

# Nuevos métodos de cálculo dinámico para puentes de ferrocarril en las instrucciones IAPF y Eurocódigo 1

JOSÉ MARÍA GOICOLEA RUIGÓMEZ, Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Grupo de Mecánica Computacional, ETSICCyP de Madrid, [goicolea@mecanica.upm.es](mailto:goicolea@mecanica.upm.es);  
JUAN ANTONIO NAVARRO GONZÁLEZ-VALERIO, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Grupo de Mecánica Computacional, ETSICCyP de Madrid, [jan@mecanica.upm.es](mailto:jan@mecanica.upm.es);  
JAIME DOMÍNGUEZ BARBERO, Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Grupo de Mecánica Computacional, ETSICCyP de Madrid, [jdominguez@mecanica.upm.es](mailto:jdominguez@mecanica.upm.es);  
FELIPE GABALDÓN CASTILLO, Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Grupo de Mecánica Computacional, ETSICCyP de Madrid, [fgabaldon@mecanica.upm.es](mailto:fgabaldon@mecanica.upm.es).

**RESUMEN:** Los puentes y viaductos para ferrocarril de alta velocidad están sometidos a acciones dinámicas elevadas, ya que al efecto clásico de la carga (aislada) móvil se viene a sumar la resonancia que se manifiesta para velocidades por encima de 220 km/h. Los métodos de valoración del impacto dinámico en las instrucciones de proyecto hasta ahora no recogen esta posibilidad de resonancia. El diseño de estas estructuras exige cálculos dinámicos que son el objeto de este artículo. Se abarca aquí un análisis de las provisiones de las nuevas normas (borradores) IAPF [9] y Eurocódigo 1 [16] de acciones en puentes, poniendo especial énfasis en los aspectos más novedosos.

**PALABRAS CLAVE:** Cálculo dinámico de estructuras, ferrocarril de alta velocidad. Normativa de cálculo.

**ABSTRACT:** Bridges and viaducts for high speed railways are subject to significant dynamic actions. To the classical effect of a (single) moving load one has to add the resonant behaviour which occurs for train speeds above 220 km/h. The provisions for dynamic effects foreseen in existing classical design codes do not cover this possibility of resonance. The design of these structures requires dynamic analyses which are the object of this paper. Here we cover an analysis of the provisions of the new (draft) codes IAPF [9] and Eurocode 1 [16] for actions on bridges, with special emphasis on the newly introduced aspects.

**KEYWORDS:** Dynamic structural analysis, high speed railway, engineering design codes.

## 1. INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIÓN

Uno de los aspectos estructurales más importantes asociados específicamente al diseño de los puentes y estructuras de ferrocarril son los efectos dinámicos debidos a las cargas móviles de los trenes. En el estudio de la respuesta dinámica pueden citarse las soluciones clásicas desarrolladas (entre otros) por Timoshenko [10], las aportaciones de Fryba [11], así como las notables contribuciones realizadas en nuestro país por Alarcón [1,2].

Las normas existentes hasta ahora [12,13,15] para el cálculo de los puentes de ferrocarril tienen en cuenta la respuesta dinámica a través de un *coeficiente de impacto*, que representa el aumento de la respuesta dinámica respecto a la estática para *una única carga móvil*.

Según este coeficiente, el incremento dinámico adquiere [12] un valor máximo de  $\varphi' = 1.32$ , para una vía recta ideal (sin considerar

irregularidades). El coeficiente de impacto se calculará al final como la envolvente

$$\Phi \geq \max(1 + \varphi' + \varphi'')$$

donde el último sumando  $\varphi''$  responde al efecto de las irregularidades de la vía.

