

CUADERNOS INTEMAC

Modelo numérico de simulación dinámica para puentes de ferrocarril sometidos a tráfico de alta velocidad

Numerical simulation model for railway bridges under high speed traffic

R. Alvarez Cabal
Dr. Ingeniero Industrial

J. Díaz Lozano
Ingeniero de Caminos

J. Fernández Gómez
Dr. Ingeniero de Caminos

J. Ley Urzáiz
Ingeniero de Caminos

J. Santos Mesa
Ingeniero de Caminos

F. Santos Olalla
Ingeniero Industrial



INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 24

4.º TRIMESTRE '96

INTEMAC



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTIA DE CALIDAD

SONDEOS, ENSAYOS E INFORMES GEOTECNICOS

INFORMES DE PATOLOGIA, REHABILITACION Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PUBLICAS
EDIFICACION
INSTALACIONES



INTEMAC
AUDIT

AUDITORIA TECNICO-ECONOMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORIA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACION DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCION
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORIAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACION DE LA OBRA



INTEMAC
ECO

AUDITORIA TECNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas
Edificación
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire
Agua
Ruido

AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

MODELO NUMÉRICO DE SIMULACIÓN DINÁMICA PARA PUENTES DE FERROCARRIL SOMETIDOS A TRÁFICO DE ALTA VELOCIDAD

NUMERICAL SIMULATION MODEL FOR RAILWAY BRIDGES UNDER HIGH SPEED TRAFFIC

Ramón ALVAREZ CABAL
Dr. Ingeniero Industrial
Jefe de la Sección de Estructuras
de INTEMAC
PhD. Mechanical Engineer
Head of the Structures Section
of INTEMAC

Jorge LEY URZÁIZ
Ingeniero de Caminos
Jefe del Departamento de Ensayos
Estructurales de INTEMAC
Civil Engineer
Head of the Department of Structural
Tests of INTEMAC

Justo DÍAZ LOZANO
Ingeniero de Caminos
Director de la División de Control
de INTEMAC
Civil Engineer
Director of the Project Control
Division of INTEMAC

Julián SANTOS MESA
Ingeniero de Caminos
Jefe de la Unidad de Apoyo de
la D.G.F.T.C. del Mº de Fomento
Civil Engineer
Head of the Unidad de Apoyo of the
D.G.F.T.C. of the Mº de Fomento

Jaime FERNÁNDEZ GÓMEZ
Dr. Ingeniero de Caminos
Director del Laboratorio Central
de INTEMAC
PhD. Civil Engineer
Director of the Central Laboratory
of INTEMAC

Francisco SANTOS OLALLA
Ingeniero Industrial
Sección de Estructuras
de INTEMAC
Mechanical Engineer
Structures Section
of INTEMAC

Copyright © 1996, INTEMAC

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida o distribuida de ninguna manera ni por ningún medio, ni almacenada en base de datos o sistema de recuperación, sin el previo permiso escrito del editor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

ISSN 1133-9365

Depósito legal: M - 45278 -1996
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

INDEX

1. INTRODUCTION
2. APPROACH
3. NUMERICAL MODEL
 - 3.1. BASES
 - 3.2. DESCRIPTION
 - 3.3. ADJUSTING THE MODEL
 - 3.4. INTEGRATION
 - 3.5. PROGRAMMING
 - 3.6. CHECKING
4. COMPARISON OF RESULTS
 - 4.1. DESCRIPTION OF TRIAL
 - 4.2. EXPERIMENTAL RESULTS
 - 4.3. NUMERIC SIMULATION OF THE TEST. COMPARISON.
5. EXPLOITATION OF THE NUMERICAL MODEL
 - 5.1. SPEED
 - 5.2. DAMPING
 - 5.3. RIGIDITY
 - 5.4. FREQUENCY
6. CONCLUSIONS
 - 6.1. WITH RESPECT TO THE EXPERIMENTAL RESULTS.
 - 6.2. WITH RESPECT TO FITTING DATA TO PREDICTIONS.
 - 6.3. WITH RESPECT TO THE VALIDATION OF THE THEORETICAL MODEL.
7. REFERENCES

INDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. PLANTEAMIENTO
3. MODELO NUMÉRICO
 - 3.1. BASES
 - 3.2. DESCRIPCIÓN
 - 3.3. AJUSTE DEL MODELO
 - 3.4. INTEGRACIÓN
 - 3.5. PROGRAMACIÓN
 - 3.6. COMPROBACIONES
4. CONTRASTE
 - 4.1. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO
 - 4.2. RESULTADOS EXPERIMENTALES
 - 4.3. SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL ENSAYO. CONTRASTE.
5. EXPLOTACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO
 - 5.1. VELOCIDAD
 - 5.2. AMORTIGUAMIENTO
 - 5.3. RIGIDEZ
 - 5.4. FRECUENCIA
6. CONCLUSIONES
 - 6.1. RESPECTO A LOS RESULTADOS MEDIDOS
 - 6.2. RESPECTO AL AJUSTE CON LAS PREVISIONES
 - 6.3. RESPECTO A LA VALIDACIÓN DEL MODELO TEÓRICO
7. REFERENCIAS

SUMMARY

The technical development has facilitated to put into operation railway lines with speeds over 300 km/h. This creates new challenges about the attention to the dynamic effect in the project of the bridges for these lines. The different international Standards discuss this subject with surprising disparity.

Because of this, during the spring of 1995, at the request of D.G.I.T.F. was undertaken a campaign of high speed tests with the participation of Intemac and other different companies. It was registered the crossing of service AVE trains on four bridges in the high speed line Madrid - Sevilla, after a theoretical forecast of the behaviour of these bridges.

The conclusions of the tests are shown below.

1. INTRODUCTION

The dynamic behaviour of bridges has been one of the classic fields of study in civil engineering. The earliest analyses date from the onset of the Industrial Revolution, when the increase in loads and traffic speed as well as of the spans and lines of the bridges themselves occasioned behavioural problems (leading at times to full-fledged disaster) attributed to the dynamic effects of the loads. Very few of such problems probably had much to do with such dynamic effects, but since their import was not fully understood at the time, they were readily appointed as the "perfect cause" for nearly any problem.

The issue has likewise been one of the ones dearest to public opinion (scenes for example such as those in "Around the world..." in which the characters cross a bridge that collapses as a locomotive passes over it at high speed) and even today many commonplaces are still to be found in this regard (troops must open a pass over the deck, many railway bridges have low speed limits...).

After so many long years of development it would seem logical to assume that there would be clear bases for analysis and a corresponding simple and effective set of standards for systematic and convenient engineering. Reality, however, belies such an assumption. Considering the most elementary of the aspects of the problem, the amplification of loads on the bridge (impact coefficient) and comparing the values proposed by each standard, the spread of values obtained is as shown in the Figure No. 1, in what are represented the values for an specific frequency.

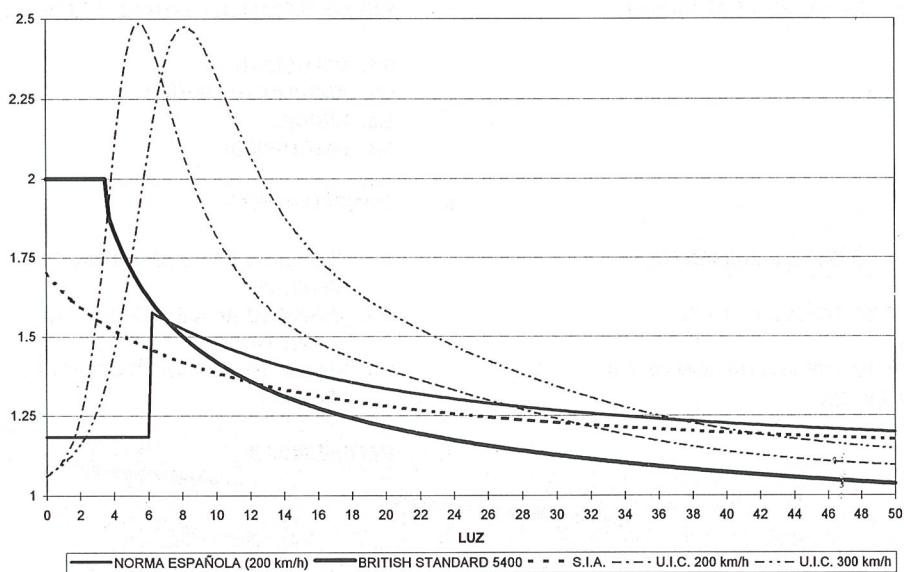


Fig. N^o1. Coeficiente de impacto según distintas normativas europeas.
Fig. No. 1. Impact coefficient according to different European standards.

RESUMEN

El avance tecnológico ha hecho posible la puesta en servicio de líneas de ferrocarril con velocidades que superan los 300 km/h. Esto plantea nuevos retos en la consideración del efecto dinámico en el proyecto de las obras de paso en tales líneas. Las distintas normativas internacionales tratan el tema con sorprendente disparidad.

Por todo ello, en la primavera de 1995, a instancias de la D.G.I.T.F se emprendió una campaña de ensayos en Alta Velocidad en la que participó Intemac, conjuntamente con otras empresas. Se registró el paso de trenes AVE comerciales en cuatro puentes de la línea de Alta Velocidad Madrid - Sevilla, tras la modelización previa del comportamiento de dichos puentes.

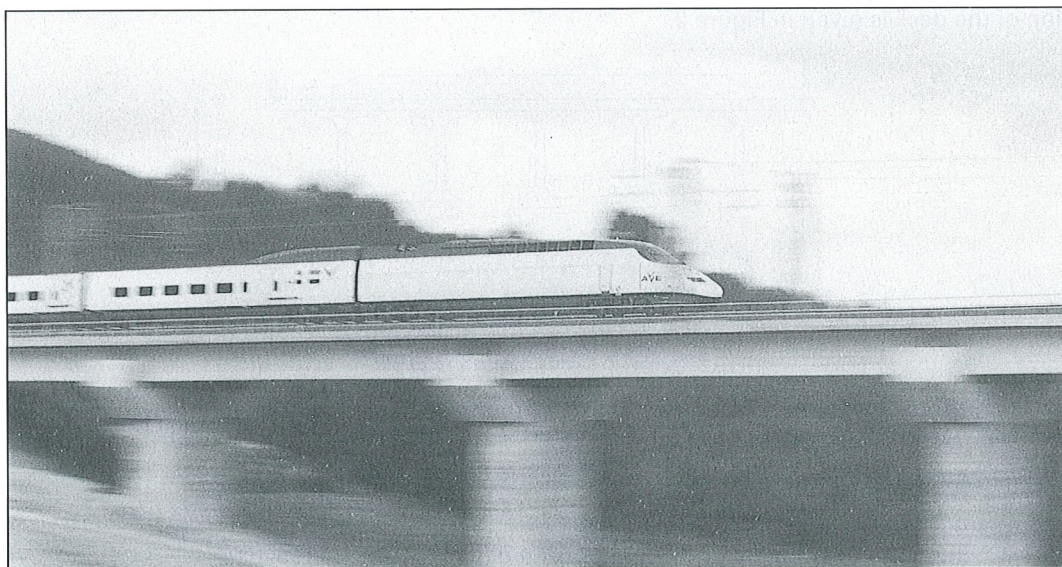
Se exponen a continuación las conclusiones obtenidas.

1. INTRODUCCION

El comportamiento dinámico de los puentes ha sido uno de los mas clásicos campos de estudio de la ingeniería civil. Los primeros análisis datan ya del comienzo de la Revolución Industrial, cuando el incremento de cargas y velocidades de tráfico, así como el de luces y esbelteces de los propios puentes, origina algunos problemas de comportamiento (que, en ocasiones, conducen a auténticos desastres) achacados a los efectos dinámicos de las cargas. Probablemente muy pocos de estos problemas tuviesen relación real con tales efectos dinámicos, pero el nivel de conocimientos de la época no permitía precisar su trascendencia y, en consecuencia, parecían las "causas perfectas" a las que achacar cualquier problema.

El tema ha sido también, desde el principio, uno de los más próximos al público (recuérdese a los protagonistas de "La vuelta al mundo ..." atravesando un puente que se caía al paso de una locomotora lanzada a gran velocidad) y, aún hoy día, son muchos y muy difundidos los tópicos relativos a la cuestión (las tropas deben romper el paso sobre el tablero, muchos puentes de ferrocarril tienen limitada la velocidad de circulación, ...).

Tras tantos años de desarrollo parecería lógico suponer la existencia de unas bases claras de análisis, con un reflejo normativo simple y eficaz y con una sistemática de aplicación cómoda para el calculista. La realidad no parece, sin embargo, tan clara. Si se piensa en el más elemental de los aspectos del problema, la amplificación de cargas sobre el puente (coeficiente de impacto), y se comparan los valores propuestos por cada normativa, se comprueba la disparidad que muestra la Figura N^o1, en la que se han representado los valores correspondientes a un determinado valor de la frecuencia.



Fot. N^o1. Imagen del tren A.V.E.
Phot. No. 1. A view of A.V.E. train.

It will be observed that not only does the value of the coefficients vary over a wide range, but that the criteria for computing them differ as well. For example, while the British (1) and Spanish (2) standards establish stretches in the span under study to find the coefficient, all the others use a single expression for all possible spans. And account is taken of train speed only in the U.I.C. (3) and Spanish standards (which, in any case, limits its validity to speeds under 200 km/h) for short spans. Roadway conditions are considered in the U.I.C. standard only.

Given that the impact coefficient bears the same direct relation to bridge dimensioning as any weighting coefficient, the practical (and in particular financial) importance of this question can be readily understood.

The recent establishment of high speed railways in our country has heightened the problem. Indeed, the lack of a national standard to accommodate the new circumstances, together with the lack of experience with specific problems that may derive from increased speeds, pose serious questions to all engineers involved in bridge management.

It is in this context that the Unidad de Apoyo of the DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS DEL TRANSPORTE FERROVIARIO of the M.O.P.T.M.A led an initiative to implement a systematic plan to test bridges under high speed traffic. The idea, in its simplest approach, was to base testing on the crossing of the various AVE trains over the bridges in service traffic. All this would entail a necessary change in speed over bridges in order to be able to record data over a wide range of speeds.

