

MÉTODOS PRÁCTICOS PARA LA RESPUESTA DINÁMICA EN PUENTES DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD CON MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

José M.^a Goicolea , Felipe Gabaldón Castillo , Juan A. Navarro*

* Depto. Mecánica de Medios Continuos, ETS Ingenieros de Caminos,
Universidad Politécnica de Madrid, Ciudad Universitaria s/n, 28040 Madrid
e-mail: goicolea@mecanica.upm.es

Palabras clave: Elementos Finitos, Dinámica, Puentes de Ferrocarril, Alta Velocidad

Resumen.

La infraestructura para alta velocidad ferroviaria es uno de los focos de mayor interés actual en la ingeniería civil en España y Portugal. Son bien conocidos los aspectos dinámicos de la respuesta de los puentes frente a cargas móviles de tráfico. Sin embargo, la alta velocidad ferroviaria ocasiona problemas nuevos debidos a la resonancia. Los fenómenos dinámicos que deben considerarse son no sólo los debidos a estados límite últimos (considerados clásicamente mediante coeficientes de impacto) sino estados límite de servicio (limitación de aceleraciones y deformaciones de la estructura, criterios de confort). Por otra parte, las verificaciones dinámicas deben realizarse para todas las posibles velocidades de circulación y todos los trenes, conduciendo a criterios de interoperabilidad ferroviaria.

En este trabajo se emplean modelos de elementos finitos con cargas móviles, con y sin interacción. Se describen también métodos analíticos basados en respuestas armónicas, dando lugar a la impronta dinámica. Se desarrollan tres aplicaciones prácticas de interés para el proyecto de puentes de alta velocidad: 1) La valoración de la interacción dinámica vehículo-estructura en los modelos de cálculo; 2) la contrastación del carácter envolvente de los trenes universales HSLM en la respuesta dinámica de viaductos hiperestáticos; 3) los efectos de descarga vertical debidos a la respuesta dinámica.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de nuevas infraestructuras para las líneas de ferrocarril de alta velocidad es un aspecto de gran interés económico, técnico y social en España y Portugal. Las nuevas líneas entre los dos países van a permitir mejorar las comunicaciones y el intercambio entre ambos. Adicionalmente son un excelente pretexto para colaborar técnicamente desde los sectores de ingeniería involucrados.

Entre otros problemas o requisitos técnicos, los métodos numéricos tienen un papel que jugar en varias facetas de los proyectos y soluciones técnicas. En este trabajo nos centramos en las nuevas aplicaciones y requisitos de cálculo dinámico en puentes de ferrocarril, que exigen un tratamiento de análisis considerablemente mayor que en los proyectos de ferrocarril tradicional.

La importancia de los efectos dinámicos sobre los puentes de ferrocarril debidos a las cargas móviles de los trenes es conocida desde hace tiempo, existiendo soluciones clásicas desarrolladas entre otros por Timoshenko [1]. Con posterioridad cabe citar los trabajos de Fryba [2] y Alarcón [3].

Sin embargo, las líneas de alta velocidad plantean problemas dinámicos de un orden superior, debido a la posibilidad de resonancia. La valoración dinámica realizada para el proyecto de puentes de ferrocarril hasta ahora era exclusivamente la del *efecto de impacto* de la carga. Sin embargo, a partir de velocidades del orden de 200 km/h y debido a las separaciones típicas de los ejes de los coches ferroviarios, empiezan a surgir fenómenos resonantes que elevan sobremanera la respuesta estructural. Estos fenómenos exigen un tratamiento más detallado de la dinámica, mediante la aplicación de los métodos de cálculo numérico adecuados.

Hasta hace poco las instrucciones de proyecto eran en España la IAPF75 [4] y el Eurocódigo 1 [5], cuyas provisiones estaban basadas en los modelos de las fichas UIC [6]. Estos modelos recogían tan solo un coeficiente de impacto de evaluación sencilla por el que se multiplicaban las cargas estáticas. Recientemente se han propuesto nuevas instrucciones que recogen la necesidad de cálculos dinámicos en situaciones en las que pueda haber resonancia [7], [8].

Un aspecto práctico que debe considerarse también es la conveniencia de que las líneas de ferrocarril no estén limitadas a su uso por un determinado tipo de trenes exclusivamente, sino que permitan de manera eficaz el tránsito de todos los posibles trenes, mediante las adecuadas especificaciones de *interoperabilidad ferroviaria*. Para asegurar esto, en principio el cálculo dinámico de verificación para una estructura debería realizarse para todos los posibles trenes de alta velocidad Europeos. Como se recoge en [7] y [8] estos trenes varían ampliamente en cuanto a la distancia entre ejes, cargas por eje y disposición regular de las mismas, distinguiéndose tres tipos fundamentales de composiciones: Los trenes *convencionales* (como el ICE alemán) con dos bogies por coche; los trenes *articulados* (como el Thalys francés), con un bogie entre cada dos coches; y los trenes *regulares* (como el Talgo español) sin bogies y con un eje entre coches. A raíz del trabajo del comité ERRI D214 [14] se ha establecido un conjunto de trenes universales (ficticios) cuyos efectos dinámicos son envolventes de todos los trenes reales que cumplan determinadas condiciones de interoperabilidad. Esta familia de trenes se denomina HSLM (*High Speed Load Model*) y su carácter envolvente ha sido comprobado fundamentalmente en puentes

isostáticos (simplemente apoyados), aunque se postula también como envolvente para puentes hiperestáticos de tablero continuo.

En este trabajo se discuten someramente en primer lugar los modelos de cálculo aplicables para el análisis dinámico de los puentes de ferrocarril. A continuación se presentan algunos resultados de tipo práctico obtenidos con distintos modelos. En primera instancia, para evaluar el efecto de interacción vehículo–estructura. A continuación se discuten algunas particularidades del cálculo dinámico en puentes hiperestáticos. Por último, se presentan algunos resultados recientes que estudian el efecto de la descarga dinámica.

2. MÉTODOS DE CÁLCULO

2.1. Coeficiente de impacto y métodos simplificados

Las normas existentes hasta ahora [6, 5, 4] 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*. Este coeficiente no es válido en consecuencia para los trenes de alta velocidad.

Por otra parte se han propuesto algunos métodos simplificados basados en el estudio de las series de armónicos amortiguados de la respuesta estructural y en la obtención de expresiones envolventes para las mismas [9, 10]. Este tipo de modelos recoge los efectos dinámicos resonantes y evita por otra parte la realización de un cálculo dinámico por integración en el tiempo. En contrapartida su aplicación está limitada a *puentes isostáticos*, cuya representación dinámica pueda hacerse mediante un sólo modo de vibración armónico.

En [15] puede encontrarse una discusión de ambos tipos de métodos.

2.2. Cálculo dinámico con cargas móviles

En los casos en que no sean válidos los métodos simplificados expuestos anteriormente, al tratarse de líneas de alta velocidad o estructuras que no encajen en los requisitos antes definidos, es necesario un cálculo dinámico con cargas móviles.

Esta clase de métodos se basan en la integración en el tiempo de las ecuaciones dinámicas de la estructura, sometida a un tren de cargas móviles de valores dados, representativo de cada eje de la composición ferroviaria. El modelo de la estructura puede estudiarse bien mediante una integración completa del sistema con todos los N grados de libertad de la estructura, bien mediante una reducción de grados de libertad a partir de un análisis modal que reduzca sustancialmente el número de ecuaciones a integrar. A su vez, la reducción modal se puede realizar mediante una extracción numérica aproximada de los modos de vibración, capacidad existente en la mayoría de los programas de cálculo por elementos finitos, o alternativamente mediante un cálculo analítico de los mismos para ciertos casos de estructuras sencillas en las que esto resulte posible (el caso más típico es el de la viga isostática).