La consideración de este coeficiente de impacto  $\Phi$  es suficiente para tener en cuenta el efecto dinámico de una única carga móvil, pero no considera la posible resonancia que se produciría por la repetición cíclica de cargas, aspecto que ha sido objeto de un artículo reciente en la Revista de Obras Públicas [3]. Este efecto puede caracterizarse mediante la *longitud de onda* de la excitación, definida como  $\lambda = v / f_0$  (siendo  $v$  la velocidad y  $f_0$  la frecuencia de vibración de la estructura). Así, puede producirse resonancia cuando la longitud característica  $D_k$  de separación de los ejes coincida con un múltiplo entero de dicha longitud de onda:

$$\lambda = \frac{D_k}{i}, i = 1, 2, 3, 4, \dots \Rightarrow \text{resonancia}$$

En la práctica, teniendo en cuenta las frecuencias propias de los puentes existentes y las velocidades de circulación de los trenes, hasta ahora la resonancia no ha sido un fenómeno que se diera en la realidad. En cambio, por encima de las velocidades de 200 ó 220 km/h, se ha comprobado que se puede producir resonancia en las estructuras reales [4].

Es este fenómeno resonante uno de los motivos principales que ha obligado a actualizar las instrucciones y normas de diseño, obligando a realizar en los casos que así lo requieran cálculos dinámicos. Entre estas nuevas instrucciones cabe citar la italiana [14], el nuevo borrador de Eurocódigo 1 [16] y el nuevo borrador español de la Instrucción de Acciones en Puentes de Ferrocarril (IAPF) [9].

Los modelos de cálculo más usuales para la dinámica de puentes de ferrocarril son, por orden de sencillez, los siguientes: 1) los basados en acotar analíticamente la suma de respuestas armónicas de los modos, aplicables (de forma directa al menos) únicamente a puentes isostáticos; 2) los basados en un cálculo dinámico directo modelizando el tren como cargas móviles de los ejes; 3) por último, los que consideran conjuntamente la vibración de la estructura y la dinámica del vehículo ferroviario, con interacción vehículo-estructura. Estos dos últimos tipos de modelos se pueden aplicar a cualquier tipo de puente. En [5,18] puede obtenerse una descripción más detallada de estos modelos de cálculo, además de una serie de trabajos de investigación en los que se desarrollan algunos métodos simplificados de aplicación.

En este artículo, en primer lugar se discuten los diversos trenes reales de cálculo y el esquema de cargas para interoperabilidad HSLM (High Speed Load Model), propuesta novedosa que puede usarse como envolvente dinámica de los trenes reales [7]. A continuación se discuten de forma muy resumida las premisas del cálculo dinámico en las nuevas instrucciones IAPF [9] y Eurocódigo 1 [16]. Por último se incluye una breve descripción del planteamiento dinámico que lleva a considerar en el proyecto no sólo las solicitaciones máximas, sino también las mínimas (o descargas dinámicas).

## **2. TRENES REALES DE ALTA VELOCIDAD E INTEROPERABILIDAD**

Una conclusión clave a la que conduce la resonancia es que el efecto dinámico para un puente determinado no crece monotónicamente con la velocidad, sino que se produce para ciertas velocidades críticas. Por otra parte, tampoco puede afirmarse con generalidad la superioridad de un tipo de tren sobre otro, dependiendo sus

efectos de las velocidades de circulación y del tipo de estructura [3].

En relación con este último aspecto, aunque una línea de ferrocarril determinada esté inicialmente operada únicamente por uno o más tipos de trenes de alta velocidad determinados, parece claro que no conviene restringir el tipo de trenes que puedan circular por la misma en un futuro más o menos lejano. Además de permitir de esta manera variar las condiciones de explotación y los trenes de alta velocidad que circulen, se abre la posibilidad de interconexión con otras líneas europeas de alta velocidad, posibilitando así que todos los trenes europeos circulen por las líneas que hayan sido concebidas con criterios de *interoperabilidad*.

En este sentido, parece que el cálculo dinámico de un puente o viaducto determinado debería realizarse para todos los tipos de *trenes reales* actuales o previstos (además de para todas las velocidades). Sin embargo, esta comprobación puede conducir a un esfuerzo de cálculo exagerado si se quiere garantizar la seguridad de las estructuras.

Una alternativa que puede resultar más ventajosa consiste en establecer unas *condiciones de interoperabilidad* para los trenes, que cubran las características de los trenes reales existentes y las evoluciones previstas, y que se puedan exigir a los nuevos trenes que se desarrollen en el futuro. Dadas estas condiciones, debería poderse establecer unos *trenes universales* que resulten envolventes dinámicos de los efectos de los posibles trenes reales. Este trabajo se ha realizado en el seno del instituto Europeo de investigación ferroviaria (ERRI), comité D214 [7].