The actual definition of the testing campaign was, naturally, more complex. The question of WHAT to measure arose (deflection, stress, acceleration, frequency...), along with HOW to measure it (kind of instruments, position, measuring ranges...), WHERE to do so (choice of kinds of bridge, lengths of spans, position - initial or final spans in the event of consecutive decks, girders...) and especially, WHY (aspects to be researched, anticipated results...).

The following is a description of some of the ideas that guided the formulation of the testing plan, a brief discussion of the work undertaken and some of the results obtained.

2. APPROACH

At the first stage, four bridges of the Madrid - Seville high speed railway line were tested. For two days, were recorded the values of deflections, strains and accelerations caused for the crossing of A.V.E. and TALGO trains in service traffic.

In order to facilitate the discussion, because of the big amount of data and recordings taken, it will be based on the whole family of tests of only one bridge, the Viaduct No. 1 on the Conquista - Brazatortas stretch; a brief description follows. The crossing of a number of 28 A.V.E. trains and 20 TALGO trains was recording in both directions. The speed of the trains was programmed with RENFE Traffic Service, in order to obtain a wide range of speeds.

The bridge consists of a deck made up of 30 equal single spans. The span between support centrelines is 25.2 m and the length of the girders is 26.40 m. In each span the deck consists of five prefabricated girders, 2.05 m in height. The distance between girder centrelines is 2.10 m. A concrete slab at least 0.28 m thick and 11.60 m wide was poured over the girders. The rest of the above deck consists of the ballast, the roadway and a sidewalk at each side with a corresponding railing. The ends of all the girders are tied to a concrete brace beam poured *in situ*.

A cross section of the deck is given in Figure 2.

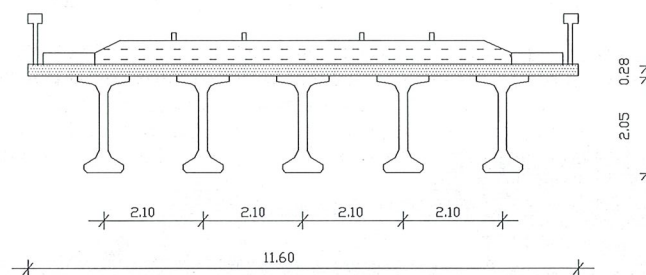


Fig. Nº2. Sección transversal del tablero.
Fig. No. 2. Cross section of deck.

It will be noted that this is the most common configuration presently used in railway bridge construction, which is why, in fact, it was chosen as one of the ones for testing.

A traditional analytical model was employed:

- Formulation of a numeric simulation tool.
- Adjustment of the parameters of the numerical tool to experimental results.
- Exploitation of the numerical tool.

Obviously, each one of the above steps involves a whole series of activities which are described below.

Se observa que no sólo el valor de los coeficientes cambia de forma importante, sino que los criterios de obtención son igualmente dispersos. Por ejemplo, mientras la norma británica (1) y la española (2) establecen tramos en la luz de cálculo para la valoración del coeficiente, en el resto se utiliza una sola expresión para todas las luces posibles. En cuanto a la velocidad de paso de los trenes, sólo es tenida en cuenta en la norma de la U.I.C. (3) y en la norma española (la que, en cualquier caso, limita su validez a velocidades inferiores a 200 km/h) para el caso de luces cortas. El estado de la vía solamente aparece recogido en la norma de la U.I.C.

Si se piensa que el coeficiente de impacto tiene la misma relación directa con el dimensionamiento de un puente que pueda tener cualquier coeficiente de ponderación, se comprende la importancia práctica (y, muy en particular, económica) de este aspecto.

La reciente creación, en nuestro país, de trazados de alta velocidad ha agudizado el problema. En efecto, la carencia de una normativa nacional adecuada a la nueva situación, así como la falta de experiencia respecto a los problemas específicos que pudieran derivar del incremento de velocidades plantean serios interrogantes a todos los técnicos relacionados con la gestión de puentes.

En este contexto surgió durante 1995, por parte de la Unidad de Apoyo de la DIRECCIÓN GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS DEL TRANSPORTE FERROVIARIO del M.O.P.T.M.A, la iniciativa de realizar un plan sistemático de ensayos de puentes bajo tráfico de alta velocidad. La idea, en su planteamiento más simple, era aprovechar el paso de composiciones AVE en circulación de servicio sobre los puentes instrumentados. El único inconveniente sería la necesidad de modificar la velocidad de paso en un cierto espectro, con el fin de obtener registros en una variada gama de velocidades.

La definición de la campaña de ensayos resultó, evidentemente, más compleja. Se trataba de precisar el QUÉ medir (desplazamientos, esfuerzos, aceleraciones, frecuencias,...), CÓMO (tipo de instrumentación, posición, rangos de medida,...), DÓNDE (seleccionando tipos de puente, longitudes de vanos, posición -vanos iniciales o finales- en el caso de tableros consecutivos, vigas,...) y, especialmente, POR QUÉ (aspectos a investigar, resultados esperados, ...).

En lo que sigue se describen algunas de las ideas que guiaron la formulación del plan de ensayos, una breve descripción de los trabajos desarrollados y algunos de los resultados obtenidos.

2. PLANTEAMIENTO

En una primera fase se monitorizaron cuatro puentes de la línea de Alta Velocidad Madrid - Sevilla, registrándose durante dos días los valores de deformaciones unitarias, flechas y aceleraciones ocurridas durante el paso de trenes AVE y TALGO en circulación de servicio.

Al objeto de facilitar la exposición, y debido al gran número de registros y datos obtenidos, ésta se realizará utilizando todos los resultados de un único puente, en concreto el Viaducto N°1 del tramo Conquista - Brazatortas, cuya estructura se describe seguidamente. Se registraron un total de 28 pasadas de trenes AVE y 20 de trenes TALGO, correspondientes a ambas direcciones. Se programó con los servicios de circulación de RENFE la velocidad de paso de los mismos, con objeto de tener datos en un espectro amplio de velocidades.

El puente consta de un tablero formado por 30 vanos biapoyados iguales. La luz entre ejes de apoyos es de 25.2 m y la longitud de las vigas es de 26.40 m. El tablero está constituido en cada vano por cinco vigas prefabricadas de 2.05 m de canto. La distancia entre ejes de vigas es de 2.10 m. Sobre las vigas se ha hormigonado una losa de 0.28 m de espesor mínimo y 11.60 m de anchura. El tablero así definido se completa con el balasto, la vía y una acera a cada lado con la correspondiente barandilla. Los extremos de todas las vigas están atados por una viga riostra hormigonada in situ.

En la Figura N°2 se puede observar la sección transversal del tablero.

Como se puede comprobar, se trata de la configuración más común de entre las actualmente utilizadas en la construcción de puentes de ferrocarril, lo que, de hecho, motivó la elección de este puente como uno de los instrumentados.

Se reprodujo el modelo clásico de análisis:

- Formulación de una herramienta numérica de simulación.
- Ajuste de los parámetros de la herramienta numérica con los resultados experimentales.
- Explotación de la herramienta numérica.

Naturalmente, cada uno de los pasos expuestos conlleva todo un conjunto de actividades cuya descripción se aborda a continuación.

3. NUMERICAL MODEL

3.1 BASES

Since the purpose of the model is to run a parametric analysis of the system, which entails a large number of simulations, the essential premise in the design of the algorithm had to be simplicity, a feature that would condition the speed of the computer application that would develop the model.

It was, moreover, possible to formulate a simple model, since the variables to be studied are the ones related to the global behaviour of the deck, local aspects (wheel-roadway interaction, rolling stock behaviour, ...), which would call for a more complex formulation, having been disregarded.

The structural typology, as described in the preceding section, likewise facilitates model simplicity since it admits elastic linear behaviour in keeping with the in-service response of CLASS II prestressed structures.

3.2. DESCRIPTION

A flat model is considered, in which the train is represented by a series of loads of constant value that travel over the bridge at a given speed. Specifically, Figure 3 shows the AVE load train, one of those used in the tests (TALGO trains were likewise used).

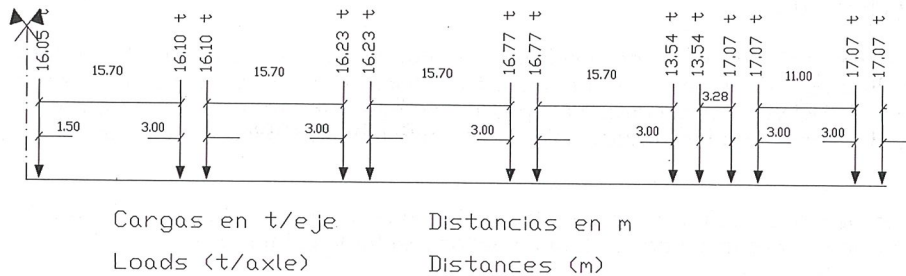


Fig. Nº3. Tren de cargas AVE.
Fig. No. 3. AVE load train.

Considering a set load train entails disregarding the effects of vehicle-structure interaction. Indeed, the actual action on the bridge consists merely of the forces involved in wheel-roadway contact, which only under quasi-static circumstances (train travelling at a speed low enough to make any dynamic effect negligible) coincide with the load per axle. This effect has been analysed by Alarcón, E. (4), Alvarez, R.(5) and López del Hierro, E.(6), who concluded that for highly rigid decks such as the one in question such interaction does not affect the global response of the bridge.

In modelling the deck, given the bidimensional nature of the model, lateral strain is not considered. Since this does not accurately reflect reality, this issue will be taken up again below in a discussion of how such lateral strain was ultimately taken into account. The flat problem assumption is most fitting because it allows for the use of girder discretisation methods and in particular the Rayleigh-Ritz method, according to which deflection can be estimated from:

$$y(x,t) = \sum_{i=1}^n z_i(t) \cdot \varphi_i(x) \quad \varphi_n(x) = \text{sen} \left(\frac{n \cdot \pi \cdot x}{L} \right)$$

Where:

- L : Deck span
- x : Longitudinal co-ordinate (distance from point considered to the side of the bridge from which load enters).
- $z_i(t)$: Amplitude of approximation function
- $y(x,t)$: Girder deflection at each point and instant

Equilibrium is defined as the simple projection on the basis for approximation itself:

$$\int_0^L \varphi_i \cdot m \cdot \varphi_i \cdot \ddot{z}_i + \int_0^L \varphi_i' \cdot c \cdot \varphi_i' \cdot \dot{z}_i + \int_0^L \varphi_i'' \cdot E \cdot I \cdot \varphi_i'' \cdot z_i = \sum_{j=1}^n f_j \cdot \varphi_i(x_j) \quad i = 1 \dots n$$

3. MODELO NUMÉRICO

3.1. BASES

Puesto que el objeto del modelo es el análisis paramétrico del sistema, lo que implica la ejecución de gran número de simulaciones, la premisa fundamental en el diseño del algoritmo habría de ser la simplicidad, característica condicionante de la rapidez de la aplicación informática que desarrollase el modelo.

La formulación de un modelo simple es, además, posible por cuanto que las variables a estudiar son las que se refieren al comportamiento global del tablero, sin entrar en aspectos locales (interacción rueda-vía, comportamiento de los coches, ...) que requerirían una formulación compleja.

La tipología estructural, descrita en el anterior apartado, facilita igualmente la simplicidad del modelo al admitir un comportamiento lineal elástico, acorde a la respuesta en servicio de estructuras pretensadas de CLASE II.

3.2. DESCRIPCIÓN

Se considera un modelo plano, en el que el tren se representa por una sucesión de cargas de valor constante, que avanzan sobre el puente a una velocidad dada. En concreto, la Figura N°3 muestra el tren de cargas de la composición AVE, una de las dos empleadas en los ensayos (también se emplearon trenes TALGO)

La consideración de un tren fijo de cargas supone despreciar todos los efectos de interacción vehículo - estructura. En efecto, la acción real sobre el puente no son sino las fuerzas de contacto rueda - vía, las cuales tan sólo en las pasadas cuasi-estáticas (paso del convoy a una velocidad lo suficientemente baja como para que cualquier efecto dinámico sea despreciable) coinciden con la carga por eje. Este efecto de interacción ha sido analizado por Alarcón, E.(4), Alvarez, R.(5), y López del Hierro, E. (6), llegando a la conclusión de que para tableros de rigidez elevada, como el considerado, la interacción no influye en la respuesta global del puente.

Para la modelización del tablero, y en consonancia con el carácter bidimensional del modelo, no se considera la deformación transversal. Como ello no se ajusta a la realidad, más adelante se volverá sobre este punto y la forma en que se tuvo en cuenta tal distorsión transversal. La hipótesis de problema plano resulta muy conveniente porque permite aplicar los métodos de discretización de vigas, y, en concreto, el de Rayleigh-Ritz. Según tal método, la deflexión se aproxima según:

$$y(x,t) = \sum_{i=1}^n z_i(t) \cdot \varphi_i(x) \quad \varphi_n(x) = \text{sen} \left(\frac{n \cdot \pi \cdot x}{L} \right)$$

Donde :

L : Luz del tablero

x : Coordenada longitudinal (distancia del punto considerado al extremo del puente por el que entra la carga).

$z_i(t)$: Amplitud de la función de aproximación

$y(x,t)$: Flecha de la viga en cada punto y en cada instante.

El equilibrio se plantea por la simple proyección sobre la propia base de aproximación:

$$\int_0^L \varphi_i \cdot m \cdot \varphi_i \cdot \ddot{z}_i + \int_0^L \varphi_i \cdot c \cdot \varphi_i \cdot \dot{z}_i + \int_0^L \varphi_i \cdot E \cdot I \cdot \varphi_i'' \cdot z_i = \sum_{j=1}^n f_j \cdot \varphi_i(x_j) \quad i = 1 \dots n$$

Ecuación en la que ya se han omitido los términos nulos que resultan del carácter normal de la base elegida y donde:

m : Masa del tablero por unidad de longitud.

c : Amortiguamiento.