2.2.1. Métodos analíticos

El problema clásico de un *punte isostático biapoyado* puede tratarse mediante los modos de vibración *exactos* que responden a las hipótesis de la viga de Bernoulli [11], siendo las formas modales $\phi_n(x) = \sin(n\pi x/l)$ y las frecuencias asociadas $\omega_n = (n\pi)^2 \sqrt{EI/(\bar{m}l^4)}$ (siendo EI la rigidez a flexión, \bar{m} la masa por unidad de longitud y l la luz). En la figura 1 se representan los tres primeros modos de vibración. Generalmente, para el caso isostático, basta considerar

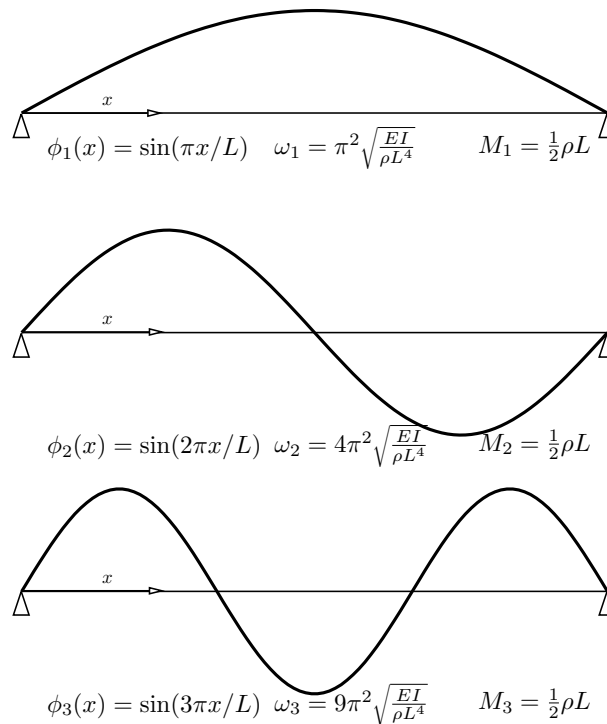


Figura 1. Tres primeros modos de vibración de una viga isostática

un único modo de vibración, con lo cual el problema se reduce a una ecuación dinámica con un grado de libertad y su resolución e interpretación se simplifica considerablemente. Sin embargo, para la determinación de esfuerzos o reacciones dinámicas en ocasiones es necesario usar un número mayor de modos o grados de libertad con objeto de tener la precisión adecuada, como se estudia en [17].

Para *estructuras hiperestáticas* más complejas no es posible en general una extracción analítica de modos de vibración y frecuencias propias. Sin embargo estas soluciones analíticas se pueden obtener en algunos casos concretos, como los pórticos (intraslacionales) y para vigas continuas de dos o tres vanos [2]. Para pórticos rectangulares el procedimiento [12] es algo más complejo que en el caso de la viga biapoyada. Como ejemplo, en la figura 2 se muestran los dos primeros modos de oscilación. La expresión de la frecuencia propia correspondiente al primer

modo se expresa a través de un parámetro b mediante la ecuación:

$$\omega_1 = \left(\frac{b}{l_d}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\bar{m}_d}} \quad (1)$$

donde l_d es la luz del dintel, $E_d I_d$ es su rigidez a flexión y \bar{m}_d es su masa por unidad de longitud. El parámetro b se obtiene resolviendo la ecuación no lineal:

$$\frac{k_p(1 - \cosh(k_i b) \cos(k_i b))}{\cosh(k_i b) \operatorname{sen}(k_i b) - \operatorname{senh}(k_i b) \cos(k_i b)} + \frac{1 - \cosh b \cos b}{(\cosh b + 1) \operatorname{sen} b - (\cos b + 1) \operatorname{senh} b} = 0 \quad (2)$$

siendo:

$$k_p = \sqrt[4]{\frac{I_d^3 \bar{m}_d}{I_h^3 \bar{m}_h}} \quad k_i = \frac{l_h}{l_d} \sqrt[4]{\frac{I_d \bar{m}_h}{I_h \bar{m}_d}} \quad (3)$$

En esta ecuación el subíndice h se refiere al hastial del pórtico.

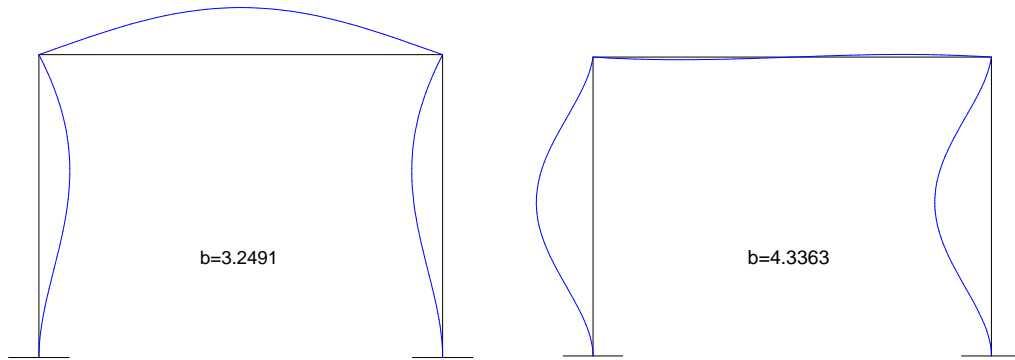


Figura 2. Dos primeros modos de oscilación de un pórtico correspondiente a un paso inferior de una línea de ferrocarril de alta velocidad y valor de la constante b para cálculo de la frecuencia propia según la ecuación (1)

Una vez que se conocen los modos de oscilación es necesario integrar las ecuaciones de la dinámica. Para ello, la solución básica es la respuesta de la estructura a una carga aislada (figura 3). Se considerará una viga continua de longitud l , siendo $\phi_i(x)$, M_i y ω_i la forma modal, la masa modal y la frecuencia propia del modo i -ésimo, respectivamente. La ecuación diferencial para una carga puntual F que recorre la estructura con velocidad constante v es:

$$M_i \ddot{y}_i + 2\zeta_i \omega_i M_i \dot{y}_i + \omega_i^2 M_i y_i = F \langle \phi_i(vt) \rangle \quad (4)$$

siendo y_i la amplitud del modo de vibración (flecha de la estructura), ζ_i la fracción de amortiguamiento crítico del modo i y $\langle \phi(\bullet) \rangle$ una notación con el significado siguiente:

$$\langle \phi(x) \rangle = \begin{cases} \phi(x) & \text{si } 0 < x < l \\ 0 & \text{en otro caso.} \end{cases} \quad (5)$$

Una vez que se conoce la respuesta a una carga puntual aislada, la respuesta a un tren de cargas se obtiene como la superposición de respuestas a cargas puntuales F_k (figura 3). La

ecuación diferencial correspondiente al modo i es en este caso:

$$M_i \ddot{y}_i + 2\zeta_i \omega_i M_i \dot{y}_i + \omega_i^2 M_i y_i = \sum_{k=1}^{n_{\text{ejes}}} F_k \langle \phi_i(vt - d_k) \rangle. \quad (6)$$

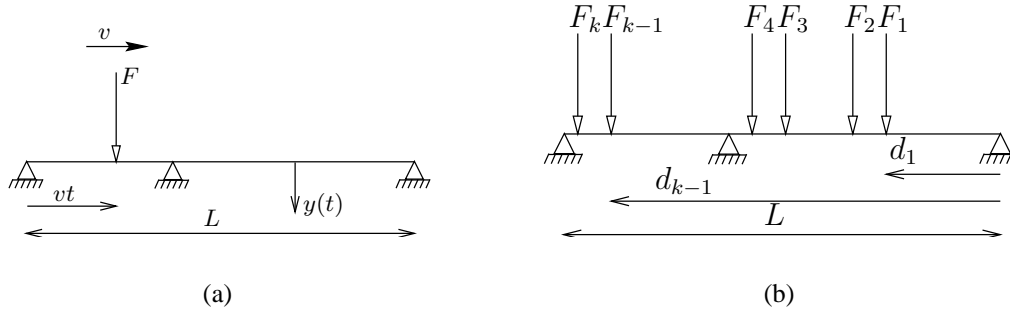


Figura 3. Modelo para a) carga puntual aislada y b) para un tren de cargas

2.2.2. Métodos de elementos finitos

El cálculo dinámico de puentes de ferrocarril basado en modelos de cargas móviles también se puede abordar mediante métodos de elementos finitos. Estos métodos tienen una aplicabilidad general para cualquier tipo de estructuras, incluyendo si es preciso comportamientos de tipo no lineal.