### **Trenes reales**

Los trenes reales de alta velocidad pueden catalogarse en tres tipos distintos (figura 1):

1. *Trenes convencionales*: cada coche de pasajeros tiene dos bogies, a su vez con dos ejes cada uno. De este tipo son los trenes Europeos ICE2, ETR-Y, VIRGIN.

2. *Trenes articulados*: existe un bogie de dos ejes compartido entre cada dos coches, centrado en la articulación entre ambos. De este tipo son los trenes THALYS, AVE, EUROSTAR.

3. *Trenes Regulares*: los coches de pasajeros están sustentados también sobre su unión articulada, pero el apoyo se produce en un eje único entre cada dos coches, sin bogie. Es el caso del TALGO AV.

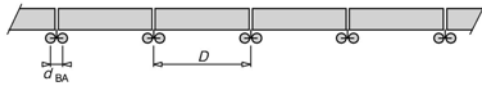


Figure E1 - Articulated train

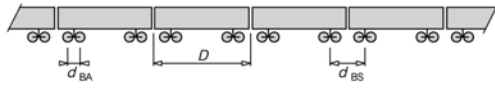


Figure E2 - Conventional train

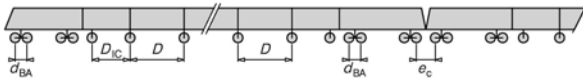


Figure E3 - Regular train

Figura 1: Tipos de trenes de alta velocidad, según Eurocódigo 1 [16]

En la nueva instrucción IAPF [9] se detallan las composiciones de cada uno de estos tipos de trenes.

Conocidos los trenes reales, cabe realizar la *impronta dinámica* [6] de cada uno de ellos, y a partir de ésta obtener una impronta dinámica envolvente. Ésta podría utilizarse en el cálculo dinámico, simplificando el mismo de manera clara. Otra forma de proceder sería realizar cálculos dinámicos directos con barridos de velocidades para cada uno de los tipos de trenes en la estructura, procedimiento de cálculo que puede automatizarse.

### Modelo para interoperabilidad en líneas de alta velocidad (HSLM)

El cálculo dinámico de los puentes con los trenes reales presenta varios inconvenientes. En primer lugar, su falta de *generalidad*, ya que la envolvente obtenida no es lo suficientemente general como para proponerla como limitación constructiva de los futuros trenes: una ligera variación de parámetros de un tren actual —como podrían ser, por ejemplo, la longitud de los vehículos, el valor nominal de la carga por eje o la distancia de acoplamiento— podría modificar fácilmente la impronta dinámica original, de manera que no quede cubierta por la envolvente.

Por otra parte, aunque los métodos basados en la impronta dinámica ofrecen una sencillez notable, no son válidos para determinar la respuesta en estructuras complejas, por lo que no suministran un *método de cálculo general*. La envolvente de la impronta dinámica de los trenes reales define tan sólo una agresividad [5] de referencia de cara a la construcción de nuevos trenes.

Con objeto de permitir un método de cálculo más general y no sujeto a estos inconvenientes, en el seno del comité ERRI D214 [6,7] se ha

definido analíticamente una familia de trenes universales (ficticios) cuyos efectos dinámicos sobre las estructuras envuelven a cualquier tren real que circule en la actualidad. Esta familia —de nombre UNIV-A— presenta las características recogidas en el cuadro 1.

Tipo	Articulado
Longitud total	$\cong 400$ m
Longitud de los coches $D$	De 18 a 27 m
Carga por eje	170 kN
Distancia entre ejes de un mismo bogie	2,5 m
Locomotoras en cabeza y cola de la composición	Sí

Cuadro 1. Características de la familia de trenes universales UNIV-A, obtenida al variar la longitud  $D$ . (Comité ERRI D214 [7])

Para los casos de puentes de luces cortas ( $L < 7$  m) que no dependen de la distancia entre bogies sino más bien de la separación de los ejes en un bogie, se ha definido una familia especial UNIV-B.