$E \cdot I$: Rigidez a flexión.

l : Número de fuerzas sobre el tablero.

f_j : Valor de cada una de las fuerzas sobre el tablero.

Utilizando la convención usual se puede escribir:

$$\ddot{z}_i + 2 \cdot \zeta_i \cdot \omega_i \cdot \dot{z}_i + \omega_i^2 \cdot z_i = P_i \quad i = 1, \dots, n$$

Certain terms of the equation, rendered nil by the normality of the base chosen, have been omitted; the others are defined as follows:

- m : Mass of deck per unit of length.
- c : Damping.
- $E \cdot I$: Flexural rigidity.
- l : Number of forces on deck.
- f_j : Value of each of the forces acting on deck.

Applying the usual convention:

$$\ddot{z}_i + 2 \cdot \zeta_i \cdot \omega_i \cdot \dot{z}_i + \omega_i^2 \cdot z_i = P_i \quad i = 1, \dots, n$$

Where:

$$\omega_i^2 = \frac{\int_0^L \varphi_i'' \cdot E \cdot I \cdot \varphi_i''}{\int_0^L \varphi_i \cdot m \cdot \varphi_i} \quad \text{and} \quad P_i = \frac{\sum_{j=1}^n f_j \cdot \varphi_i(x_j)}{\int_0^L \varphi_i \cdot m \cdot \varphi_i}$$

3.3. ADJUSTING THE MODEL

The parameters to be adjusted are flexural rigidity, $E \cdot I$, the mass, m , per unit of length and damping, ζ_i , in each mode.

3.3.1. Adjusting rigidity

Because of the eccentricity of the roadways and lateral strain potential, the deflection of every girder is different. If is used in the calculation the global value for the rigidity, it will be obtained the mean deflection of the beams and not the highest value that is the deflection in the girders underneath the load.

In order to assess this effect and calculate the rigidity of an equivalent girder whose response is the highest deflection, the entire deck was modelled, using for this purpose finite type plate elements and element library bars of a standard commercial program. For the load, one was placed on each rail in the centre of the span, as shown in the Figure No. 4 which also shows the corresponding deform; the asymmetry of the deflection should be noted.

Deflection under a load of 4×10^5 N on a single roadway was 1.1096 mm. Calculating deflection on the basis of the first modal (sinusoidal) deform:

$$\begin{aligned} P &= \int \varphi'' EI \varphi'' \delta = EI \delta \int \frac{\pi^2}{l^2} \text{sen} \left(\frac{\pi x}{l} \right) \frac{\pi^2}{l^2} \text{sen} \left(\frac{\pi x}{l} \right) dx = \\ &= \delta \left(\frac{\pi}{l} \right)^4 EI \int \text{sen}^2 \left(\frac{\pi x}{l} \right) = \left(\frac{\pi}{l} \right)^4 EI \frac{l}{2} \delta \end{aligned}$$

That is,

$$EI = \frac{2Pl^3}{\delta \pi^4}$$

$$EI = \frac{400000 \cdot 2 \cdot 25.2^3}{1.1096 \cdot 10^{-3} \cdot \pi^4} = 1.185 \cdot 10^{11} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

which is the rigidity of the equivalent girder.

Donde :

$$\omega_i^2 = \frac{\int_0^L \varphi_i'' \cdot E \cdot I \cdot \varphi_i''}{\int_0^L \varphi_i \cdot m \cdot \varphi_i} \quad \gamma \quad P_i = \frac{\sum_{j=1}^n f_j \cdot \varphi_i(x_j)}{\int_0^L \varphi_i \cdot m \cdot \varphi_i}$$

3.3. AJUSTE DEL MODELO

Los parámetros a ajustar son la rigidez a flexión $E \cdot I$, la masa m por unidad de longitud y el amortiguamiento ζ_i en cada modo.

3.3.1. Ajuste de la rigidez

Debido a la excentricidad de las cargas y a la deformabilidad transversal, el desplazamiento de cada viga será distinto. Si se utiliza en el cálculo la rigidez global de la sección, se obtendría el desplazamiento medio de las vigas del tablero, y no el desplazamiento máximo, que es el de la viga cuya posición es más próxima a la vía por la que pasa la carga.

Para evaluar este efecto y calcular la rigidez de una viga equivalente cuya respuesta sea el desplazamiento máximo, se realizó una modelización del tablero completo, utilizando para ello los elementos finitos tipo placa y las barras de la librería de elementos de un programa comercial. Como carga, se dispuso una sobre cada raíl en el centro de vano, según se muestra en la Figura N°4, en la que se incluye, además, la deformada correspondiente, pudiendo observarse la asimetría de los desplazamientos.

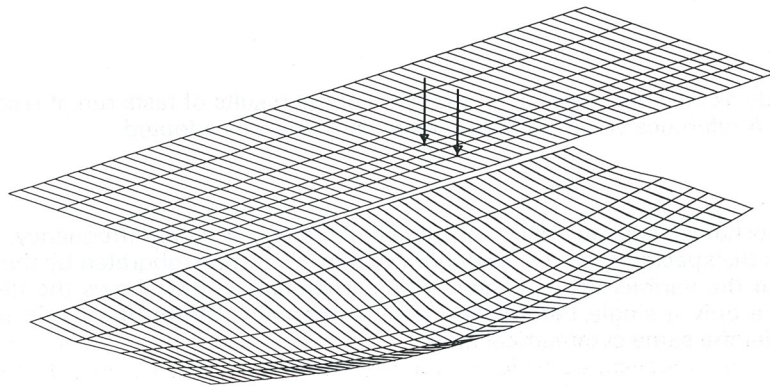


Fig. N°4. Modelo espacial del tablero y deformada bajo carga en una de las vías.
Fig. No. 4. Spatial model of deck and deform under load in one of the roadways.

Ante la carga de 4×10^5 N en una única vía el desplazamiento fue de 1.1096 mm. Calculando el desplazamiento en base a la primera deformada modal (senoidal).

$$\begin{aligned} P &= \int \varphi'' EI \varphi'' \delta = EI \delta \int \frac{\pi^2}{l^2} \operatorname{sen} \left(\frac{\pi x}{l} \right) \frac{\pi^2}{l^2} \operatorname{sen} \left(\frac{\pi x}{l} \right) dx = \\ &= \delta \left(\frac{\pi}{l} \right)^4 EI \int \operatorname{sen}^2 \left(\frac{\pi x}{l} \right) = \left(\frac{\pi}{l} \right)^4 EI \frac{l}{2} \delta \end{aligned}$$

Esto es:

$$EI = \frac{2Pl^3}{\delta \pi^4}$$

$$EI = \frac{400000 \cdot 2 \cdot 25.2^3}{1.1096 \cdot 10^{-3} \cdot \pi^4} = 1.185 \cdot 10^{11} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

que será la rigidez de la viga equivalente.

3.3.2. Adjusting for mass

The value of the frequency measured in prior tests ($f=6.8$ Hz) was used to find the mass.

Frequency of a single-span girder:

$$\omega = \left(\frac{\pi}{l}\right)^3 = \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

Frequency of the bridge corresponding to the tridimensional model:

$$\omega = 2\pi f$$

Therefore:

$$2\pi 6.8 = \left(\frac{\pi}{25.2}\right)^2 = \sqrt{\frac{1.1845 \cdot 10^{11}}{m}}$$

and thus:

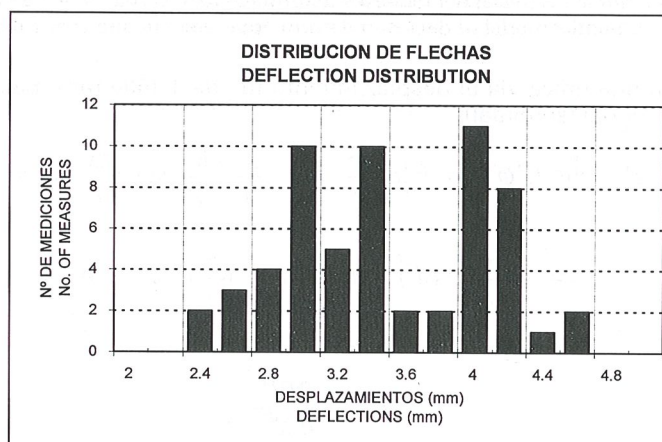
$$m = \frac{1.1845 \cdot 10^{11} \pi^4}{(2\pi 6.8)^2 25.2^4} = 15673 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

3.3.3. Adjusting for damping

This was performed exactly as described above, on the basis of the results of tests run at reception starting from the peak values of deflection. A reference value of 3% of the critical value was adopted.

3.3.4. Comments

The need to adjust the mechanical characteristics of the elements of the model (frequency, mass and damping) to the results obtained when the specific span was tested for load is clearly corroborated by the distributions of means obtained during testing of the various spans of the bridge. The chart below shows the distribution of deflection measured in points where only a single theoretical value is obtained (centre of span in symmetrical girders, in identical spans tested under the same symmetrical load).



A slightly better fit is obtained for the distribution of frequencies measured in the spans if values in the vicinity of 9 Hz, which are evidently erroneous, are eliminated. The smaller spread may be due to the fact that, in the case of deflection, the effect of the spread of bridge characteristics is enhanced by that of the spread of the test load and its placement.

3.3.2. Ajuste de la masa

Para el cálculo de la masa se recurre al valor de la frecuencia medida en ensayos previos ($f = 6.8$ Hz).

Frecuencia de una viga simple biapoyada:

$$\omega = \left(\frac{\pi}{l}\right)^3 = \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

Frecuencia del puente correspondiente al modelo tridimensional:

$$\omega = 2\pi f$$

Así pues:

$$2\pi 6.8 = \left(\frac{\pi}{25.2}\right)^2 = \sqrt{\frac{1.1845 \cdot 10^{11}}{m}}$$

de donde:

$$m = \frac{1.1845 \cdot 10^{11} \pi^4}{(2\pi 6.8)^2 25.2^4} = 15673 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

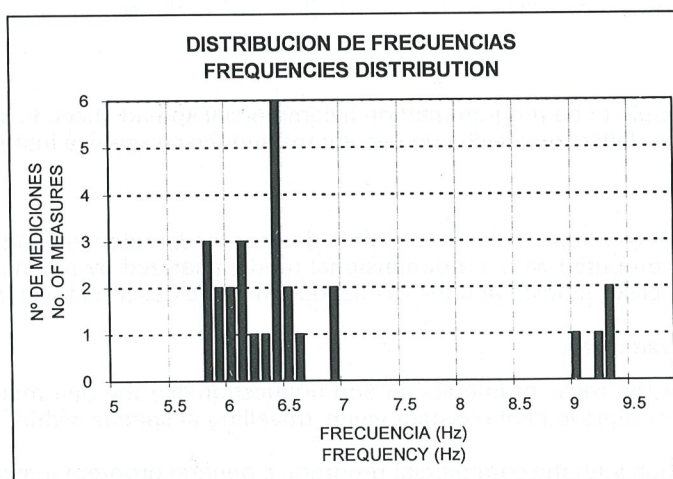
3.3.3. Ajuste del amortiguamiento

Se efectuó, idénticamente al caso anterior, con base en los resultados de los ensayos de recepción de obra a partir de los picos máximos de desplazamiento. Como valor de referencia se adoptó el 3% del crítico.

3.3.4. Comentarios

La necesidad de ajustar las características mecánicas de los elementos del modelo (frecuencia, masa y amortiguamiento) conforme a los resultados obtenidos en la prueba de carga del vano de concreto ensayado se hace evidente al observar las distribuciones de medidas obtenidas en las pruebas de distintos vanos del puente. La gráfica adjunta muestra la distribución de flechas medidas en puntos en los que el resultado teórico es único (centro de vano de vigas simétricas, en vanos idénticos y ensayados con idéntica carga -simétrica-).

La distribución de frecuencias medidas en los vanos resulta ligeramente más ajustada si se eliminan de la distribución los valores en torno a 9 Hz, claramente erróneos. La menor dispersión podría deberse a que, en el caso de las flechas, a la dispersión de características del puente cabe añadir la de la carga de prueba y su colocación.



Las frecuencias altas corresponden, con toda probabilidad, al segundo modo de vibración, que resulta antimétrico respecto al plano longitudinal central del vano, por lo que, una excitación ligeramente asimétrica pudo amplificar este modo lo suficiente como para que un acelerómetro colocado en el borde del tablero recogiese con mayor amplitud esta segunda deformada. La Figura N°5 representa los dos primeros modos y permite observar la citada simetría/antimetría.

The high frequencies correspond, in all likelihood, to the second mode of vibration, which is antimetric with respect to the central longitudinal plane of the span so that any slightly asymmetric excitation could have amplified this mode to an extent that the amplitude with which an accelerometer placed on the edge of the deck would record this second deform would be greater. The Figure No. 5, showing the first two modes, gives a clear indication of such symmetry/antisymmetry.

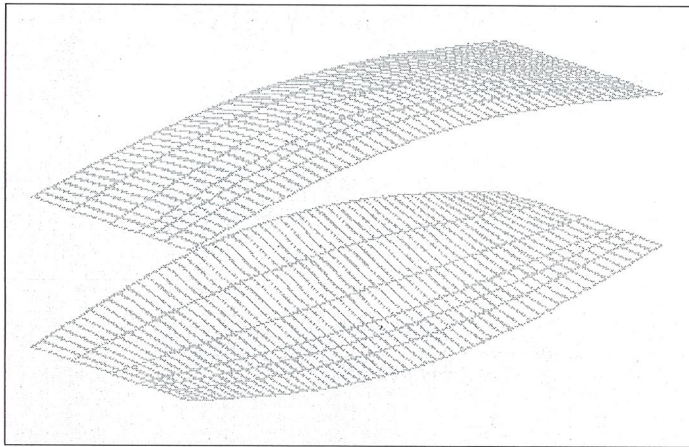


Fig. N°5 Representación de los dos primeros modos del tablero.
Fig. No. 5. Representation of the first two modes of the deck.