En este caso se realiza una discretización espacial de la estructura en elementos finitos, obteniéndose un modelo con un número discreto N de grados de libertad, y una discretización temporal en pasos de tiempo. El análisis se puede realizar bien mediante la integración directa en el tiempo del modelo completo, o bien mediante análisis modal. En ambos casos el problema básico a resolver es el sistema de ecuaciones diferenciales:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{d}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{d}} + \mathbf{K}\mathbf{d} = \mathbf{f}, \quad (7)$$

donde \mathbf{M} es la matriz de masa, \mathbf{C} es la matriz de amortiguamiento, \mathbf{K} es la matriz de rigidez, \mathbf{f} es el vector de fuerzas externas, y \mathbf{d} es el vector (incógnita) de desplazamientos nodales.

Mediante la integración directa del modelo completo se resolvería en cada paso de tiempo el sistema completo (7) de N grados de libertad, en el que las ecuaciones están por lo general acopladas, y por tanto deben resolverse de forma simultánea. Este procedimiento es válido también cuando se deseen incluir efectos no lineales en la respuesta, en cuyo caso las fuerzas internas elásticas y de amortiguamiento viscoso en la expresión anterior deberán sustituirse por un término general (no lineal) del tipo $\mathbf{F}^{\text{int}}(\mathbf{d}, \dot{\mathbf{d}}, \dots)$.

Si el comportamiento de la estructura es lineal se puede realizar un análisis modal con una reducción notable de grados de libertad. En una primera fase se resuelve el problema de autovalores obteniendo numéricamente los n autovalores (frecuencias propias) y modos normales

de vibración más significativos (generalmente $n \ll N$). A continuación estos modos de vibración se integran en el tiempo. Las ecuaciones quedan desacopladas reduciéndose la respuesta de cada modo a la ecuación dinámica de un sistema con un grado de libertad [11].

El procedimiento más sencillo para modelizar el tren de cargas es aplicar escalones de carga en cada nodo. A cada nodo se le asigna en cada instante una carga si el eje está en un elemento que contiene al nodo en cuestión. En tal caso, la magnitud de la carga nodal depende de la distancia del eje al nodo. Este procedimiento se esquematiza en la figura 4 para un nodo genérico A .

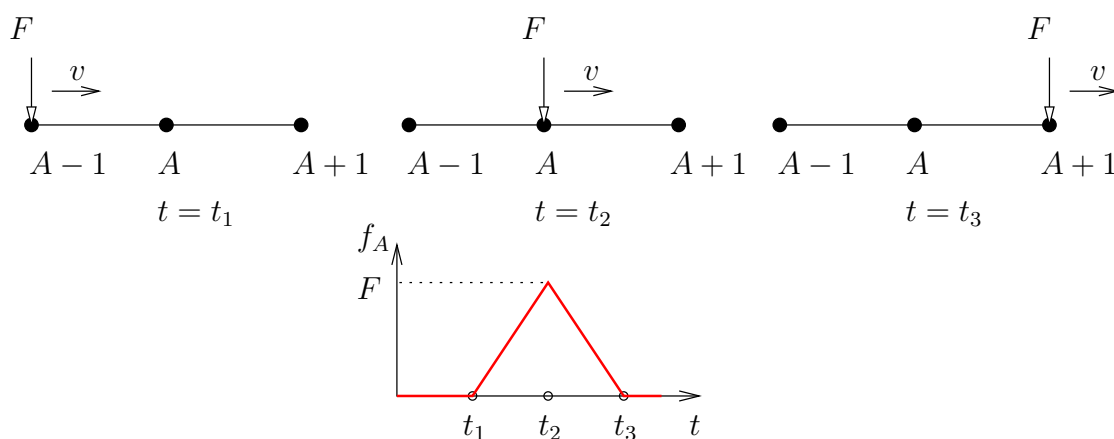


Figura 4. Definición de la fuerza nodal en el nodo A para una carga móvil F

Este esquema adaptado para los trenes reales definidos en la instrucción [7] se ha implementado en el programa de elementos finitos FEAP [13]. Con esta metodología y la integración en el tiempo de los modos de oscilación se han obtenido los resultados descritos en el trabajo [12].

2.3. Cálculo dinámico con interacción vehículo-estructura

El cálculo dinámico con interacción vehículo-estructura consiste al igual que el cálculo con cargas móviles en una integración en el tiempo de las ecuaciones dinámicas. Añaden la consideración adicional de la vibración del propio vehículo debido a la suspensión del mismo, por lo cual las cargas de los ejes no poseen en la realidad un valor fijo durante el paso del puente.

Este tipo de modelos representan, en el caso más general (figura 5) la suspensión primaria, con sus valores de rigidez y amortiguamiento por eje (K_p, C_p), la suspensión secundaria, con los correspondientes valores de rigidez y amortiguamiento por bogie (K_s, C_s), la masa no suspendida, correspondiente a la masa nominal del eje de la rueda (m_w), la longitud, masa y momento de inercia del bogie (L_B, M_B, J_B), la masa suspendida y momento de inercia que corresponden a la caja del vehículo (M, J) y la geometría del vehículo: longitud total (L), distancia entre el centro de gravedad de la caja del vehículo y los pivotes de los bogies delantero y trasero (d_{Bd}, d_{Bt}) y la distancia entre ejes de un bogie (d_{eB}). En aquellos vehículos en los que el sistema de guiado no se realice a través de sistemas tipo bogies se adaptaría el esquema

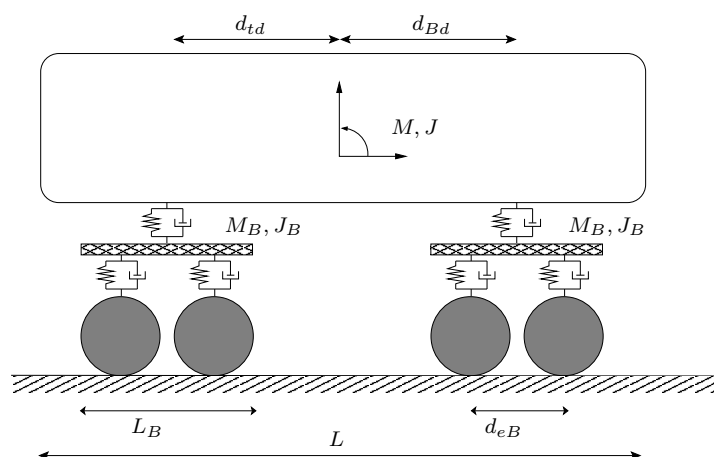


Figura 5. Modelo completo de interacción vehículo-estructura.

anterior a la configuración particular de los ejes y del sistema de suspensión, con el nivel de detalle equivalente.

Los modelos completos anteriores no siempre son necesarios, pudiendo realizarse una simplificación de los mismos. Se denominan *modelos simplificados* de cálculo con interacción vehículo-estructura, aquellos en los que se modelizan las suspensiones de cada eje de forma independiente, sin tener en cuenta el efecto de acoplamiento de la caja del vehículo. De esta forma se tiene en cuenta (ver figura 6) la suspensión primaria, con sus valores de rigidez y amortiguamiento por eje (K_p, C_p), la masa no suspendida, correspondiente a la masa nominal del eje de la rueda más la parte proporcional de la masa totalmente suspendida (caja del vehículo) (m_{ns})¹ y la masa suspendida, que en este caso, en valor es equivalente a la parte proporcional de la masa del bogie (m_s). Existe otra variante, equivalente a esta modelización, propuesta en la ficha UIC 776-2 [14] y que se representa en la figura 6.

Es importante señalar que en los modelos simplificados de interacción cada eje es independiente del resto —lo que significa que no hay interacción entre los ejes de un mismo vehículo—, mientras que en los modelos completos, existe cierta interacción entre ellos, pues la modelización parte de la totalidad de la caja del vehículo.

Modelo con interacción propuesto.— Este modelo se ha usado en el trabajo [10]. Se considera un tren de k cargas, representadas cada una de ellas según un modelo simplificado de interacción vehículo estructura (figura 7).