### UNIV-A y el Talgo AV

La envolvente de los trenes UNIV-A así propuesta presentaba inicialmente el inconveniente, tal y como se muestra en la figura 2, de no cubrir al TALGO AV para longitudes de onda inferiores a 15 metros ( $\lambda < 15$ ). Es de suponer que el mismo hecho se podría dar con otros trenes regulares reales, de los que el TALGO es un ejemplo representativo.

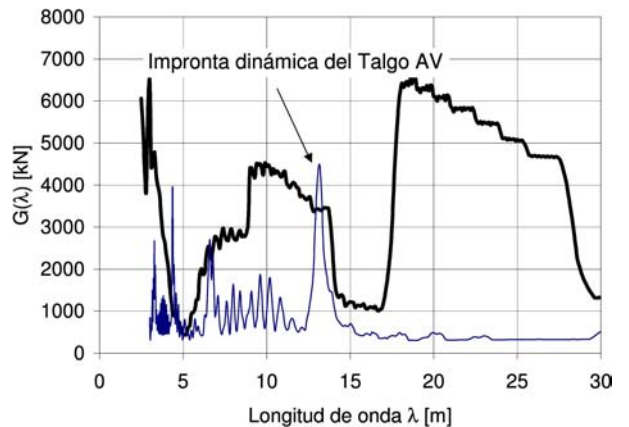


Figura 2: Improntas dinámicas de la envolvente de trenes UNIV-A y del Talgo AV

Con objeto de subsanar este problema, de especial relevancia para los intereses Españoles, se realizó un trabajo que demostraba que el TALGO no es más agresivo dinámicamente que los otros trenes, proponiendo modificaciones en la definición de la familia UNIV-A, de forma que para longitudes de onda cortas se consideren ciertos trenes adicionales que cubran la envolvente de

posibles trenes regulares como el Talgo AV [19]. Estas modificaciones fueron incluidas en [8] y han dado lugar a la definición final de las familias de trenes de alta velocidad, denominadas HSLM en las instrucciones de cálculo [9,16].

### 3. CÁLCULO DINÁMICO EN LA INSTRUCCIÓN DE ACCIONES EN PUENTES DE FERROCARRIL (IAPF) [9]

#### Modelo de cargas verticales de tráfico

El esquema de cargas para representar las acciones verticales (estáticas) del tráfico ferroviario adoptado ha sido el UIC71 —también llamado LM71—, adoptando así un modelo que se ha generalizado en prácticamente todos los países de nuestro entorno y en el eurocódigo [15,16]. Se ha prescrito, con carácter general, el uso de un *coeficiente de clasificación*  $\alpha = 1.21$ , para vía de ancho internacional y de ancho RENFE. El caso de la vía métrica queda cubierto también con un coeficiente  $\alpha = 0.91$ .

Este coeficiente  $\alpha$  de hecho aumenta las cargas del modelo LM71, convirtiendo las cargas puntuales de 250 kN a 302 kN, y las sobrecargas distribuidas de 80 kN/m a 96.8 kN/m. Estos valores producen efectos del mismo orden que los considerados hasta ahora en el diseño de los puentes de ferrocarril españoles en la IAPF-75 [13]. De esta manera, se mantiene la *capacidad portante de la red*, aspecto que puede considerarse estratégico.

Otros motivos que han llevado a la comisión redactora a proponer el coeficiente  $\alpha = 1.21$  son los siguientes:

- se ha analizado el sobre coste en que se incurre de incluir o no el coeficiente  $\alpha = 1.21$ , resultando en valores extremadamente pequeños en relación con el conjunto de la estructura;
- basta con un único tren de cargas para cubrir todos los tráficos, y no se precisa considerar trenes adicionales SW/0 (para puentes continuos), SW/2 (tráfico pesado) [16];
- permite extender la validez del coeficiente de impacto envolvente  $\Phi$  para evaluar los efectos dinámicos de forma simplificada hasta 220 km/h, ya que proporciona un margen de seguridad mayor para los trenes reales (téngase en cuenta que las cargas estáticas de los trenes de pasajeros reales son del orden del 30% de las del tren tipo  $\alpha \times \text{UIC71}$ ).