3.4. INTEGRATION

A single step algorithm is used, specifically the linear acceleration algorithm, whose recurrence formulae are:

$$\ddot{x}_1 = \frac{\left[\frac{P(t)}{m} - 2\zeta\omega \left(\dot{x}_0 + \ddot{x}_0 \frac{\Delta t}{2} \right) - \omega^2 \left(x_0 + \dot{x}_0 \Delta t + \ddot{x}_0 \frac{\Delta t^2}{3} \right) \right]}{\left(1 + \zeta\omega \Delta t + \omega^2 \frac{\Delta t^2}{6} \right)}$$

$$\dot{x}_1 = \dot{x}_0 + \ddot{x}_0 \Delta t + (\ddot{x}_1 - \ddot{x}_0) \frac{\Delta t}{2}$$

$$x_1 = x_0 + \dot{x}_0 \Delta t + \ddot{x}_0 \frac{\Delta t^2}{2} + (\ddot{x}_1 - \ddot{x}_0) \frac{\Delta t^2}{6}$$

3.5. PROGRAMMING

The algorithm is sufficiently simple to be programmed on a commercial spread sheet. In such applications the values of force, acceleration, speed and deflection are shown in columns and the successive integration steps in rows.

3.6. CHECKING

In order to check the application developed a series of simulation cases were defined and the results obtained in this way were compared to those computed with a tridimensional model analyzed by means of a commercial structural analysis program, SAP 90. The cases studied and the results obtained are described below.

3.6.1. Impact coefficient under a point charge

This is the most elementary of the cases of interaction and unquestionably the one most studied. The idea was to predict the deck's response to a single load of constant value, travelling at speeds within a given range.

In order to develop the simulation with the commercial program, a general program in which no specific provision is made for moving loads, an indirect procedure, consisting of the following steps, was used:

- The deck was discretised using "beam" type elements to model the girders and "deflecting plate" type elements to model the slab.
- A very fine discretisation was performed longitudinally along the deck, arranging loads on the joints coinciding with the position of the roadways in each of the cross sections.
- A triangular time variation function was assigned to each of the above loads as shown in the Figure 6.

3.4. INTEGRACIÓN

Se utiliza un algoritmo de pasos, en concreto el de la aceleración lineal, cuyas fórmulas de recurrencia son:

$$\ddot{x}_1 = \frac{\left[\frac{P(t)}{m} - 2\zeta\omega(\dot{x}_0 + \ddot{x}_0 \frac{\Delta t}{2}) - \omega^2(x_0 + \dot{x}_0 \Delta t + \ddot{x}_0 \frac{\Delta t^2}{3}) \right]}{\left(1 + \zeta\omega \Delta t + \omega^2 \frac{\Delta t^2}{6} \right)}$$

$$\dot{x}_1 = \dot{x}_0 + \ddot{x}_0 \Delta t + (\ddot{x}_1 - \ddot{x}_0) \frac{\Delta t}{2}$$

$$x_1 = x_0 + \dot{x}_0 \Delta t + \ddot{x}_0 \frac{\Delta t^2}{2} + (\ddot{x}_1 - \ddot{x}_0) \frac{\Delta t^2}{6}$$

3.5. PROGRAMACIÓN

El algoritmo resulta lo suficientemente simple como para poder ser programado en una hoja de cálculo comercial. En estas aplicaciones los valores de fuerza, aceleración, velocidad y desplazamiento ocupan las columnas y las filas son los sucesivos pasos de integración.

3.6 COMPROBACIONES

Al objeto de probar la aplicación desarrollada se definieron una serie de casos de simulación y se compararon los resultados obtenidos de esa forma con los proporcionados por un modelo tridimensional analizado mediante un programa comercial de análisis estructural, en concreto, el SAP 90. En lo que sigue se describen los casos estudiados y los resultados obtenidos.

3.6.1. Coeficiente de impacto al paso de una carga puntual

Se trata del más elemental de los casos de interacción y, sin duda, el más estudiado. Se trataba de predecir la respuesta del tablero al paso de una única carga, de valor constante, circulando en un rango de velocidades.

Para desarrollar la simulación mediante el programa comercial, programa de tipo general en el que no está explícitamente previsto el caso de cargas móviles, se recurrió a un procedimiento indirecto que constaba de los siguientes pasos:

- Se realizó una discretización del tablero mediante elementos tipo "barra" que modelizan las vigas, y elementos tipo "placa en flexión" que modelizan la losa.
- Se hizo una discretización muy fina en el sentido longitudinal del tablero, disponiendo cargas en los nudos coincidentes con la posición de las vías en cada una de las secciones transversales.
- A cada una de las antedichas cargas se la asigna una función de variación temporal triangular de la forma indicada en la Figura N° 6.

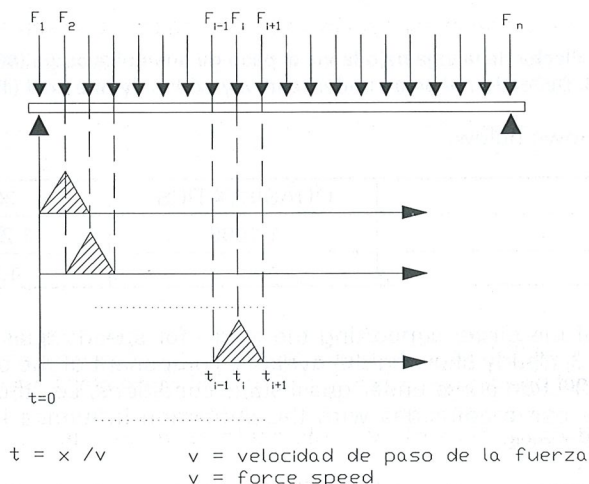


Fig. N°6. Historia de cargas para simular la circulación de una única carga.
 Fig. No. 6. Load history to simulate one load moving.

This procedure was used to perform a dynamic run for a 4×10^5 N axle travelling over the bridge at a speed of 1 m/s. The maximum deflection obtained was 1.1096 mm (considering the centre of the inside girder over which the roadway used is laid). This model was used to simulate crossings at 200 and 300 km/h. Figure 7 shows the evolution of the deflection in the centre of the span when the load travelled at 300 km/h. The data elements were generated directly by the SAPTIME postprocessor.

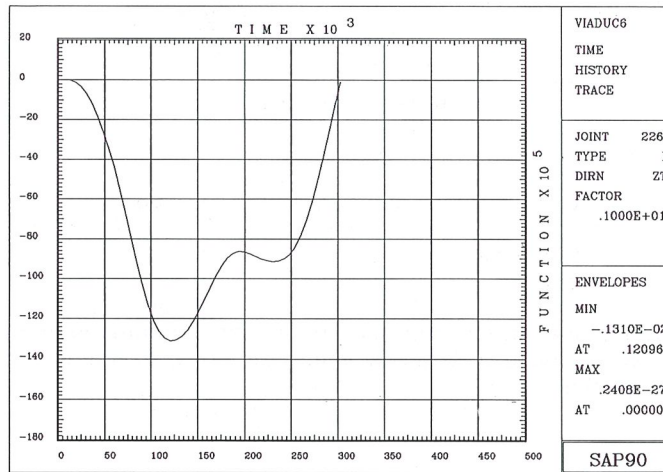


Fig. N°7. Carga de 400 kN. Cuasiestática.
Fig. No. 7. Load 400 kN. Quasi-static.

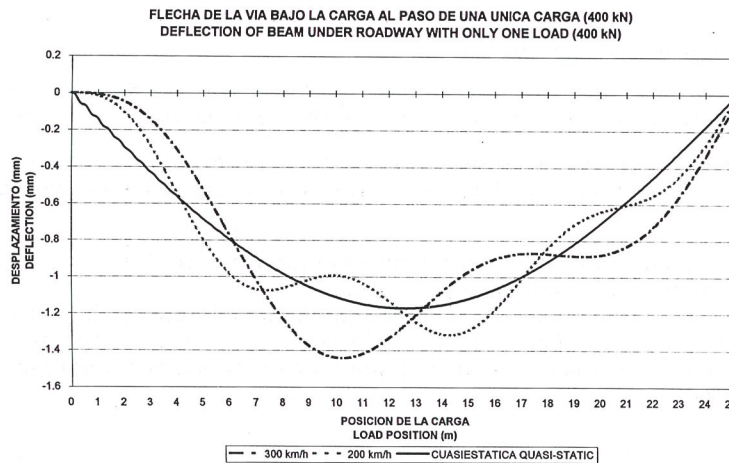


Fig. N°8. Flecha de la viga bajo la vía al paso de una única carga (40000 kN).
Fig. No. 8. Deflection of beam under roadway with only one load (40000 kN).

The main figures obtained are shown below:

TRAIN SPEED (km/h)	QUASISTATICS	200	300
DEFLECTION (mm)	1.1096	1.2574	1.3104
IMPACT COEFFICIENT	—	1.13	1.18

The deflection curves - centre of the girder supporting the load - for speeds quasi-static 0, 200 and 300 km/h are directly superimposed in Figure 8, clearly showing the dynamic component of the curves corresponding to 200 and 300 km/h with respect to the deflection curve under quasi-static conditions, i.e., the structural response if vibration were inhibited altogether. This curve coincides with the deflection influence line in the centre of the girder considered as the vehicle passes over it.

The same trial was simulated with the application developed by the Institute, with results in all cases that were practically identical to those obtained with the standard commercial application. There did not appear, then, to be any appreciable integration errors.

Siguiendo este procedimiento se realizó una pasada dinámica de un eje de 4×10^5 N atravesando el puente a una velocidad de 1 m/s. La flecha máxima obtenida fue de 1.1096 mm (considerando siempre el centro de la viga interior sobre la que discurre la vía utilizada). Con este modelo se simularon pasadas a 200 km/h y a 300 km/h sobre la curva de desplazamiento a velocidad cuasiestática, esto es, la respuesta que ofrecería la estructura si se inhibiera la vibración por completo. Esta curva coincide con la línea de influencia del desplazamiento en el centro de la viga considerada al paso del vehículo.

Las principales magnitudes obtenidas son:

VELOCIDAD DEL TREN (km/h)	CUASIESTATICA	200	300
FLECHA (mm)	1.1096	1.2574	1.3104
COEFICIENTE DE IMPACTO	—	1.13	1.18

En la Figura N°8 se superponen directamente los desplazamientos del centro de la viga por la que pasa la carga cuando circula a velocidad cuasiestática, a 200 km/h y a 300 km/h. Es apreciable en la figura la superposición de la componente dinámica en las curvas correspondientes a las pasadas a 200 km/h y 300 km/h sobre la curva de desplazamiento a velocidad cuasiestática, esto es, la respuesta que ofrecería la estructura si se inhibiera la vibración por completo. Esta curva coincide con la línea de influencia del desplazamiento en el centro de la viga considerada al paso del vehículo.

El mismo caso de prueba se simuló con la aplicación desarrollada, obteniendo en todos los casos desplazamientos prácticamente idénticos a los obtenidos con la aplicación comercial. No parecían existir, por tanto, errores apreciables de integración.

A continuación se realizaron, con la aplicación desarrollada, diversas pasadas para velocidades incrementadas en intervalos sucesivos (lo que resultaba inviable en el modelo general a causa del tiempo y espacio de almacenamiento requerido). Los valores obtenidos difieren de los calculados mediante el modelo tridimensional en un máximo del 2.5%.

La evolución del coeficiente de impacto con la velocidad se muestra en la Figura N°9:

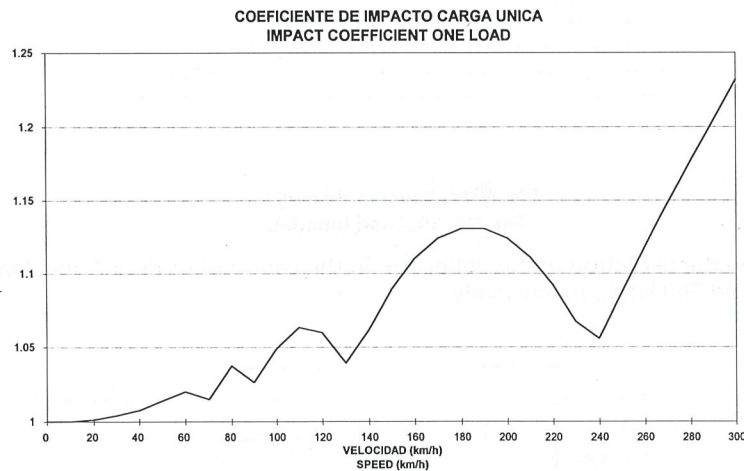


Fig. N°9. Evolución del coeficiente de impacto con la velocidad.
Fig. No. 9. Evolution of impact coefficient with speed.

En todos los casos se supuso un amortiguamiento del 3% del crítico. Este valor de referencia es coherente con la bibliografía consultada (7), (8).

Los valores máximos obtenidos para el coeficiente de impacto en este modelo se sitúan en torno al 20% aunque estos valores aumentarían para amortiguamientos inferiores al 3% considerado.

3.6.1. Coeficiente de impacto al paso de un tren de cargas

Los modelos arriba comentados se repitieron para el tren de cargas correspondiente al AVE, que está representado en la Figura N°3.

La modelización con el programa comercial sigue exactamente el mismo planteamiento que el descrito en el punto anterior para el caso de una sola carga. La única diferencia consiste en que la forma de la función que describe la

Subsequently the application developed was used to simulate runs at successively higher speed intervals (an operation that was not feasible with the general model due to the amount of time and storage space required). The values differ from those computed using the tridimensional model by no more than 2.5%.

The evolution of the impact coefficient as speed increases is shown in the Figure No. 9:

In all cases damping was assumed to be 3% of the critical value, in keeping with the bibliography consulted (7), (8).

The maximum values obtained for the impact coefficient in this model are around 20%, although they would be larger for assumed damping values of under 3%.

3.6.1. Impact coefficient under a load train

The above models were then run for the load train corresponding to the AVE, represented in Figure No. 3.

Exactly the same approach was taken for modelling with the standard program as described in the preceding section for a single load. The only difference lies in the fact that the form of the function that describes the load is as shown in figure No. 10, i.e., instead of a single time peak for which the forces affecting the joint are not nil, there are as many peaks as point loads or train axles passing over the joint. In this figure, v is the speed considered. It is only possible to run the calculations for the locomotive and the first coach because resolution for the entire train calls for too much computer capacity.