Al considerar en el cálculo un tren de cargas, se incrementa el número de ecuaciones diferenciales a resolver; en el caso de una carga aislada se limita al número de modos de vibración considerados n más la correspondiente al sistema mecánico del elemento simplificado de interacción, en total $n + 1$. Suponiendo un grupo de k cargas, tendremos que resolver un sistema de

¹Nótese que aunque se denomina de la misma manera —masa no suspendida— a m_{ns} (modelo simplificado) y a m_w (modelo completo), la manera de calcular estos valores es diferente.

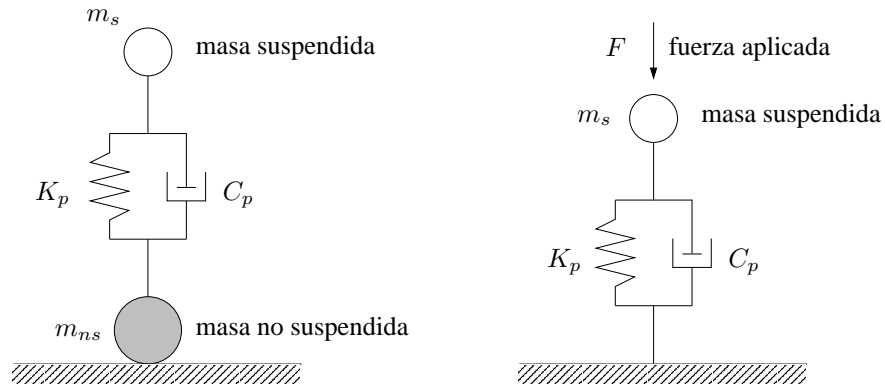


Figura 6. Modelo simplificado de interacción vehículo–estructura (izqda.). Variante al modelo propuesta en la ficha UIC-776-2 [14] (dcha.)

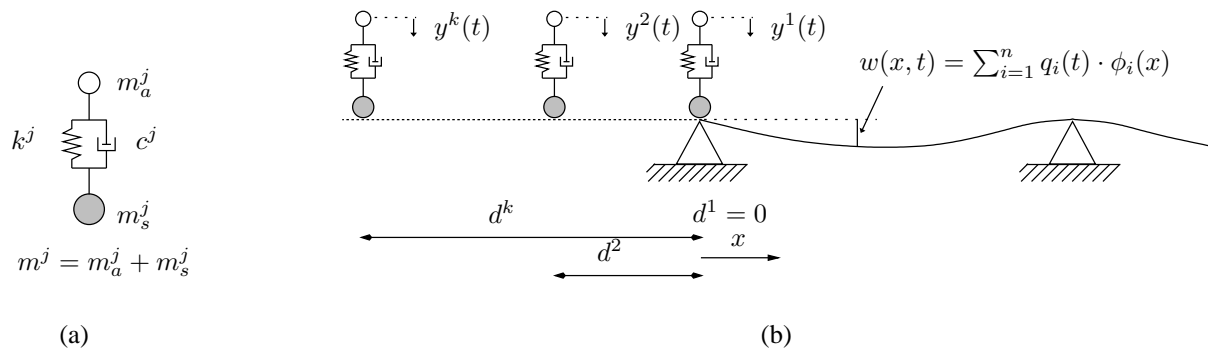


Figura 7. Tránsito de un tren de cargas según el modelo simplificado de interacción vehículo-estructura: a) elemento de interacción; b) definición geométrica de variables

$n + k$ ecuaciones diferenciales.

Las ecuaciones correspondientes a los modos de vibración del puente varían en el término de la carga modal, puesto que, para cada instante, se deberá calcular qué cargas se encuentran sobre la deformada y el valor de la amplitud correspondiente a la posición.

Para el caso general se plantean las siguientes ecuaciones:

- Para cada modo de vibración ($i = 1 \dots n$):

$$M_i \ddot{q}_i + C_i \dot{q}_i + K_i q_i = \sum_{j=1}^k \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle (g m^j + m_a^j \ddot{y}^j) \quad (8)$$

- Para cada elemento de interacción ($j = 1 \dots k$):

$$m_a^j \ddot{y}^j + k^j [y^j - \sum_{i=1}^n q_i \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle] + c^j \left[\dot{y}^j - \sum_{i=1}^n \dot{q}_i \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle - \sum_{i=1}^n q_i v \langle \phi_i'(d_{rel}^j) \rangle \right] = 0 \quad (9)$$

En las ecuaciones (8) y (9) se ha empleado la notación $\langle \phi(\bullet) \rangle$, definida en la ecuación (5). Por otra parte, se denomina d_{rel}^j a la posición relativa del elemento j sobre el puente. Tomando el instante inicial $t = 0$ cuando la cabeza de la composición está en la entrada al puente ($x = 0$), resulta:

$$d_{rel}^j = vt - d^j \quad (10)$$

Teniendo en cuenta la naturaleza de las ecuaciones que resultan (sistema de ecuaciones diferenciales lineales de segundo orden), se recomienda, para su integración, la regla trapezoidal, variante de la familia β -Newmark definida por $\beta = 1/4$ y $\gamma = 1/2$. En [10] se discuten este y algunos otros aspectos sobre la implementación de modelos de integración en cálculo dinámico de puentes de ferrocarril.

3. VALORACIÓN DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA VEHÍCULO-ESTRUCTURA

La consideración de modelos con interacción vehículo-estructura, en casos de resonancia estructural o en situaciones próximas, predice una menor amplitud de las solicitaciones en la estructura. Esto es debido a que una parte de la energía de vibración queda almacenada en los propios vehículos y por tanto no excita a la estructura. Por el contrario, en situaciones no resonantes esta situación no tiene porqué verificarse. Sin embargo, los escenarios determinantes para el diseño son los resonantes, por lo que en general la consideración de la interacción es favorable desde el punto de vista del proyecto.

El objeto de esta aplicación es evaluar la reducción efectiva que se obtiene en relación con modelos de cálculo con cargas móviles, tales como los modelos basados en series de armónicos o modelos de cargas puntuales.

Para ello se han analizado puentes isostáticos de luces (l) entre 10 y 40 m, cuyas características siguen las propuestas en el catálogo de puentes isostáticos de [9]. Se ha realizado un análisis modal utilizando el primer modo de vibración, comparando un modelo de cargas puntuales con el modelo de interacción propuesto en el apartado 6. La integración temporal se ha realizado

usando la regla trapezoidal. El barrido de velocidades es de (120 – 420) km/h, con $\Delta v = 2,5$ km/h. Los trenes de carga utilizados han sido los correspondientes al Ice2, Eurostar y Talgo AV, definidos en [7], y las tasas de amortiguamiento $\zeta = 0,5 \%$, $\zeta = 1 \%$, $\zeta = 1,5 \%$ y $\zeta = 2,0 \%$. La implementación del modelo queda descrita en [10]

Los cálculos realizados, como era de esperar, muestran una reducción significativa de los desplazamientos y velocidades máximas para los modelos con interacción. Como muestra de los resultados obtenidos, se incluye la tabla 1 con las reducciones obtenidas para velocidades máximas de 220 y 375 km/h.

| 220 | | $\zeta=0.5\%$ | | $\zeta=1\%$ | | $\zeta=2\%$ | | $\zeta=4\%$ | |
|-------|------|---------------|------|-------------|------|-------------|------|-------------|--|
| L [m] | desp | acel | desp | acel | desp | acel | desp | acel | |
| 5 | -25% | -35% | -15% | -25% | -10% | -20% | -5% | -10% | |
| 10 | -30% | -35% | -20% | -25% | -10% | -15% | -5% | -10% | |
| 15 | -25% | -45% | -15% | -35% | -5% | -20% | 0% | -15% | |
| 20 | -10% | -20% | -5% | -15% | 0% | -10% | 0% | -5% | |
| 25 | -10% | -35% | -5% | -25% | 0% | -10% | 0% | -5% | |
| 30 | 0% | -15% | 0% | -5% | 0% | 0% | 0% | 0% | |
| 40 | 0% | -10% | 0% | -5% | 0% | -5% | 0% | 0% | |

| 375 | | $\zeta=0.5\%$ | | $\zeta=1\%$ | | $\zeta=2\%$ | | $\zeta=4\%$ | |
|-------|------|---------------|------|-------------|------|-------------|------|-------------|--|
| L [m] | desp | acel | desp | acel | desp | acel | desp | acel | |
| 5 | -25% | -35% | -15% | -25% | -10% | -20% | -5% | -10% | |
| 10 | -30% | -35% | -25% | -25% | -15% | -15% | -5% | -10% | |
| 15 | -30% | -45% | -20% | -35% | -10% | -20% | -5% | -15% | |
| 20 | -20% | -20% | -15% | -20% | -10% | -15% | -5% | -10% | |
| 25 | -20% | -35% | -15% | -25% | -5% | -15% | -5% | -10% | |
| 30 | -10% | -15% | -5% | -15% | -5% | -10% | 0% | -5% | |
| 40 | -5% | -10% | 0% | -10% | 0% | -5% | 0% | 0% | |

