pilas y tablero) y los aparatos de apoyo, una serie de barras rígidas de conexión entre directriz de tablero y vía para convertir los giros por flexión del tablero en movimientos longitudinales a nivel del extra-

Fig. 3. Respuesta de un vehículo al paso por el puente.

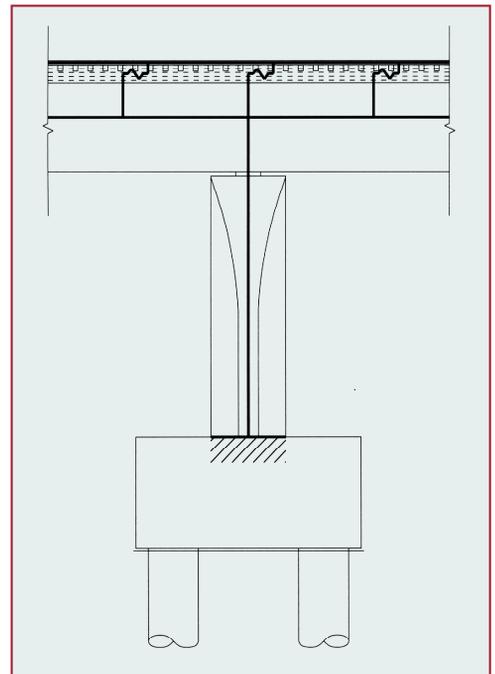


Fig. 4. Modelo para el estudio de la interacción vía-tablero.

dós. Estas barras no son en definitiva muy diferentes de las que se usan para conectar el eje del tablero a los aparatos de apoyo en cualquier puente. Además, es necesario representar la vía (habitualmente todos los carriles juntos) mediante una sucesión continua de barras con sus propias características de áreas e inercias.

Pero el obstáculo más importante en el análisis es la forma de obtener un comportamiento no lineal en los muelles de unión entre vía y tablero. Dado que los desplazamientos relativos entre vía y tablero están limitados por norma a valores que dependen de la hipótesis pero que en cualquier caso son superiores al desplazamiento de "plastificación" de los muelles que suele ser de 2mm, una parte de los muelles estará en estado plástico. En tal caso la respuesta del carril frente a una acción longitudinal como el frenado será multi-lineal y de forma convexa. La solución clásica de un problema de este tipo se obtiene por un método iterativo como el de Newton-Raphson o por alguna de sus variantes.

Como no es práctico pensar en cambiar la rigidez del modelo según va aumentando la deformación (ello supondría ir eliminando muelles a medida que se fueran plastificando y sustituyéndolos por pares de fuerzas) si se quiere utilizar un programa convencional de cálculo matricial, es preferible utilizar lo que se conoce como método de Newton-Raphson modificado (figura 5) en el que se llega a la solución por aproximaciones sucesivas manteniendo la rigidez inicial.

La metodología propuesta consiste en llevar a cabo una serie de cálculos sucesivos con un programa de cálculo matricial lineal en el que sólo se van cambiando las fuerzas aplicadas. En la primera hipótesis se aplican las cargas exteriores o deformaciones impuestas; en las hipótesis sucesivas sólo se aplicarán los pares de fuerzas sobrantes en aquellos muelles que hayan superado el umbral de plastificación.

PROBLEMAS DE VIENTO

El viento no supone, en general, un problema especialmente importante para los puentes de ferrocarril. Su tratamiento es el mismo que para los puentes de carretera y las diferencias proceden únicamente del mayor canto de los puentes de ferrocarril y de los vehículos que los utilizan. Además, como la longitud de los vanos de puentes de ferrocarril es limitada y su canto es elevado, se trata de estructuras muy rígidas que, por ello, no son susceptibles de sufrir efectos aeroelásticos.

Sin embargo, si hay algo que caracteriza a los puentes de ferrocarril para trenes de alta velocidad es su gran longitud. Ello hace que las fuerzas de viento longitudinal sean muy importantes y que resulte necesario un estudio más detallado de los valores propuestos en las normas de acciones.

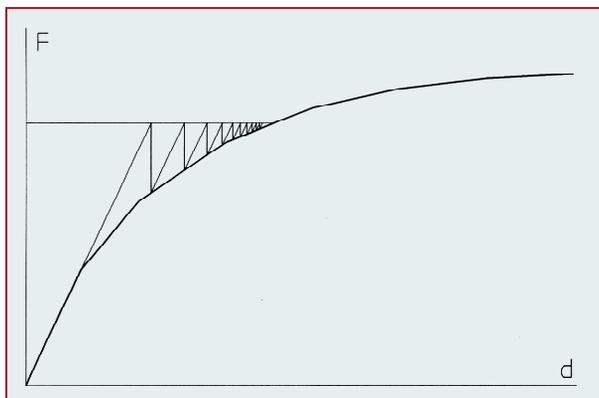


Fig. 5. Método iterativo de solución del problema de interacción vía-tablero.

Las acciones del viento longitudinal no pretenden en principio más que tener en cuenta la posibilidad de que sople un viento no necesariamente transversal al puente. La consideración de un viento longitudinal es conveniente porque permite tener en cuenta los efectos de vientos oblicuos y porque permite tratar los elementos situados por encima del tablero, y por lo tanto no protegidos, tales como arcos o torres de atarantamiento con la misma metodología que el tablero y las pilas frente al viento transversal.