#### Coeficiente de impacto envolvente $\Phi$

Se establece el coeficiente de impacto como caracterización básica de los efectos dinámicos. La definición realizada del mismo se establece en general como la envolvente dinámica de la sollicitación que se esté estudiando:

$$\Phi = \max \frac{S_{din,real}}{S_{est,tipo}}$$

La relevancia de esta definición es que el mismo concepto de coeficiente de impacto es aplicable tanto a una evaluación simplificada (en la que se utilizaría una expresión analítica simple de  $\Phi$ ), como a los cálculos dinámicos (en los que se obtendría  $\Phi$  mediante la obtención de  $S_{din,real}$ ).

También se incluye un coeficiente  $\Phi_{min}$  que permite evaluar los efectos de descarga dinámica que pueden ser de relevancia en ciertos casos. Este efecto se discute en más adelante en este artículo (apartado 5).

La fórmula directa del coeficiente de impacto es la misma que se incluye en el eurocódigo y que proviene de [12],

$$\Phi = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} + 0,82 .$$

Las limitaciones para el uso de dicho coeficiente son:

1.  $v \leq 220$  km/h
2. estructura *no singular* (es decir, considerada en el cuadro previsto para la luz equivalente  $L_{\Phi}$ );
3. frecuencia fundamental del puente  $f_0$  dentro de unos límites determinados.

Para cualquier otro caso, en que no se cumpla alguna de las condiciones anteriores, será necesario hacer un cálculo dinámico más detallado, para lo cual se remite al anejo B de [9]. Estos procedimientos se resumen en el apartado siguiente.

#### Procedimientos de cálculo dinámico

Para los casos en los que no sea de aplicación el coeficiente envolvente  $\Phi$ , se ofrecen diversos métodos de cálculo dinámico. Estos procedimientos (salvo el citado en primer lugar del coeficiente de impacto envolvente, que es aplicable únicamente para  $v \leq 220$  km/h) se aplicarán bien para los trenes reales de alta velocidad, bien para el modelo de cargas universal HSLM (apartado 2) que permite garantizar la interoperabilidad de las líneas.

Habrà de tenerse en cuenta que debe realizarse un barrido de velocidades entre la velocidad  $v = 220$  km/h y la velocidad máxima de la línea mayorada por el coeficiente 1.2 como seguridad (es decir, 420 km/h para las nuevas líneas de 350 km/h). El número de cálculos a realizar puede ser numeroso, sobre todo si quieren evaluarse distintas hipótesis estructurales, por lo que conviene planificar cuidadosamente dicho trabajo.

En síntesis, los métodos de cálculo admitidos son los siguientes.

1. *Coefficiente de impacto real.* Consiste en obtener de forma más afinada los coeficientes dinámicos  $\varphi'$  y  $\varphi''$ , mediante aproximaciones analíticas a partir de la frecuencia fundamental  $f_0$  o mediante cálculos directos. Este método puede aplicarse para líneas con velocidad de circulación  $v \leq 220$  km/h, en las que no se cumpla alguno de los otros requisitos especificados para el coeficiente  $\Phi$ , como la limitación de frecuencia  $f_0$ . Para el cálculo del coeficiente  $\varphi'$  habrá que considerar un conjunto de trenes definidos específicamente para velocidades  $v \leq 220$  km/h.

2. *Impronta dinámica.* Permite evaluar los efectos dinámicos sin realizar un cálculo dinámico con integración en el tiempo, resultando considerablemente más sencillo que la realización de un cálculo dinámico directo. La respuesta dinámica máxima se obtiene como producto de dos funciones que tienen expresión analítica, la impronta específica de cada tren y la línea de influencia dinámica del puente. Para ello existen dos métodos de cálculo (DER y LIR) [6]. Este procedimiento tiene el inconveniente de que sólo es aplicable para puentes isostáticos, salvo casos especiales [8].

3. *Cálculo dinámico por integración en el tiempo con cargas móviles.* Este método sirve también para los casos más generales, en los que el puente no sea un tramo isostático simple. La resolución puede hacerse a través de programas de elementos finitos o similares.