Cuadro 1. Reducción de aceleración y desplazamiento máximos del modelo de interacción simplificada respecto del de cargas puntuales. $V_{max}^{linea} = V_0 = 220$ y 375 km/h

A la vista de los resultados expuestos, se concluye en primer lugar que los modelos de cargas puntuales sobrevaloran de forma clara, en términos generales, la respuesta en aceleraciones y desplazamientos de una estructura isostática en condiciones resonantes. En términos comparativos, los modelos de interacción pueden reducir los valores de la aceleración máxima en puentes isostáticos hasta en un 45 % respecto los modelos de cargas puntuales.

Por otra parte, la reducción de la respuesta dinámica para una misma hipótesis de luz y amortiguamiento, es mayor en el campo de aceleraciones que en el de desplazamientos, y aumenta a medida que se incrementa la velocidad de proyecto de la línea. Por último, se observa también que la reducción de la respuesta es menor según aumenta la tasa de amortiguamiento y la luz del puente.

4. RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS

Las estructuras hiperestáticas ofrecen dos características contradictorias en cuanto a la necesidad del cálculo dinámico en las mismas y los resultados de dicho cálculo:

1. Por una parte, al no ser válidos los modelos de vibración simplificados basados en formas

armónicas y series del mismo tipo, no resulta fácil obtener una cota o envolvente dinámica de los mismos. Es necesario en general realizar un cálculo dinámico detallado, con cargas móviles.

2. La respuesta dinámica de los mismos raramente ofrece picos marcados de resonancia. Esto es debido a que generalmente en la vibración contribuyen significativamente varios modos de vibración que afectan a diversos vanos del tablero o de la estructura, lo que produce generalmente una contraposición del efecto dinámico de los distintos ejes del tren: mientras un eje realiza una acción positiva, otro eje en un vano contiguo contrarresta dicha acción con otra negativa.

Lo anteriormente dicho aplica a estructuras hiperestáticas cualesquiera. En concreto es necesario en principio un cálculo dinámico para los marcos o pórticos sencillos típicos de los pasos inferiores, que han sido estudiados en [15] para justificar un modelo simplificado de cálculo. Igualmente en tableros continuos, una tipología muy usual en viaductos de ferrocarril.

A continuación se detallan algunos resultados para un caso práctico real de viaducto continuo de tres vanos. El objeto es comprobar la validez del carácter envolvente de los trenes universales HSLM propuestos en [8] para simplificar el cálculo dinámico en líneas interoperables de forma que garanticen la circulación de todos los posibles trenes de alta velocidad Europeos, tanto regulares sin bogies (como el Talgo), articulados (como el Thalys) o convencionales de dos bogies por coche (como el ICE).

El viaducto analizado y sus características mecánicas principales se muestran en la figura 8. El modelo se realizó con 111 elementos finitos tipo viga, obteniéndose cuatro modos de vibración significativos (por debajo de 30 Hz), mostrados en la figura 9. Adicionalmente, las flechas estáticas máximas obtenidas para el tren de cargas tipo (LM71×1,21) fueron de $\delta_{\text{est,tipo}} = 2,36$ (vano extremo) y de 4,48 mm (vano medio). Con los cuatro modos obtenidos se realizaron cálculos dinámicos mediante barridos de velocidades en el rango de $v \in [120, 420]$ km/h, con un incremento de $\Delta v = 5$ km/h.

En las figuras 10 se muestran las máximas aceleraciones obtenidas en los vanos extremo y central respectivamente. En ambos casos no se supera el máximo valor permitido de $3,5 \text{ m/s}^2$. Se comprueba que efectivamente los trenes universales, a pesar de haber sido diseñados fundamentalmente como envolventes en puentes isostáticos, resultan también envolventes dinámicas en este caso hiperestático para los máximos valores obtenidos.

Sin embargo, este carácter envolvente no se verifica a todas las velocidades. Por ejemplo, para la velocidad de 220 km/h en la figura 10 la envolvente de uno de los trenes reales (Virgin) parece ligeramente superior a la de los trenes universales. La relevancia de este aspecto es pequeña, ya que por una parte los valores máximos son muy similares, y por otra en una línea de alta velocidad no es este pico intermedio sino el máximo el que determinará el diseño. Es interesante de todas formas esta observación ya que no existe prueba taxativa del carácter envolvente de dichos trenes universales para estructuras hiperestáticas.

Por último, en las figuras 11 se muestran los coeficientes de impacto real obtenidos. Estos se evalúan como el cociente entre las máximas sollicitaciones dinámicas reales y las máximas

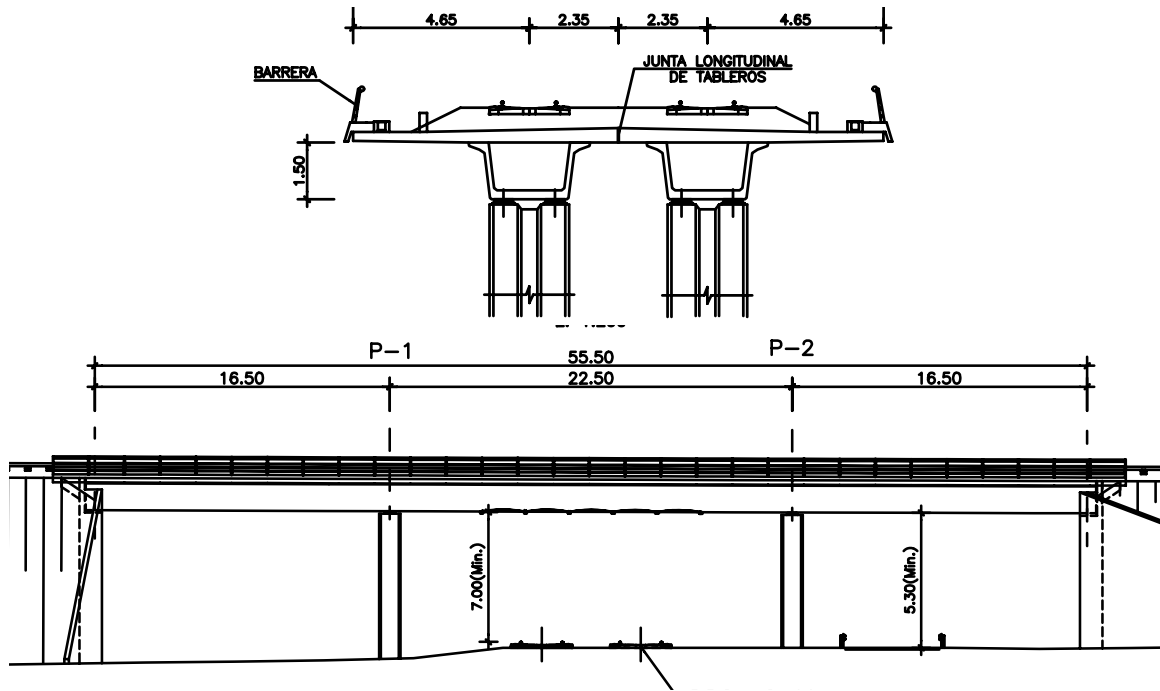


Figura 8. Viaducto hiperestático para doble vía de ferrocarril de alta velocidad, formado por dos cajones independientes en cada vía con junta longitudinal, de hormigón H35 con características mecánicas: $E = 3,5 \text{ Gpa}$ $\nu = 0,2$; sección $A = 3,23 \text{ m}^2$; inercia a flexión $I = 1,38 \text{ m}^4$; masa total por unidad de longitud $m = 14464 \text{ kg/m}$; tasa de amortiguamiento $\zeta = 2\%$. El viaducto está formado por tres vanos de luces $L = 16,5, 22,5, 16,5 \text{ m}$.