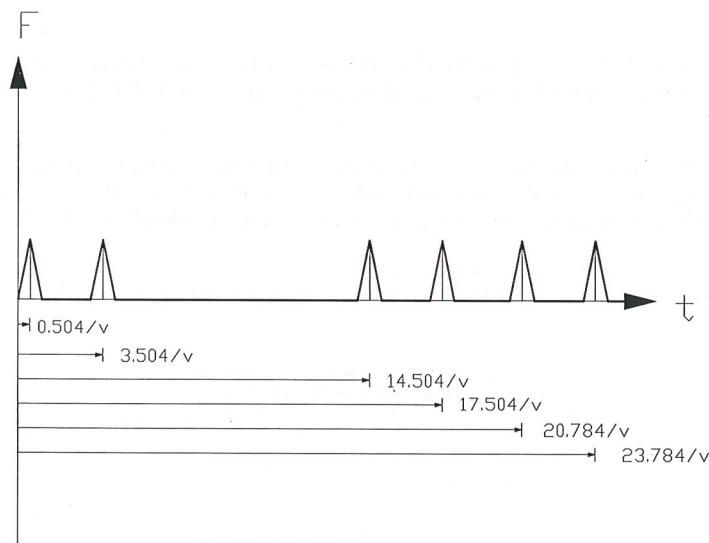


Fig. Nº10. Función de cargas.
Fig. No. 10. Load function.

Figures Nos. 11 and 12 show the evolution of the deflection in the centre of girders 2 and 4 when the train described passes over them at 1 m/s and 300 km/h, respectively.

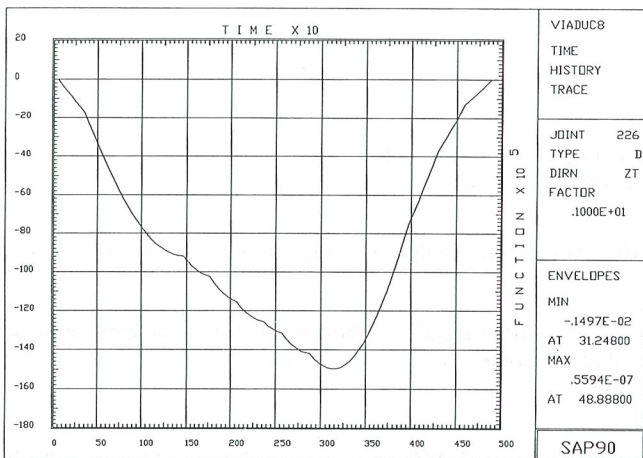


Fig. No. 11

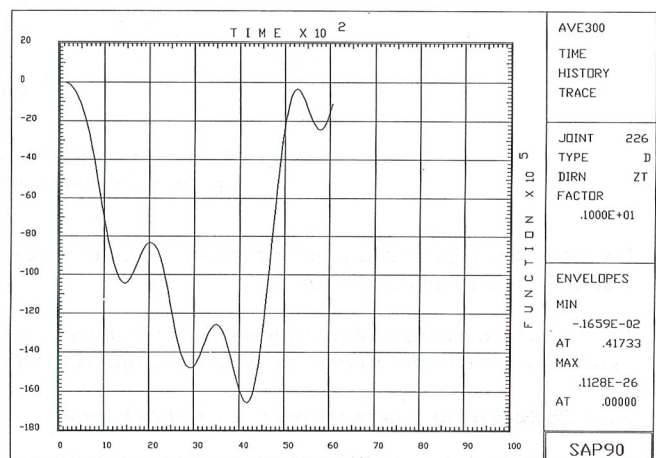


Fig. No. 12

Figures Nos 13 and 14 show the results found with the application developed by the Institute. It will be noted that the values are identical.

carga es la indicada en la Figura N°10, esto es, en lugar de existir un único pico temporal para el que las fuerzas sobre el nudo no son nulas, se presentan tantos picos como cargas puntuales pasan por el nudo. Cada una corresponde a un eje del tren, siendo v la velocidad de paso considerada. Únicamente resulta posible introducir la locomotora y el primer coche porque la resolución para el tren completo requiere una capacidad informática excesiva.

Las figuras N°11 y N°12 muestran la evolución de la flecha en el centro de las vigas 2 y 4 cuando la carga descrita pasa a 1 m/s y a 300 km/h respectivamente.

Las figuras N°13 y N°14 muestran los resultados proporcionados por la aplicación desarrollada por el Instituto. Se puede apreciar que los valores son idénticos.

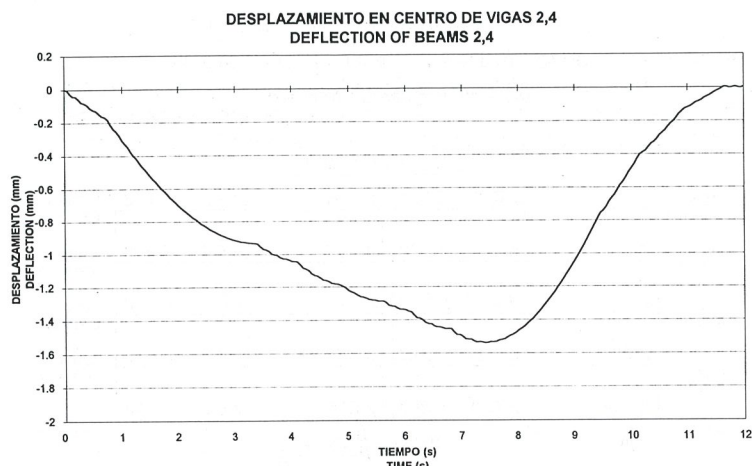


Fig. N°13. Máquina y primer vagón. Paso cuasiestático.
Fig. No. 13. Locomotive and first wagon. Quasi-static speed.

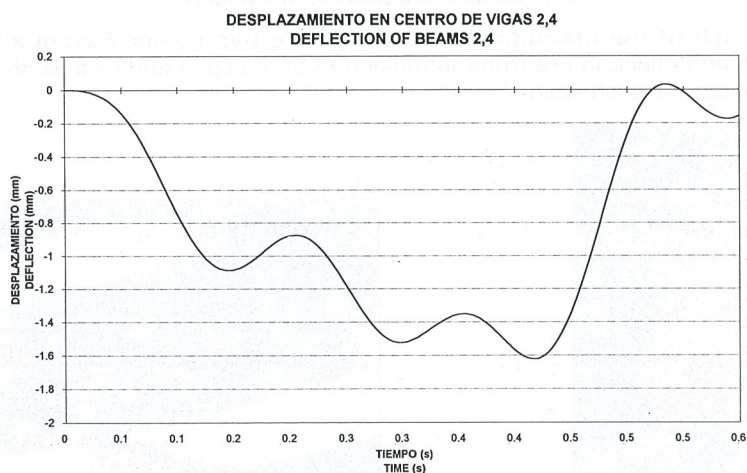


Fig. N°14. Máquina y primer vagón. Velocidad = 300 km/h.
Fig. No. 14. Locomotive and first wagon. Speed = 300 km/h.

4. CONTRASTE

Puesta a punto la aplicación, y probados sus resultados en los casos simples en los que ello era posible, se planteó la simulación numérica del ensayo a realizar. En el presente apartado se describen las condiciones de la prueba y los resultados numéricos y experimentales, así como los resultados de la comparación entre ambos.

4.1. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

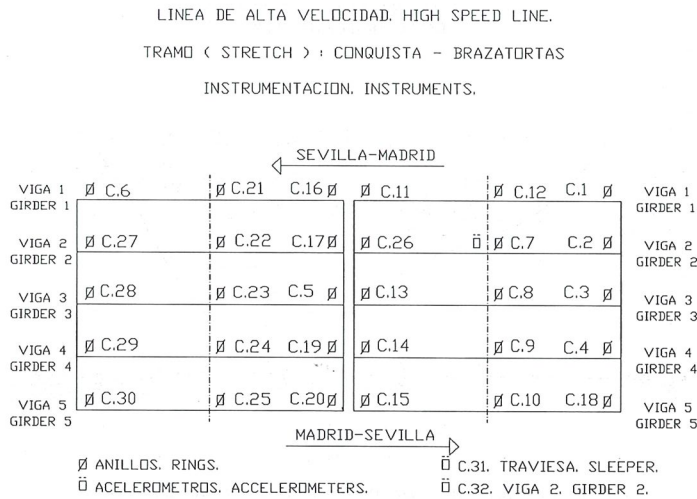
El ensayo se realizó los días 10 y 11 de mayo de 1995 en los vanos 1 y 2 del viaducto cuyas características han sido comentadas en el apartado 3.1. Se aprovechó el paso por el viaducto de trenes AVE en circulación de servicio, cuya velocidad, como es lógico, fue variándose en cada una de las pasadas. El rango de velocidades en el que se desarrolló la toma de datos iba desde los 99 km/h hasta los 257 km/h aunque la mayor parte superaba los 200 km/h, que son las velocidades de interés.

4. COMPARISON OF RESULTS

With the application tuned and running, and the results tested in simple cases wherever possible, the numeric simulation trial was undertaken. This section contains a description of the test and numeric and experimental results and a comparison between the two.

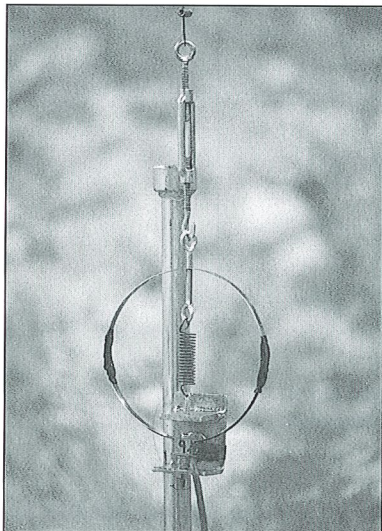
4.1. DESCRIPTION OF TRIAL

The trial was run on 10 and 11 May 1995 on spans 1 and 2 of the viaduct whose specifications are discussed in section 3.1. The trials were run using AVE trains in service traffic whose speed was changed on each run. The speeds for which data were recorded ranged from 99 to 257 km/h, but in most cases were over 200 km/h, the speeds of greatest interest.

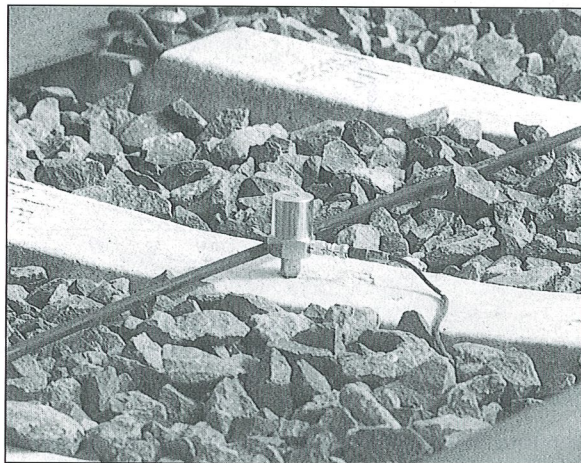


**Fig. Nº15. Instrumentación dispuesta en el viaducto.
 Fig. No. 15. Instruments on the viaduct.**

Figure 15 contains a sketch of the instruments placed on the two spans. Essentially they consisted of 20 extensometric rings to record deflection occurring in the centre of the span and each of the two supports under the five girders supporting the deck in each span.



**Fot. Nº2. Anillos extensométricos utilizados.
 Phot. No. 2. Extensometric rings used.**



**Fot. Nº3. Acelerómetro.
 Phot. No. 3. Accelerometer.**

Photograph No. 2 shows a detail of the rings

An accelerometer was also placed in the centre of girder No. 2 on span No. 1 and another on one of the joint sleepers. Photograph No. 3 shows a detail of accelerometer placement.

The programs for both real time and *a posteriori* data gathering, visualisation and graphic record analysis, were developed by INTEMAC for the dynamic auscultation of structures.

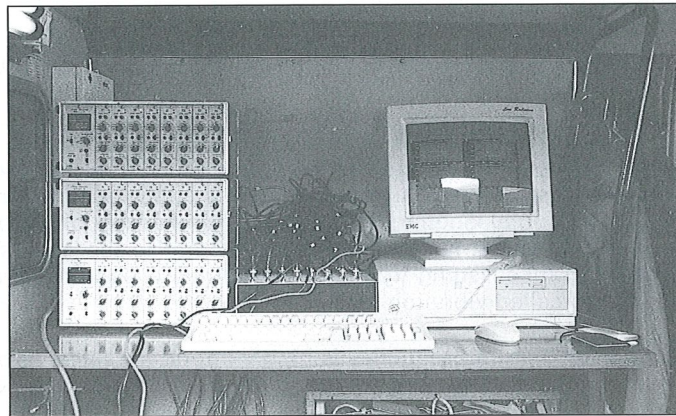
La instrumentación dispuesta sobre los dos vanos puede observarse en el croquis de la Figura N°15. Básicamente se trata de 30 anillos extensométricos con los que se registraron los desplazamientos que se produjeron en los centros de vano y en cada uno de los dos apoyos de las cinco vigas que presenta el tablero en cada vano.

En la Fotografía N°2 se puede observar un detalle de los anillos utilizados.

Además se dispuso un acelerómetro en el centro de la viga 2 del vano N°1 y otro acelerómetro en una de las traviesas de las vías. En la fotografía N°3 podemos observar un detalle de la colocación del acelerómetro.

Los programas de toma de datos, visualización y análisis gráfico de los registros, tanto en tiempo real como con posterioridad a la prueba han sido desarrollados por INTEMAC para auscultación dinámica de estructuras.

La resolución del sistema completo de instrumentación puede establecerse en 0.01 mm para las flechas con un rango de variación hasta 25 mm. La capacidad del equipo es de 300.000 lecturas/s. La terminal de adquisición de datos se muestra en la Fotografía N°4.



Fot. N°4. Equipo de control y adquisición de datos.
Phot. No. 4. Data acquisition and control equipment.

4.2. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Se describen agrupados conforme a las variables analizadas.

4.2.1. Desplazamientos

Se obtuvieron los que refleja la Tabla N°1.