4. *Cálculo dinámico por integración en el tiempo con interacción vehículo-estructura.* La consideración de la dinámica de los vehículos en un modelo conjunto acoplado puede ser de utilidad para afinar el cálculo, bien en alguna situación especial de proyecto, bien como parte de un trabajo de investigación. Salvo casos excepcionales, estos modelos resultan de una complejidad excesiva para cálculos ordinarios de proyecto. La intensidad de los efectos dinámicos resonantes obtenidos con este método es generalmente menor que con cargas de valor fijo, especialmente en puentes de luces cortas (véase [8], en donde se obtienen reducciones de hasta el 45% en los efectos dinámicos máximos).

En cualquiera de los casos anteriores, el resultado del cálculo dinámico puede interpretarse que da lugar al coeficiente dinámico (sin irregularidades):

$$\text{cálculo dinámico} \rightarrow (1 + \varphi') = \frac{S_{din,real}}{S_{est,real}}$$

Una vez evaluado este factor, el efecto de las irregularidades de vía puede agregarse mediante un coeficiente  $\varphi''$ , que se aplicaría multiplicando al coeficiente anterior de la manera siguiente (ver [6]):

$$(1 + \varphi')(1 + \varphi''/2)$$

El máximo de todos estos valores para todos los posibles trenes y velocidades de circulación constituirá el coeficiente de impacto  $\Phi$ .

Conviene recordar asimismo que los resultados de los cálculos dinámicos serán aplicados para verificar no sólo los estados límite últimos (ELU), sino también los estados límite de servicio (ELS) relacionados con deformaciones y aceleraciones máximas [17]. En particular, una de las condiciones que pueden resultar más exigentes para determinados puentes de luces cortas son las limitaciones de aceleraciones (0.35g en puentes con balasto, 0.50g para vía en placa).

Por último, se hace notar que para el caso de puentes de dos vías, deben aplicarse las cargas estáticas  $\alpha \times LM71$  en las dos vías simultáneamente, pero los efectos dinámicos máximos absolutos no deberán sumarse para las dos vías, sino combinarse mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Estos efectos dinámicos son los generados por la componente  $\varphi'$ .

#### 4. CÁLCULO DINÁMICO EN EL EUROCÓDIGO 1 (PR-EN 1991-2) [16]

Al igual que el borrador de norma española, el último borrador del Eurocódigo 1 de acciones, en su parte 2 (acciones sobre puentes) incorpora los resultados de los últimos estudios realizados en el seno del ERRI [6,7].

##### Modelo de cargas verticales de tráfico

El esquema de cargas estáticas adoptado es igualmente el LM71 (UIC71), dejando abierta la posibilidad de establecer por la administración competente un coeficiente de clasificación  $\alpha$ . Adicionalmente deberán emplearse los trenes de carga SW/0 (puentes continuos), SW/2 (trenes pesados), y el tren sin carga para ciertas situaciones especiales.

##### Necesidad de cálculo dinámico

La decisión sobre este aspecto la resuelve el Eurocódigo mediante un cuadro de flujo complejo (cuadro 6.9 de [16]) en el que se prevén las distintas posibilidades, que resumimos a continuación

- *Situaciones en las que basta un cálculo estático y el coeficiente de impacto envolvente  $\Phi$ :*
  - $v \leq 200$  km/h y puente continuo;
  - $v \leq 200$  km/h y frecuencia  $f_0$  dentro de unos determinados límites;
  - $v > 200$  km/h y puente isostático de luz  $L \geq 40$  m, y  $f_0$  dentro de unos determinados límites;

- o  $v > 200$  km/h y puente isostático,  $f_{torsion} > 1.2 f_0$  + uso de tablas F1/F2 (cf. [16]) para verificación de aceleraciones máximas.
- *Situaciones en las que es necesario un cálculo dinámico directo* (resto de casos):
  - o  $v > 200$  km/h y puente no isostático (siempre)
  - o  $v > 200$  km/h y puente isostático (si  $L < 40$  m, ó si  $f_{torsion} \leq 1.2 f_0$ , ó si no cumple la condición  $(v/f_0)_{lim}$  de las tablas F1/F2 (cf. [16])).