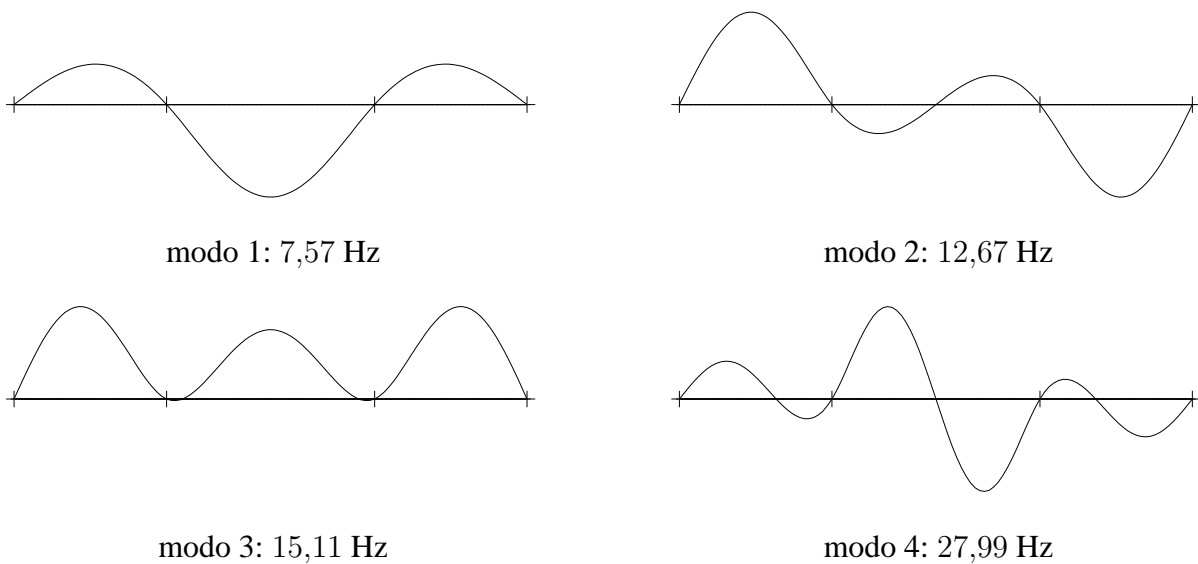


Figura 9. Cuatro primeros modos de vibración del viaducto hiperestático analizado

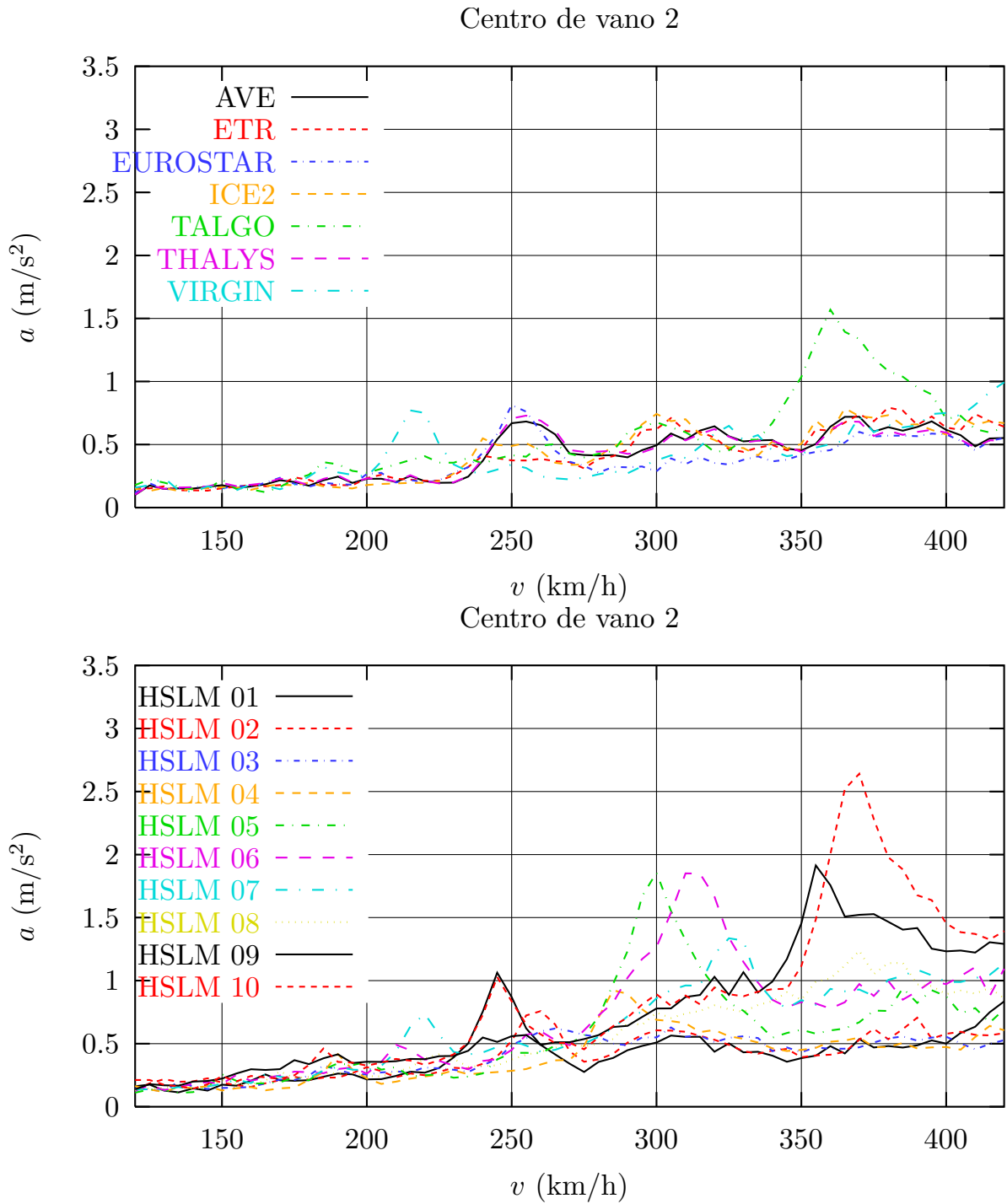


Figura 10. Aceleraciones máximas obtenidas para el viaducto continuo en el vano central, para los trenes de alta velocidad reales y para la familia de 10 trenes universales HSLM-A

estáticas correspondientes al tren tipo de la instrucción (LM71×1,21). Como este último incorpora un margen de seguridad amplio (del orden de 3 veces las cargas reales de los trenes ligeros de alta velocidad) dichos coeficientes no superan la unidad, indicando que el dimensionamiento estático con dicho tren tipo sería adecuado.

5. EFECTO DE DESCARGA DINÁMICA

Se muestran aquí algunos resultados de los modelos de cálculo para evaluar los efectos de descarga dinámica, también denominados sollicitaciones 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 cuasiestática 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. En la figura 12 se muestra la reacción en una pila entre dos vanos (isostáticos), calculada en tres situaciones distintas con el tren Eurostar, para el viaducto del Tajo (características de la estructura y del modelo de cálculo descritas en [16]). El cálculo se muestra para tres casos distintos. En primer lugar, para una velocidad de 225 km/h con amplificación resonante, con un modelo de cargas móviles. Por otra parte, en la misma situación pero con un modelo de interacción dinámica del vehículo. Por último, para la carga cuasi-estática de un tren a baja velocidad. La trayectoria cuasi-estática 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.

La respuesta obtenida permite observar que la vibración dinámica puede interpretarse como una sollicitación dinámica $\pm\Delta S_{\text{din}}$ que se superpone a la estática, S_{est} , obteniéndose unas sollicitaciones dinámicas máximas ($S_{\text{max}} = S_{\text{est}} + \Delta S_{\text{din}}$) y otras mínimas ($S_{\text{min}} = S_{\text{est}} - \Delta S_{\text{din}}$). 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. Las mínimas sollicitaciones dinámicas son en realidad descargas, hacia arriba. Aunque no llegarían a producir un levantamiento del tablero ni obligar a su anclaje, ya que no compensan totalmente el peso de las cargas permanentes de peso propio, puede ser necesaria su consideración para algunos dimensionamientos como los gobernados por fuerzas horizontales.