DATOS ENSAYOS CONQUISTA - BRAZATORTAS : TRENES AVE EXPERIMENTAL DATA CONQUISTA - BRAZATORTAS : AVE TRAINS

RELACION ENTRE FLECHAS MEDIDAS Y TEORICAS RELATIONSHIP BETWEEN THEORETICAL DEFLECTIONS AND MEASUREMENTS TAKEN

PRUEBA N° TEST No	SENTIDO DIRECTION	VELOCIDAD (km/h) SPEED (km/h)	FLECHA (mm) DEFLECTION (mm)
47	Madrid - Sevilla	99	1.815
48	Sevilla - Madrid	120	1.616
45	Madrid - Sevilla	127	1.645
7	Madrid - Sevilla	159	1.606
41	Madrid - Sevilla	160	1.700
37	Sevilla - Madrid	215	1.800
32	Madrid - Sevilla	217	1.845
42	Sevilla - Madrid	218	1.792
28	Sevilla - Madrid	219	1.755
20	Sevilla - Madrid	225	1.511
52	Madrid - Sevilla	234	1.730
26	Sevilla - Madrid	236	1.620
51	Madrid - Sevilla	241	1.780
25	Madrid - Sevilla	244	1.659
19	Madrid - Sevilla	246	1.621
27	Madrid - Sevilla	247	1.750
38	Madrid - Sevilla	249	1.695
10	Madrid - Sevilla	252	1.674
10	Madrid - Sevilla	254	1.625
29	Madrid - Sevilla	257	1.910

Tabla N°1. Table No. 1

The resolution of the entire instrument system for deflection ranging up to 25 mm came to 0.01 mm. The equipment capacity is 300,000 samples/second. Photograph No. 4 shows the data collection terminal.

4.2. EXPERIMENTAL RESULTS

They are described in sets in keeping with the variables analysed.

4.2.1. Deflection

The results obtained are reflected in Table No. 1.

4.2.2. Acceleration

According to experimental results obtained in France (9), acceleration is the parameter most directly related to line maintenance needs, whereby limits have even been set therefor. The direct ratio seems to be between this parameter and bottoming stability.

In all the cases analysed acceleration values are under the limits recommended in the above paper (9).

4.2.3. Frequency

To find the value of the natural frequency of the bridge, the free vibration response of the deck as recorded by any of the instruments (deflection in centre of span, strain or acceleration) is analysed (after train crossing). Normally this final part of the graph, the "tail" in colloquial language, is so clean that the frequency can be determined by directly reading the cycle duration on the time scale. Nonetheless, to systematise the analysis, Fourier's transform was applied to all of the most significant graphs issuing from each test. An FFT algorithm was used for the calculations. The Figure No. 16 shows one of the so-called vibration tails.

Determination of the exact value of the natural frequency is highly important since, as will be discussed below, the range of speeds in which the maximum amplifications are found is very sensitive to the value of this parameter.

4.2.4. Damping

The damping value was found following the usual method for such cases:

- Study of free vibration corresponding to deflection data for the channels in the centre of the span. The free vibration log decrement (δ) was estimated using the well-known relationship:

$$\delta = \frac{1}{n} \log \frac{y(t)}{y(t + n \cdot T_d)}$$

where n is the number of vibration cycles considered for the calculation and T_d is the period of the free vibration.

The log decrement is related to the damping rate (ζ) by the expression:

$$\delta = 2\pi \frac{\zeta}{\sqrt{1 - \zeta^2}}$$

Since ζ^2 is much smaller than 1 the above expression is usually simplified as follows:

$$\delta \approx 2\pi\zeta$$

whereby:

$$\zeta \approx \frac{\delta}{2\pi}$$

The experimental results can be summarised as follows:

	FREQUENCY	DAMPING
MEAN	6.6 Hz	0.93%
STANDARD DEVIATION	0.15 Hz	0.20%

4.2.2. Aceleraciones

Conforme a los resultados experimentales obtenidos en Francia (9), la aceleración es el parámetro más directamente relacionado con las necesidades de mantenimiento de la línea, llegándose incluso a limitar su valor. La razón directa parece ser la relación entre tal parámetro y la estabilidad del balasto.

En todos los registros analizados los valores de la aceleración quedan por debajo de los límites aconsejados por la referencia antes citada (9).

4.2.3. Frecuencia

Para obtener el valor de la frecuencia propia del puente se analiza la respuesta en vibración libre del tablero, (una vez que el tren ha pasado) recogida por cualquiera de los instrumentos (flechas en centro de vano, deformaciones o aceleraciones). Normalmente esta parte final del registro, "cola" en términos coloquiales, presenta un aspecto tan limpio que la frecuencia se puede obtener directamente leyendo en la escala de tiempos la duración de un ciclo. No obstante, al objeto de facilitar la sistematización del análisis, a cada uno de los registros mas significativos de cada ensayo se le aplicó la transformada de Fourier. Para el cálculo se ha aplicado un algoritmo de la FFT. La Figura N°16 muestra una de las citadas colas de vibración:

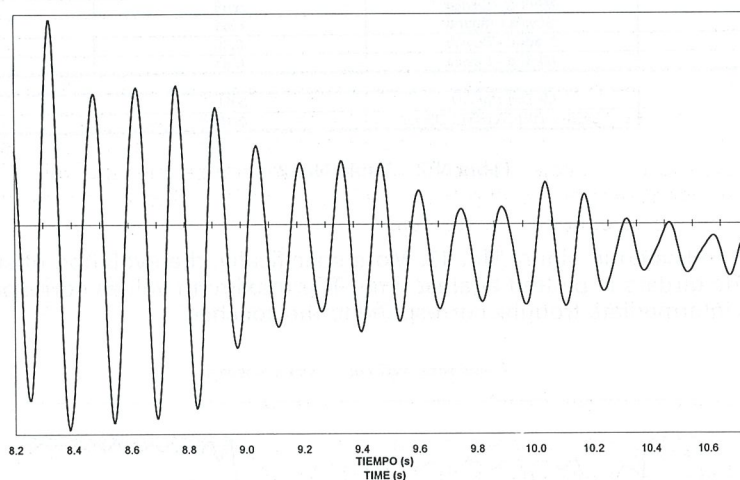


Fig N°16. Registro de la vibración libre del tablero.
Fig. No. 16. Free vibration response of the deck.

La determinación del valor exacto de la frecuencia propia es de gran importancia porque, como se verá más adelante, el rango de velocidades en que se producen máximas amplificaciones, es muy sensible al valor de este parámetro.

4.2.4. Amortiguamiento

Para encontrar el valor del amortiguamiento se procedió según el siguiente procedimiento:

- Estudio de la vibración libre correspondiente al registro de desplazamientos en los canales de centro de vano. Se pretendía estimar el decremento logarítmico (δ) de la vibración libre, por la conocida relación:

$$\delta = \frac{1}{n} \log \frac{y(t)}{y(t + n \cdot T_d)}$$

donde n es el número de ciclos de la vibración que se consideran para el cálculo y T_d es el período de la vibración libre.

El decremento logarítmico se relaciona con el índice de amortiguamiento (ζ) por la expresión:

$$\delta = 2\pi \frac{\zeta}{\sqrt{1 - \zeta^2}}$$

Table No. 2 contains a full list of results.

**DATOS ENSAYOS CONQUISTA-BRAZATORTAS
EXPERIMENTAL DATA CONQUISTA-BRAZATORTAS**

**TRENES A.V.E.
A.V.E. TRAINS**

PRUEBA Nº TEST Nº	SENTIDO DIRECTION	FRECUENCIA (Hz) FREQUENCY (Hz)	AMORTIGUAMIENTO (%) DAMPING (%)
7	Madrid - Sevilla	---	---
10	Madrid - Sevilla	6.43	1.01
19	Madrid - Sevilla	6.57	0.91
20	Sevilla - Madrid	6.77	0.89
25	Madrid - Sevilla	6.57	0.76
26	Sevilla - Madrid	7.01	---
27	Madrid - Sevilla	---	---
28	Sevilla - Madrid	6.63	0.83
29	Madrid - Sevilla	6.44	1.24
32	Madrid - Sevilla	6.50	---
37	Sevilla - Madrid	6.59	0.91
38	Madrid - Sevilla	6.57	0.91
41	Madrid - Sevilla	6.78	1.40
42	Sevilla - Madrid	6.64	0.90
45	Madrid - Sevilla	6.64	0.67
47	Madrid - Sevilla	6.68	---
48	Sevilla - Madrid	6.61	---
51	Madrid - Sevilla	6.90	---
52	Madrid - Sevilla	6.81	0.67
MEDIA (MEAN)		6.61	0.93
DESV. TÍPICA (STD. DEV.)		0.15	0.20

Tabla Nº2 Table No. 2

4.2.5. Full deflections record

The shape of the graph is as indicated in Figure No. 17. More specifically, the evolution of support and span centre deflection of one of the inside girders is plotted against time. The maximum values correspond to a train with one locomotive at each end. The intermediate troughs correspond to the coaches.

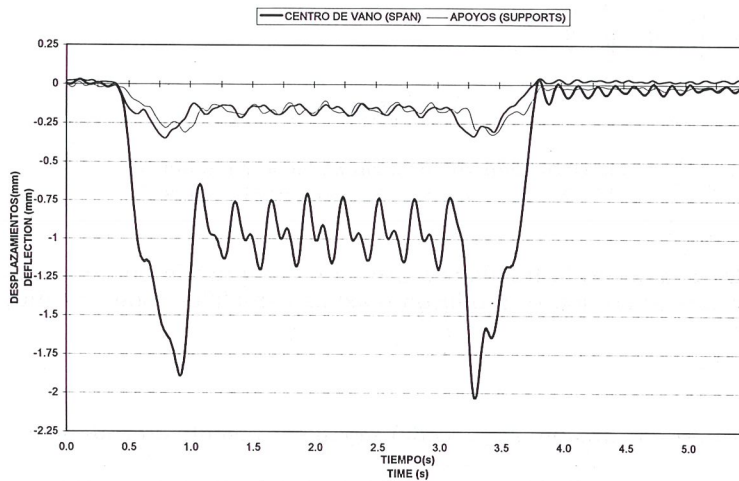


Fig. Nº17. Forma del registro de desplazamiento.
Fig. No. 17. Deflection response shape.

The asymmetry of the curve (the deflection caused by the second locomotive is clearly larger than that produced by the first) is one of the clearest effects of dynamic amplification.

4.3. NUMERIC SIMULATION OF THE TEST. COMPARISON.

The whole load train as indicated in Figure No. 3 is entered. Maintaining the parameters used in the other models, the curve represented in Figure No. 18 is obtained for quasi-static conditions.

In this way there is an static deflection (although is theoretic) to compare the different high speed tests. A service train can reduce and increase its speed but is imposible to stop a train to perform a pseudo-static test. This constitutes further evidence of the importance of backing any experiment with an efficient numeric simulation. The maximum value obtained (1.60 mm) will be used as the static component of maximum deflection, i.e., the maximum deflection of the structure where no dynamic effect is considered. All of the dynamic amplification coefficients

Como ζ^2 es mucho menor que 1 se suele tomar:

y por tanto:

$$\delta \approx 2\pi\zeta$$

$$\zeta \approx \frac{\delta}{2\pi}$$

El resultado experimental se resume en los siguientes valores:

	FRECUENCIA	AMORTIGUAMIENTO
VALOR MEDIO	6.6 Hz	0.93%
DESVIACION TIPICA	0.15 Hz	0.20%

Los resultados completos se indican en la Tabla N°2.

4.2.5. Registro completo de desplazamientos

Tiene la forma que muestra la Figura N°17. En concreto, se dibuja la evolución en el tiempo del desplazamiento de los apoyos y de centro de vano de una de las vigas interiores. Los valores máximos corresponden al paso de las dos locomotoras que ocupan los extremos de la composición. Los senos intermedios son producidos por la circulación de los coches.

La asimetría de la curva (el paso de la segunda locomotora produce una flecha claramente superior a la que produce el paso de la primera) es uno de los más claros efectos de amplificación dinámica.

4.3. SIMULACION NUMERICA DEL ENSAYO. CONTRASTE.

Se introduce el tren de cargas completo que ya fue indicado en la Figura N°3. Conservando los parámetros utilizados en otros modelos y realizando una pasada cuasiestática se obtiene la gráfica representada en la Figura N°18.

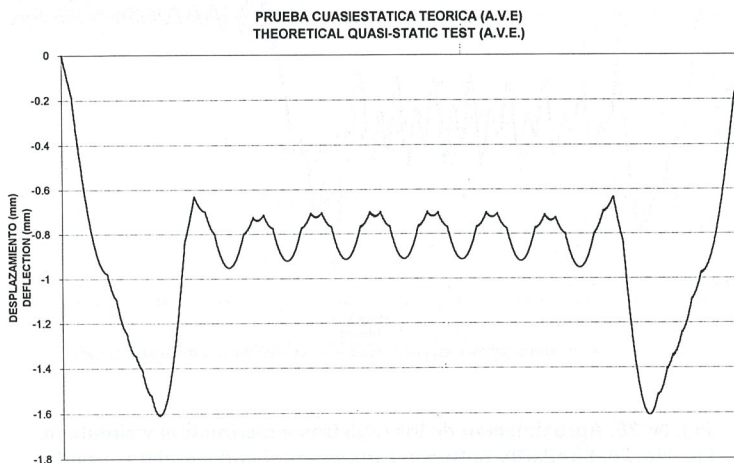


Fig. N°18. Desplazamiento teórico en centro de vano de las vigas 2, 4.
Fig. No. 18. Theoretical deflection of span centre of beams 2, 4.

De esta forma, se dispone de un desplazamiento estático (aunque sea teórico) al que referir las sucesivas pasadas a alta velocidad, ya que una composición en servicio puede reducir o aumentar ligeramente su velocidad, pero de ninguna manera se puede parar un tren completo de pasajeros para efectuar una pasada pseudo-estática). Ello pone de relieve una vez más la importancia de contar en cualquier experimento con el respaldo de una simulación numérica eficiente. El valor máximo obtenido (1.60 mm) será el utilizado como componente estática del desplazamiento máximo, es decir, la máxima flecha de la estructura si no se considera ningún efecto dinámico. Cualquiera de los coeficientes de amplificación dinámica (coeficientes de impacto) que se citen en adelante, estará referido a este resultado. Es conveniente no olvidar que este valor de referencia ha sido obtenido a partir del modelo (bidimensional) y no está tomado de ningún registro real.