En el cálculo de las acciones del viento longitudinal se ha venido imponiendo a partir de la norma británica [7] una regla muy sencilla que consiste en aplicar sobre el tablero y en dirección longitudinal una fracción (el 25% en la mayor parte de los casos) de las acciones transversales. La regla es evidentemente criticable ya que las acciones del viento longitudinal deberían ser aproximadamente proporcionales al perímetro de la sección transversal, o al área en planta del tablero, mientras que esta regla las hace proporcionales al canto de la sección. En cuanto a su valor numérico, se podría reducir el valor de las fuerzas longitudinales de viento al menos a la mitad de su valor actual pero esto no se ha hecho en la IAPF por mantener la coherencia con el Eurocódigo. Sin embargo, sí es claro que las acciones del viento longitudinal no pueden ser absolutamente proporcionales a la longitud del puente a causa de la falta de uniformidad de la velocidad del viento; esta falta de proporcionalidad se puede aproximar aplicando un coeficiente corrector que valdrá 1 para puentes cortos e irá disminuyendo al aumentar la longitud del puente.

Para evaluar este coeficiente se ha supuesto que el viento longitudinal muestra una variación temporal y que esta variación se propaga a lo largo del puente a la velocidad media del viento; de esta manera la variación temporal se convierte en variación espacial y la distribución espacial de velocidades (y de presiones) se puede promediar para obtener una velocidad y una presión medias. Esta aproximación,

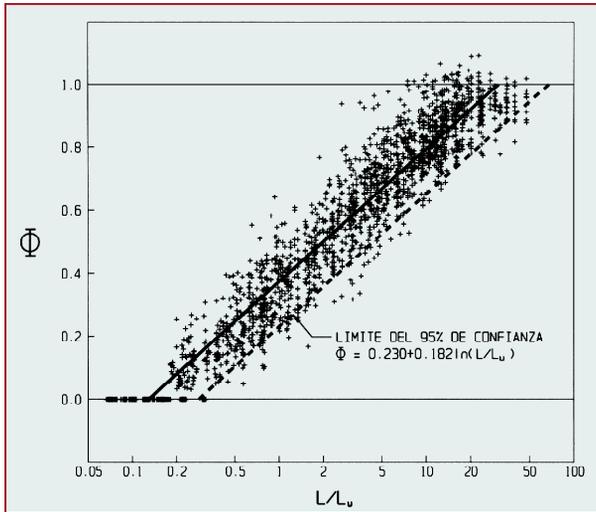


Fig. 6. Ajuste del coeficiente reductor de las fuerzas de viento longitudinal.

que no sería correcta para calcular las acciones medias de un viento transversal, se puede considerar aceptable para un viento longitudinal.

La simulación del viento se ha llevado a cabo a partir de la densidad espectral de potencia definida en el Eurocódigo y mediante series trigonométricas obteniéndose diferentes historias de velocidades. La simulación se ha realizado para cada tipo de terreno definido en la IAPF (I, II, III y IV), para cuatro alturas de pila (10, 20, 50 y 100 m), para las dos velocidades de referencia definidas en IAPF (24 y 28 m/s) y para 13 longitudes de puente (10, 20, 50, 100, 150, 200, 400, 600, 800, 1000, 1500, 2500, 3000); dentro de cada caso se han llevado a cabo seis simulaciones distintas para poder realizar un análisis estadístico de los resultados.

Como consecuencia del análisis de los resultados de las simulaciones anteriores se ha comprobado que el coeficiente

reductor de las fuerzas longitudinales tiende hacia $1/C_g^2$ para las longitudes mayores (siendo C_g el coeficiente de ráfaga que se aplica a la velocidad en IAPF) como era de esperar; en un puente muy largo la velocidad efectiva debe ser la velocidad media. También se ha comprobado que dicho coeficiente reductor es función de la relación entre la longitud del puente y la escala integral de la turbulencia, L_u . Por ello el coeficiente reductor queda en la forma

$$C_1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{C_g^2} \right) \Phi(L/L_u) \quad (7)$$

donde la función $\Phi(L/L_u)$ está comprendida entre 0 para pequeñas longitudes y 1 para grandes longitudes. Se ha evaluado esta función a partir de los resultados de la simulación y se ha obtenido un buen ajuste mediante la expresión

$$\Phi(L/L_u) = 0.230 + 0.182 \ln(L/L_u) \quad (8)$$

que representa el límite del 95% de confianza (figura 6).

La reducción que se consigue con este coeficiente es importante; para el caso significativo de un puente situado en zona II, a 20 m de altura y de 1000 m de longitud, el valor del coeficiente es de 0,69.

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se han presentado tres aspectos del proyecto de puentes para ferrocarril de alta velocidad que tienen que ver con el análisis y que han surgido durante la redacción de la norma IAPF. Los dos primeros son los que más inciden en el proyecto y requieren una modificación de los métodos de cálculo habitualmente usados en el proyecto de puentes. ■

REFERENCIAS

- [1] IAPF, "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril", Ministerio de Fomento, Julio 2001.
- [2] Manterola J., Astiz M.A. & Martínez Cutilas A., "Puentes de ferrocarril de alta velocidad", Revista de Obras Públicas, Nº 3.386, 43-77, 1999.
- [3] Yau J.D., Yang Y.B. & Kuo S.R., "Impact response of high speed rail bridges and riding comfort of rail cars", Engineering Structures, 21, 836-844, 1999.
- [4] Yang Y.B. & Yau J.D., "Vehicle-bridge interaction element for dynamic analysis", Journal of Structural Analysis ASCE, 123, nº11, 1512-1518, 1997.
- [5] UIC 774-3, "Interaction voie-ouvrages d'art, Recommendations pour les calculs", Diciembre 2000.
- [6] prEN1991-2, "Eurocode 1 - Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges", Enero 2002.
- [7] BS 5400, "Steel, concrete and composite bridges", Part 2. Specification for loads, 1978.