También se observa que el modelo de interacción predice unos resultados ligeramente por debajo del modelo de cargas móviles, lo que era de esperar en una situación resonante.

Por otra parte, en la figura 13 se muestra otro resultado distinto, esta vez para un viaducto hiperestático continuo de 17 vanos sobre el río Cabra (descripción de la estructura y de los modelos empleados en [16]). El resultado que se muestra en este caso es el momento en el centro del vano primero, como consecuencia del tren Eurostar a 420 km/h. Este resultado difiere en varios aspectos importantes del anterior. Por una parte, aunque se trata de la velocidad a la que se obtuvo máxima respuesta dinámica, no se produce una resonancia marcada. En consecuen-

Centro de vano 2

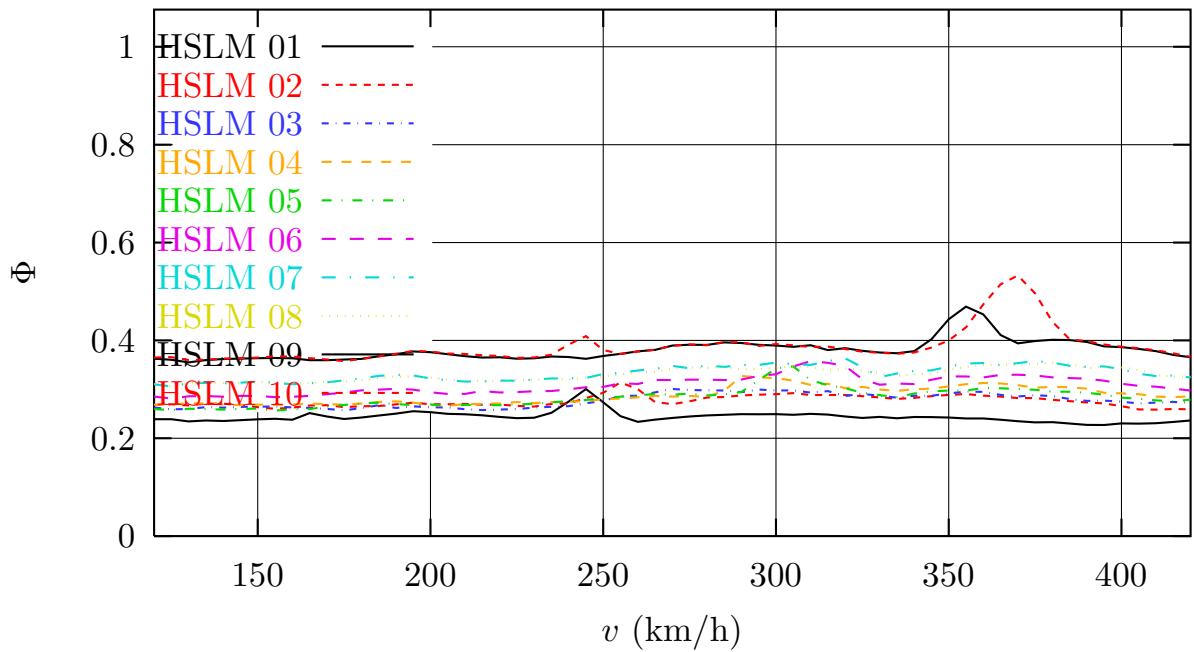
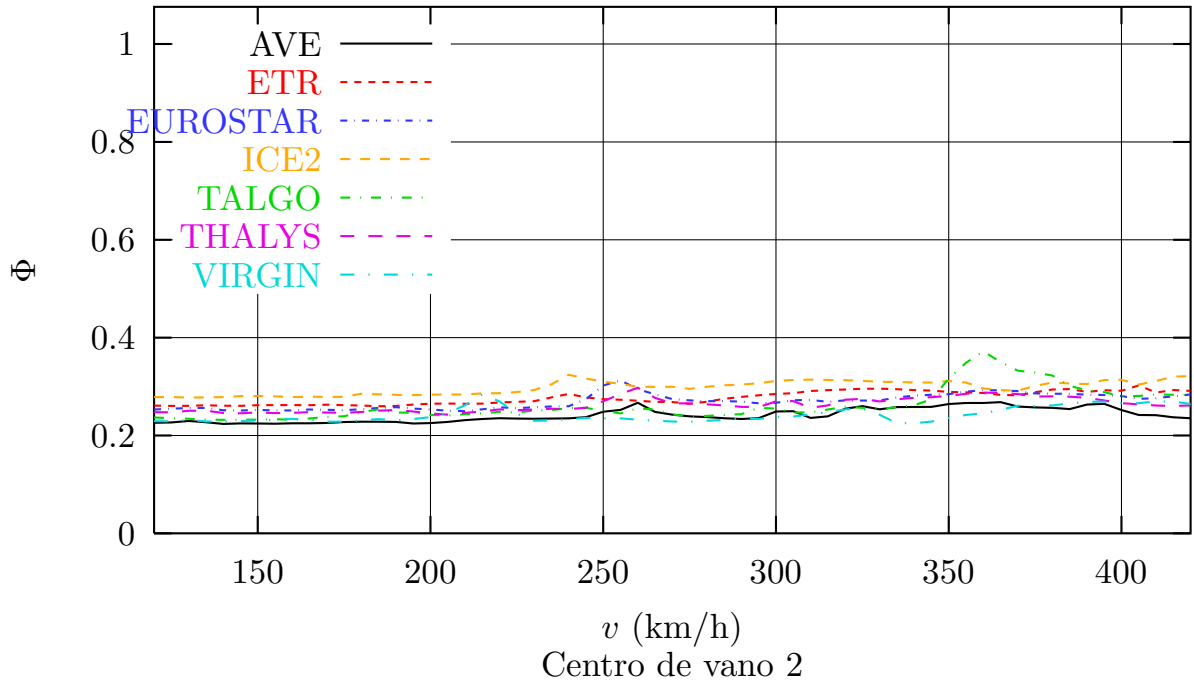


Figura 11. Coeficiente de impacto real obtenido para el viaducto continuo en el vano central, para los trenes de alta velocidad reales y para la familia de 10 trenes universales HSLM-A

cia la respuesta dinámica tiene menor importancia relativamente a la estática. Dicho de otra manera, la respuesta estática representa una parte mayor de la respuesta máxima o mínima total en condiciones dinámicas. Por otra parte, se muestra también el resultado con un modelo de interacción. En este caso el resultado predicho por el modelo con interacción es mayor que el modelo con cargas móviles, debido a que no se produce una resonancia acusada.

A partir de los resultados obtenidos en un análisis completo de los casos anteriores y de un conjunto de puentes representativos [16], [17], se ha propuesto una envolvente de las sollicitaciones mínimas, definida por:

$$\Phi_{\min} = 2f_e - \Phi_r; \quad \Phi_{\min} \not\geq 0, \quad (11)$$

siendo $f_e = S_{\text{est,real}}/S_{\text{est,tipo}}$ el cociente entre la respuesta estática de los trenes reales y la del tren tipo (LM71×1,21), y Φ_r el coeficiente de impacto real, indicativo del valor $S_{\text{max}} = \Phi_r S_{\text{est,tipo}}$. Las cargas del tren tipo son considerablemente mayores que las de los trenes ligeros de pasajeros, por lo que f_e suele valer entre 0,25 y 0,35. De esta forma, el coeficiente Φ_{\min} 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 mayores de la carga permanente, por lo cual no se produciría elevación del tablero).

6. CONCLUSIONES

Como consecuencia de este trabajo se destacan las observaciones siguientes.