(impact coefficients) cited below are referred to this result. Sight should not be lost of the fact that this reference value was obtained from a (bidimensional) model rather than from any graph actually recorded.

Analogously, the response of the structure at any train speed can be readily simulated, varying (and adjusting) the parameters used. Thus, the passage of the whole train at 300 km/h produces the graph shown in figure 19, corresponding to a damping rate of 3% of the critical value.

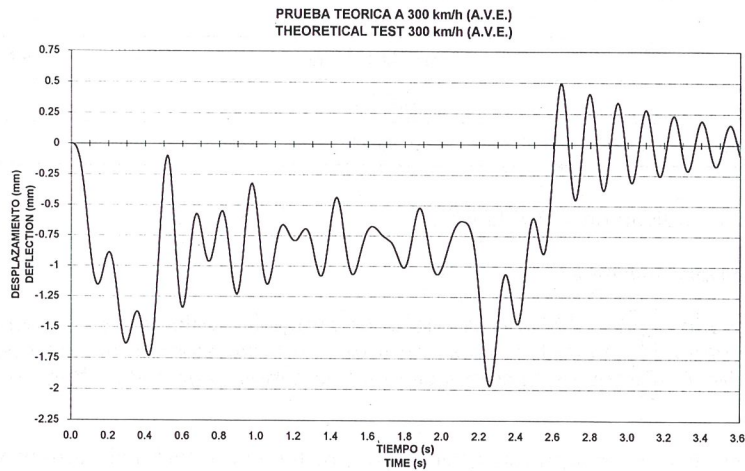


Fig. Nº 19. Desplazamiento teórico en centro de vano de las vigas 2, 4.
Fig. No. 19. Theoretical deflection of span centre of beams 2, 4.

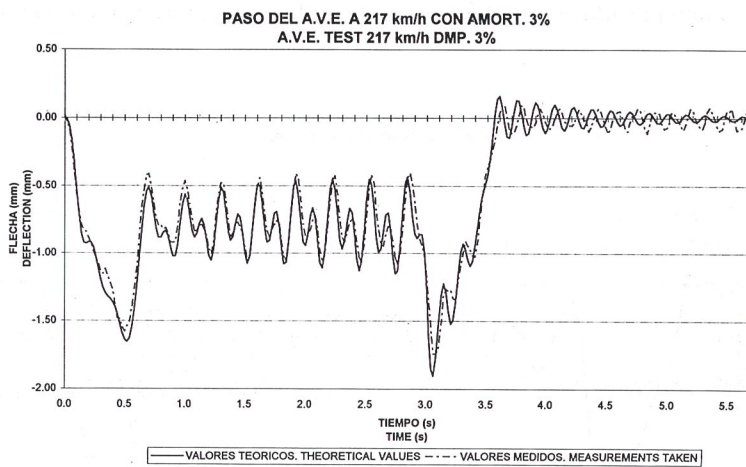


Fig. Nº 20. Aproximación de los registros experimental y simulado.
Fig. No. 20. Similarity between experimental and simulates graphs.

The experimental and simulated graphs are directly superimposed in Figure No. 20. It will be noted that they are reasonably similar.

Table No. 3 shows, for the AVE trains studied, the estimated speed over the bridge as well as the peak deflection obtained in the centre of the span, together with the deflection values forecast by the theoretical model. For greater clarity, the figures shown under the forecast columns are the percentage that the actual recorded values represent of the forecasts, rather than absolute deflection values.

Theoretical deflections values were found for two frequencies, 6.8 Hz, inferred from previous tests and used for adjusting the theoretical model, and 6.6 Hz, the mean value found from the experimental data (as indicated above) and for two damping rates (1% and 3%).

Procediendo de manera análoga se puede simular rápidamente la respuesta de la estructura para cualquier velocidad de paso del tren, variando (ajustando) los parámetros empleados. Así, el paso del tren completo a 300 km/h produce el registro que se muestra en la Figura N°19, correspondiente a un índice de amortiguamiento del 3% con respecto al crítico.

La Figura N°20 muestra la superposición directa de los registros experimental y simulado. Se comprueba la razonable aproximación obtenida.

Para los trenes AVE, objeto de este estudio, se presenta en la Tabla N°3 la velocidad de paso estimada, así como los desplazamientos máximos obtenidos en centro de vano, acompañados de la previsión de flechas realizada con el modelo teórico. Para mayor claridad se indica qué porcentaje del valor previsto representa el valor registrado, en lugar de indicar el valor absoluto de las flechas.

**DATOS ENSAYOS CONQUISTA-BRAZATORTAS: TRENES A.V.E.
EXPERIMENTAL DATA CONQUISTA-BRAZATORTAS: A.V.E. TRAINS**

**RELACION ENTRE FLECHAS MEDIDAS Y TEORICAS
RELATIONSHIP BETWEEN DEFLECTION MEASUREMENTS AND THEORETICAL VALUES**

PRUEBA N° TEST N°	SENTIDO DIRECTION	VELOCIDAD (km/h) SPEED (km/h)	FLECHA DEFLECTION	% PREVISION 6.6Hz AM. 1% % FORECAST 6.6Hz DMP 1%	% PREVISION 6.6Hz AM. 3% % FORECAST 6.6Hz DMP 3%	% PREVISION 6.8Hz AM. 1% % FORECAST 6.8Hz DMP 1%	% PREVISION 6.8Hz AM. 3% % FORECAST 6.8Hz DMP 3%
47	Madrid - Sevilla	99	1.815	109.40	110.13	114.37	115.90
48	Sevilla - Madrid	126	1.616	100.12	100.06	104.66	105.14
45	Madrid - Sevilla	127	1.645	102.17	101.98	107.73	107.52
7	Madrid - Sevilla	159	1.606	100.38	100.00	103.88	104.90
41	Madrid - Sevilla	160	1.700	106.52	106.25	110.97	111.18
37	Sevilla - Madrid	215	1.800	82.72	93.31	98.90	103.09
32	Madrid - Sevilla	217	1.845	85.06	96.50	95.25	103.48
42	Sevilla - Madrid	218	1.792	81.49	92.32	88.67	99.28
28	Sevilla - Madrid	219	1.755	82.59	91.74	86.37	97.34
20	Sevilla - Madrid	225	1.511	85.32	84.18	77.89	84.13
52	Madrid - Sevilla	234	1.730	99.14	98.63	105.04	104.03
26	Sevilla - Madrid	236	1.620	92.57	91.53	95.58	94.52
51	Madrid - Sevilla	241	1.780	101.31	101.02	106.27	106.52
25	Madrid - Sevilla	244	1.659	93.89	93.57	100.61	99.94
19	Madrid - Sevilla	246	1.621	91.07	91.79	97.12	97.30
27	Madrid - Sevilla	247	1.750	96.95	98.54	104.48	105.11
38	Madrid - Sevilla	249	1.695	94.01	95.01	100.30	101.32
10	Madrid - Sevilla	252	1.674	91.68	93.62	99.29	100.18
10	Madrid - Sevilla	254	1.625	89.33	91.14	95.64	97.13
29	Madrid - Sevilla	257	1.910	103.52	105.88	112.22	113.08
MEDIA (MEAN)				94.46	96.86	100.26	102.55
DESV. TIPICA (STD. DEV.)				8.13	6.11	8.75	6.85

**Tabla N° 3.
Table No. 3.**

Las flechas teóricas han sido desarrolladas para dos frecuencias, los 6.8 Hz deducidos de ensayos previos y utilizados para ajuste del modelo teórico y los 6.6 Hz, valor medio de los resultados experimentales (como se indicó en apartados anteriores) y para dos amortiguamientos (índices de amortiguamiento del 1% y 3%).

En las figuras N°21 a N°24 se representa gráficamente la relación experimental entre velocidad de paso y máximo desplazamiento en cada uno de los vanos, comparada con la teórica prevista. No existen diferencias apreciables entre ambos vanos como cabía esperar al presentar idénticas características.

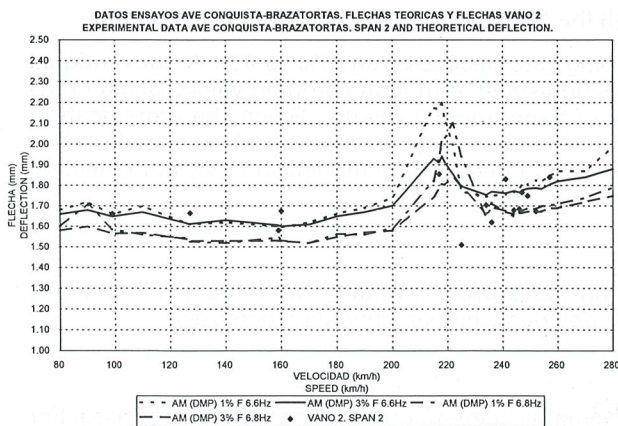


Fig. N° 21

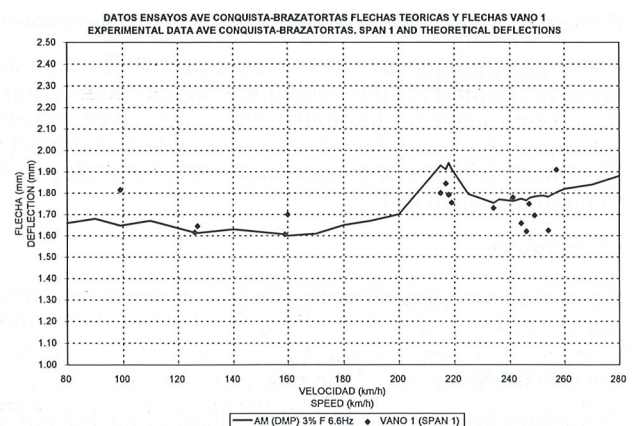


Fig. N° 22

En cuanto a las curvas teóricas se representan los cuatro modelos analizados correspondientes a frecuencias de 6.6 Hz y 6.8 Hz y amortiguamiento, 1% y 3%. También se acompaña idéntica comparación pero referida únicamente al modelo que mejor ajusta los resultados teóricos y que es el correspondiente a 6.6 Hz y un 3% de amortiguamiento.

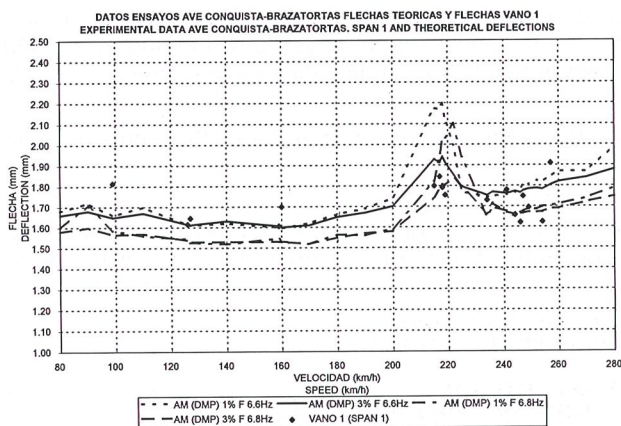


Fig. No. 23

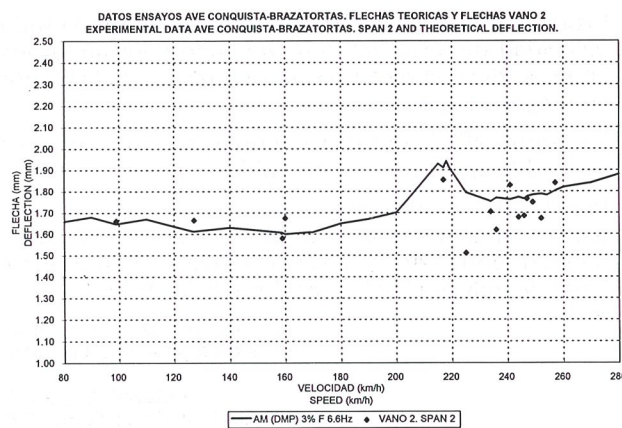


Fig. No. 24

The graphs in figures 21 to 24 show the experimental relationship between train speed and maximum deflection on each one of the spans, compared to the theoretical forecast values. There are no difference between spans because of having the same features.

The theoretical curves are given for the four models analysed, corresponding to frequencies of 6.6 and 6.8 Hz and 1 and 3% damping rates. The same comparison, referred only to the model that provides the best fit to the theoretical results, i.e., for a frequency of 6.6 Hz and a damping rate of 3%, is likewise shown.

5. EXPLOITATION OF THE NUMERICAL MODEL

This is done as a parametric analysis of the following variables:

- Speed.
- Damping.
- Rigidity.
- Frequency.

It's studied how the variation of these parameters affects to the deflection amplification and to the shape of the deflection curve. In figures 21 to 24 is represented a part of this study, as is limited to the variation of the speed of the train and only two values of the frequency and the damping rate. A summary of the results of the study is shown below:

5.1. SPEED:

Increased speed generally causes a rise in dynamic increment. This relationship is not uniform, however. There is considerable amplification for speeds of around 200 km/h. This is precisely the range of speeds that are most commonly used on this line. Consequently, this is a first indication to bear in mind during tests.

5.2. DAMPING:

Decreasing this parameter leads to greater amplification, although the shape of the speed curve does not vary.

The impact coefficient decreases from 1.15 to 1.40 as the damping rate declines from 5% to 1%. A conventional value is adopted for the structure damping rate during the engineering stage. Although damping values of 3 and 5% have been used traditionally, they have been lowered in view of experimental results. Given the amplification observed, this factor is not to be overlooked in project engineering when assessing the dynamic effects on structure. Load testing of the structure before it is in service and fitting the data to behavioural models are ways of detecting phenomena such as this.