Como resultado del cálculo dinámico se obtiene el coeficiente para los desplazamientos

$y_{din}$ :

$$\varphi' = \max \left| \frac{y_{din}}{y_{est}} \right| - 1.$$

Este coeficiente se calculará bien para todos los trenes reales (RT) o bien para los trenes HSLM. El efecto dinámico máximo se calculará finalmente mediante:

$$(1 + \varphi'_{din} + \varphi'' / 2) \times (\text{HSLM ó RT}), \text{ ó } \Phi \times (\text{LM71} + \text{SW}/0)$$

Por último, cabe notar que para el caso de tableros con dos vías exige el cálculo dinámico tan sólo en una de ellas.

## 5. SOLICITACIONES MÍNIMAS

Como último aspecto se exponen aquí algunos resultados recientes para evaluar los efectos de descarga dinámica, o también denominados solicitaciones dinámicas mínimas. En algunas situaciones pueden cobrar importancia desde el punto de vista estructural, como por ejemplo en el cálculo de pilas de un viaducto continuo, donde la concomitancia de cargas verticales mínimas con las fuerzas horizontales (centrífuga especialmente) puede producir una situación condicionante en el proyecto.

Como resultado de interpretar la respuesta dinámica como oscilaciones alrededor del valor de la sollicitación cuasi-estática es posible obtener cotas de los máximos y de los mínimos a partir de la respuesta estática y de la amplitud de dichas oscilaciones mínimas (figura 3)

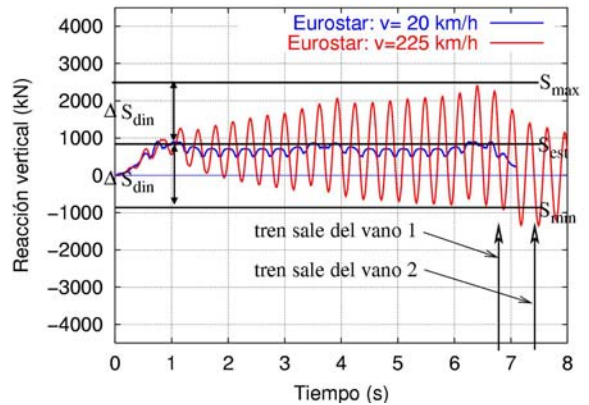


Figura 3: Historia temporal de reacciones en una pila del viaducto sobre el río Tajo [4], bajo el paso del tren Eurostar a  $v=225$  km/h. La trayectoria cuasiestática se ha obtenido con  $v=20$  km/h, aplicando después una escala a un tiempo ficticio para hacerla corresponder con el caso de alta velocidad bajo las mismas configuraciones de cargas en cada instante. El punto en que la cota  $S_{min}$  dibujada deja de ser envolvente corresponde a un momento en que el tren ya ha abandonado el primer vano, quedando en vibración libre.

A partir de estas consideraciones y de los resultados del informe [20], se ha propuesto una envolvente de las sollicitaciones mínimas, definida por:

$$\Phi_{min} = 2f_e - \Phi,$$

siendo  $f_e = y_{est,real} / y_{est,tipo}$  el cociente entre la respuesta estática de los trenes reales y la del tren tipo (LM71). Las cargas de este último son considerablemente mayores que las de los trenes ligeros de pasajeros, por lo que  $f_e$  suele valer alrededor entre 0.25 y 0.35. De esta forma, el coeficiente anterior puede resultar negativo, lo que representaría una descarga dinámica neta por la vibración estructural efecto del tráfico (téngase en cuenta que esta descarga se superpone a los efectos generalmente mucho mayores de la carga permanente).

## 6. CONCLUSIONES

De forma esquemática se resaltan las siguientes observaciones finales:

1. Los puentes de ferrocarril de alta velocidad, por la posibilidad real de la resonancia, exigen para su dimensionamiento la consideración de la vibración dinámica bajo las cargas móviles de los trenes, para lo que existen diversos modelos numéricos, de menor o mayor complejidad.