- Los efectos dinámicos y en especial la posibilidad de resonancia requieren efectuar un cálculo dinámico para el dimensionamiento de los puentes y estructuras en líneas de ferrocarril de alta velocidad.
- Aunque existen modelos simplificados con un rango de validez limitada, los modelos de elementos finitos con cargas móviles o los modelos de interacción proporcionan un método general eficaz para dichos cálculos.
- La consideración de la interacción dinámica vehículo–estructura conduce a predicciones más realistas, en los casos en que se disponga de datos suficientes para dichos modelos. La respuesta estructural que predicen es algo menor para situaciones resonantes, que son las que condicionan el diseño generalmente.
- Los viaductos hiperestáticos conducen generalmente a una resonancia menos acusada, aunque sigue resultando necesario un cálculo dinámico. En la práctica, los modelos HSLM para interoperabilidad ferroviaria resultan envolventes de los efectos dinámicos en los casos estudiados.
- Resulta necesario contemplar los sentidos del efecto dinámico, estudiando igualmente la descarga dinámica que puede resultar determinante en ciertos escenarios.

REFERENCIAS

- [1] Timoshenko, S.P. y Young, D.H.: *Vibration problems in engineering*. Van Nostrand, NY, 1955 (3.^a ed.).

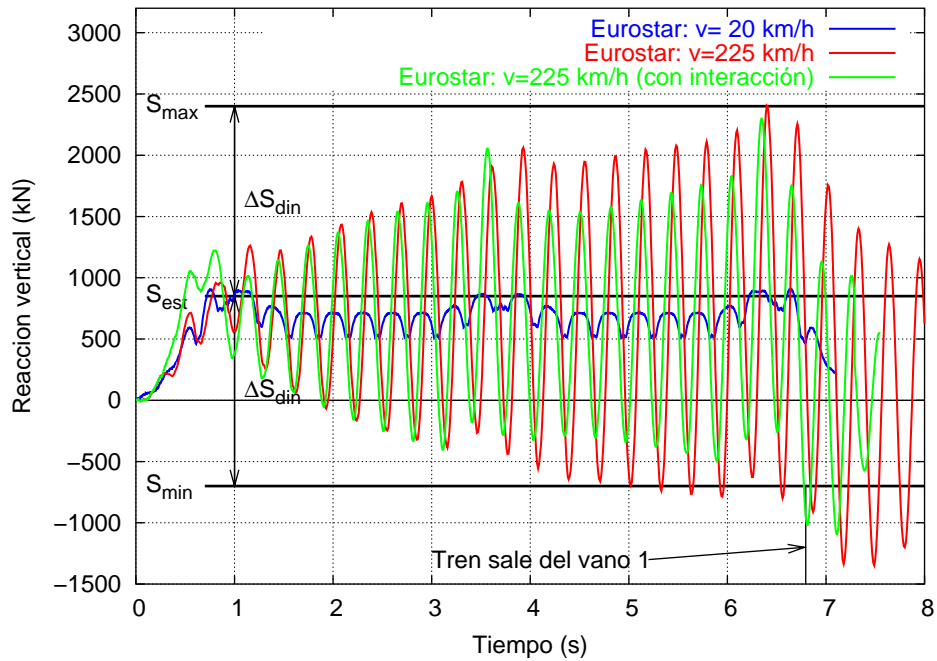


Figura 12. Historia temporal de reacciones en una pila del viaducto sobre el río Tajo, bajo el paso del tren Eurostar a $v = 225$ km/h.

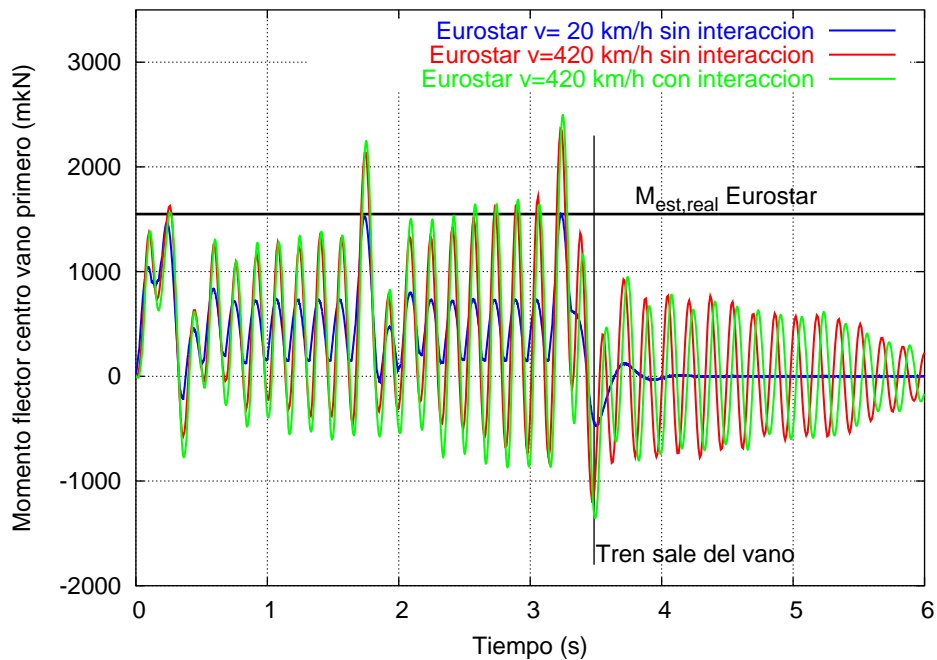


Figura 13. Viaducto continuo sobre el río Cabra. Historias temporales de los momentos flectores en el centro del vano primero, para el tren Eurostar a la velocidad de máximo efecto dinámico, $v = 420$ km/h

- [2] Fryba, L.: *Vibration of solids and structures under moving loads*. Academia, Prague, Noordhoff, 1972.
- [3] E. Alarcón, R. Álvarez, M. Doblaré, J. Molina, *Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril*, Hormigón y acero 155, pp 173–186, 1985.
- [4] Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo: *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*, 1975.
- [5] Comité Europeo de Normalización: *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras; parte 3, acciones de tráfico en puentes*, traducido y publicado por AENOR (1998).
- [6] Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), *UIC Code 776-1 R: Charges a prendre en consideration dans le calcul des ponts-rails*, (1979).
- [7] *Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. Ministerio de Fomento, 2003. Borrador, pendiente de publicación.
- [8] European Committee for Standardization: *EN 1991-2: EUROCODE 1 - Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges*, 2003.
- [9] Comité ERRI D214, *Design of Railway Bridges for Speed up to 350 km/h; Dynamic loading effects including resonance; Final report. Draft C*. European Rail Research Institute (ERRI), 1998.
- [10] Domínguez J., *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*. Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (UPM), 2001. Publicada por la Asociación Nacional de Constructores Independientes (ANCI).
- [11] Clough, R. y Penzien, J. *Dynamics of Structures*. 2nd. edition, Mc Graw-Hill. 1993.
- [12] Goicolea, J.M., Domínguez, J., Gabaldón, F. y Navarro, J.A. *Estudio de fenómenos resonantes en puentes de ferrocarril: II. Cálculo de pasos inferiores*. Informe técnico. Diciembre, 2001.
- [13] Taylor, R.L. FEAP. A Finite Element Analysis Program. User's Manual. <http://www.ce.berkeley.edu/~rlt>
- [14] Comité ERRI D214, *Ponts-Rails pour vitesses > 200 km/h; Final report. Part B. Proposition de fiche UIC 776-2R*. European Rail Research Institute (ERRI), 1999.
- [15] Goicolea J.M., Domínguez J., Navarro J.A. y Gabaldón F., *Nuevos métodos de cálculo dinámico para puentes de ferrocarril en las instrucciones IAPF y Eurocódigo 1*, Puentes de ferrocarril: proyecto, construcción y conservación, grupo español de IABSE, Madrid, 10–12 junio 2002.
- [16] Goicolea J.M., Domínguez J., Navarro J.A. y Gabaldón F., *Comportamiento dinámico de puentes de ferrocarril de alta velocidad*, Depto. de Mecánica de Medios Continuos de la Univ. Politécnica de Madrid, Informe técnico para el Ministerio de Fomento, 2002.
- [17] Goicolea J.M., Navarro J.A., Domínguez J. y Gabaldón F., *Resumen informe Solicitaciones máximas y mínimas*, Depto. de Mecánica de Medios Continuos de la Univ. Politécnica de Madrid, Informe técnico para la comisión de redacción de la IAPF.