2. Es necesario aplicar dichos métodos de cálculo dinámico en la investigación aplicada para conocer mejor las facetas más relevantes de la respuesta dinámica de los puentes desde el punto



de vista del proyecto, ampliando así las tipologías estructurales aceptadas para las nuevas líneas de alta velocidad, así como para disponer de métodos e instrucciones de proyecto suficientemente prácticas, contrastadas, y simples de utilizar.

3. Tanto el nuevo borrador de IAPF [9] como el último borrador final del Eurocódigo 1 de

acciones en puentes [16] recogen esta necesidad de cálculos dinámicos para los casos de alta velocidad.

4. En algunas situaciones, las descargas dinámicas pueden ser relevantes desde el punto de vista estructural, y por tanto es necesario tenerlas en cuenta.

1 E. Alarcón. *El coeficiente de impacto en puentes de ferrocarril*. Revista de Obras públicas, septiembre 1971.

2 E. Alarcón, R. Álvarez, M. Doblaré, J. Molina. *Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril*. Hormigón y acero 155, pp 173–186, 1985.

3 J. Domínguez, J.M. Goicolea y J. Nasarre. *Valoración de efectos dinámicos en puentes de ferrocarril: la resonancia en líneas de alta velocidad*. Revista de Obras Públicas n.º 3428 pp. 39 a 50, 2002.

4 Ministerio de Fomento, Dir. Gral. de ferrocarriles y transporte por carretera. *Viaducto sobre el río Tajo, Línea AVE Madrid--Sevilla, ensayos dinámicos*. Realizados por IIC S.A., 1996.

5 J. Domínguez. *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*. Tesis Doctoral. ETSICCyP de Madrid. Publicada por ANCI.

6 European Rail Research Institute. *Ponts-Rails pour vitesses > 200 km/h; Rapport final*. ERRI D214/RP 9, 1999.

7 European Rail Research Institute. *Utilisation de convois universels pour le dimensionnement dynamique de ponts-rails*. Synthèse des résultats du ERRI D214.2 RP1 (Rapport final), 2002.

8 J.M. Goicolea, J. Domínguez, F. Gabaldón, y J.A. Navarro. *Estudio de fenómenos resonantes en puentes de ferrocarril: I. Valoración de la interacción dinámica vehículo estructura. II. Cálculo de pasos inferiores*. Informe técnico. Diciembre, 2001.

9 Ministerio de Fomento. *Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*, 2002. Borrador, pendiente de publicación.

10 S.P. Timoshenko y D.H. Young. *Vibration problems in engineering*. Van Nostrand, NY, 1955 (3ª ed.).

11 Fryba, L.: *Dynamics of railway bridges*. Thomas Telford, 1996.

12 Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), *UIC Code 776-1 R: Charges a prendre en considération dans le calcul des ponts-rails*, (1979).

13 Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo: *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. 1975.

14 Ferrovie dello Stato: *Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari*. 1997.

15 Comité Europeo de Normalización: *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en*

*estructuras; parte 3, acciones de tráfico en puentes*. Traducción de AENOR. (1998).

16 European Committee for Standardization: *prEN 1991-2: EUROCODE 1 -Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges*. 2002.

17 J. Nasarre: *Estados límite de servicio en relación con la vía en puentes de ferrocarril*. Congreso grupo español IABSE sobre puentes de ferrocarril, Madrid 12--14 de junio 2002.

18 J.M. Goicolea, J. Domínguez, J.A. Navarro y F. Gabaldón. *Nuevos métodos de cálculo dinámico para puentes de ferrocarril en las instrucciones IAPF y Eurocódigo 1*. Congreso grupo español IABSE sobre puentes de ferrocarril, Madrid 12--14 de junio 2002.

19 J. Domínguez y J.M. Goicolea. *Dynamic effects of regular trains: proposal for inclusion within universal train envelope*. Informe técnico del grupo de Mecánica Computacional al ERRI D214, 2000.

20 J.M. Goicolea, J. Domínguez, J.A. Navarro y F. Gabaldón. *Comportamiento dinámico de puentes para ferrocarril de alta velocidad*. Informe técnico, Ministerio de Fomento. 2002