5.3. RIGIDITY:

If rigidity is changed while frequency remains constant (varying mass proportionally) no appreciable changes appear in the shape of the deflection curves. Deflection values are obviously higher as rigidity increases.

5.4. FREQUENCY:

Modifying frequency shifts the position of the critical (maximum dynamic increment) speeds along the abscissa. For frequencies lower than the one considered the maximum amplification rises rapidly. For example, a 10% reduction in the structure's natural frequency shifts the critical speed from 200 to 225 km/h. This conclusion can be clearly seen in the graphs below (Nos. 25 and 26), plotted for a train speed of 218 km/h, the speed at which the maximum amplification appears at the mean frequency, i.e., 6.6 Hz. If another frequency is used, for example the theoretical figure, 6.8 Hz, deflection at this speed is considerably smaller.

5. EXPLOTACION DEL MODELO NUMERICO

Se hace en forma de análisis paramétrico de las siguientes variables:

- Velocidad.
- Amortiguamiento.
- Rigidez.
- Frecuencia.

Esto es, se estudia como la variación de esos parámetros influye en la amplificación del desplazamiento y, asimismo, en el aspecto que presenta la curva de desplazamientos. En las figuras 21 a 24 se representa una parte de dicho estudio, pues se concreta en la variación de la velocidad de paso del tren y en dos valores distintos de la frecuencia fundamental y el índice de amortiguamiento. A continuación se indican abreviadamente los resultados de dicho estudio.

5.1. VELOCIDAD:

El aumento de velocidad produce, en general, un aumento del incremento dinámico. No obstante, la relación no es uniforme. Existe una amplificación importante para velocidades en torno a 200 km/h. Precisamente, se trata de un rango de velocidades con elevado porcentaje de utilización en esta línea. En consecuencia, nos encontramos con una primera indicación a tener en cuenta durante los ensayos.

5.2. AMORTIGUAMIENTO:

Su disminución conlleva mayores amplificaciones, aunque sin modificar la forma de la curva de variación con la velocidad.

El coeficiente de impacto puede pasar de 1.15 a 1.40 con cambios en el índice de amortiguamiento del 5% al 1% respectivamente. El índice de amortiguamiento de la estructura es un parámetro adoptado por convención en la fase de diseño. Aunque tradicionalmente se han utilizado valores del amortiguamiento entre el 3% y el 5% los resultados experimentales han hecho revisar esos valores a la baja. Observando las amplificaciones que se producen no debería ser este un factor a despreciar en proyecto a la hora de evaluar efectos dinámicos en la estructura. La realización de ensayos de carga de la estructura antes de su puesta en servicio y el ajuste de modelos de comportamiento permiten detectar fenómenos como el comentado.

5.3. RIGIDEZ:

Si se modifica la rigidez y se mantiene la frecuencia (haciendo variar la masa proporcionalmente) no aparecen cambios apreciables en la forma de la curva de desplazamientos. Obviamente las flechas obtenidas serán menores al aumentar la rigidez.

5.4 FRECUENCIA:

Su modificación desplaza en la escala de abscisas la posición de las velocidades críticas (de máximo incremento dinámico). Para frecuencias menores a la considerada la velocidad de máxima amplificación aumenta rápidamente. Por ejemplo una reducción del 10% en la frecuencia propia de la estructura desplaza la velocidad crítica desde los 200 km/h a los 225 km/h. Es apreciable esta conclusión en las siguientes figuras (Nº25 y 26) preparadas para una velocidad de paso del tren de 218 km/h, velocidades a que se produce máxima amplificación para el caso de la frecuencia medida, esto es 6.6 Hz. Si se introduce otra frecuencia, por ejemplo la teórica prevista 6.8 Hz, el desplazamiento a esta velocidad es significativamente menor.

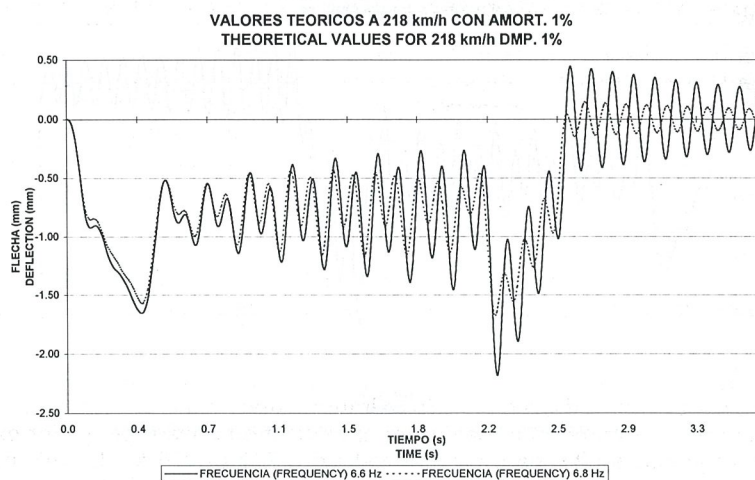


Fig. Nº 25. Desplazamiento en centro de viga.
Fig. No. 25. Deflection of span centre.

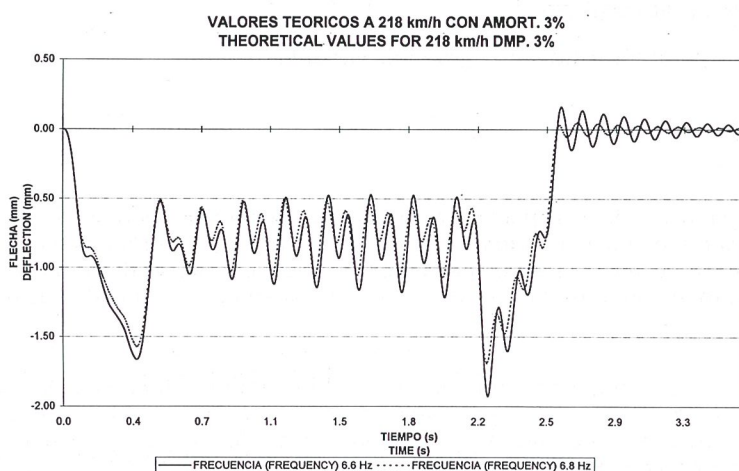


Fig. N° 26. Desplazamiento en centro de viga.
Fig. No. 26. Deflection of span centre.

A change of only 0.2 Hz makes a considerable difference in the speed at which maximum deflection is recorded. Such differences (0.2 Hz) are not readily detected experimentally neither foreseen in the theoretical calculation.

The numeric treatment used to obtain the frequency response of the structure and detect resonance peaks may be less precise than required to evaluate such increments, and yet the model used clearly reflects the differences.

At normal service speeds in other kinds of trains (under 150 km/h) such effects need not be considered because they are far removed from the amplification zone; for the speeds analysed in this study, however, such phenomena, which had not been previously analysed, acquire importance.

Another conclusion is that a damping rate of 3% generally fits the curves better than the 1% rate, obtained from the analysis of free vibration tails. That is, the model with a damping of 3% explains better the shape of the deflection curve, although the registered value is near to 1%.

In the areas far removed from the resonance peak, the difference between the two damping rates is, logically, smaller. It is in the area close to maximum amplification (load train speeds of 200 and 215 km/h) that the differences are denoted and it can be seen that the 3% theoretical model fits the experimental data better than the 1% model. This can be seen in the runs at 217 km/h that are shown in figures 27 to 30. In both spans the 1% theoretical model is the one that deviates most from the graph of the actual data.

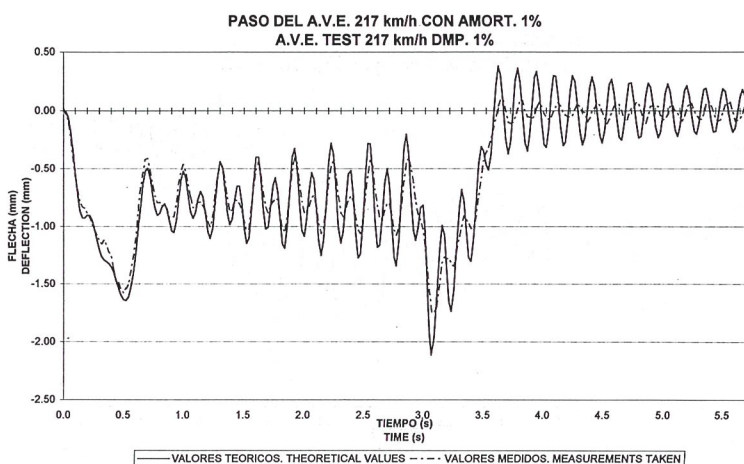


Fig. N° 27. Desplazamiento en centro de vano 1.
Fig. No. 27. Deflection of span 1 centre.

Con un cambio de sólo 0.2 Hz se provoca que la velocidad a la que se produce máximo desplazamiento sea considerablemente distinta. Estas diferencias (0.2 Hz) no son fáciles de apreciar experimentalmente de forma directa, ni de determinar "a priori" en el cálculo teórico.

La precisión del tratamiento numérico utilizado para obtener la respuesta en frecuencia de la estructura y detectar picos de resonancia, puede ser menor que la necesaria para valorar tales incrementos, y sin embargo el modelo utilizado refleja claramente las diferencias que se producen.

A velocidades habituales de servicio para otro tipo de trenes (menores a 150 km/h) estos efectos no son de consideración al estar lejos de la zona de amplificaciones; sin embargo, para las velocidades analizadas en este trabajo aparecen fenómenos que, cómo éste, no habían sido estudiados con anterioridad.

Otra conclusión es que un índice de amortiguamiento del 3% se ajusta mejor en la generalidad de las curvas que el índice del 1%, valor obtenido por análisis de las colas de vibración libre. Es decir, el modelo con un 3% de amortiguamiento explica mejor la forma de la curva de desplazamiento aunque el valor registrado en la vibración libre sea cercano al 1%.

En zonas alejadas del pico de resonancia, la diferencia entre ambos amortiguamientos es, lógicamente, más limitada. Cerca de la máxima amplificación (velocidades del tren de cargas de 200 km/h y 215 km/h) es cuando se reflejan las diferencias y se aprecia que el modelo teórico del 3% se ajusta mejor a los valores registrados que el del 1%. Se puede apreciar en las pasadas correspondientes a 217 km/h que se representan en las figuras N°27 a 30. En ambos vanos el modelo teórico del 1% se aleja más del registro real.

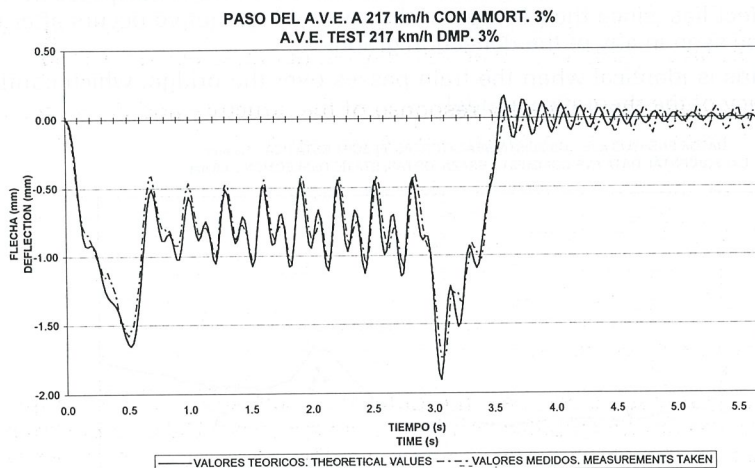


Fig. N° 28. Desplazamiento en centro de vano 1.
Fig. No. 28. Deflection of span 1 centre.

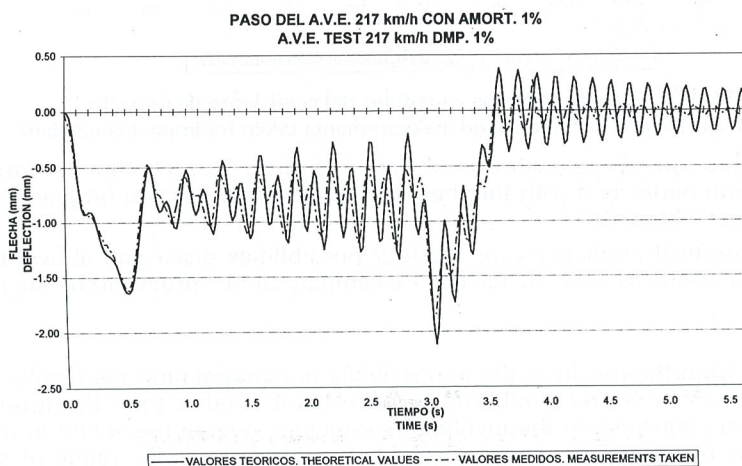


Fig. N° 29. Desplazamiento en centro de vano 2.
Fig. No. 29. Deflection of span 2 centre.

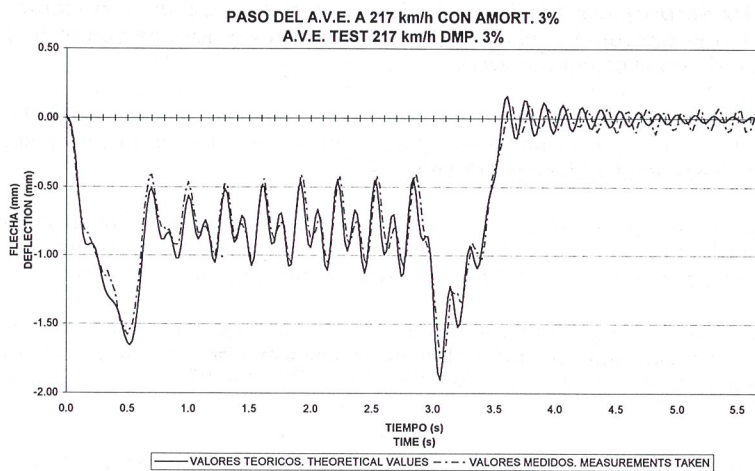


Fig. Nº 30. Desplazamiento en centro de vano 2.
Fig. No. 30. Deflection of span 2 centre.

The maximum deflection peak always appears when the second locomotive crosses the bridge. It is this second locomotive that produces the increase in the impact coefficient. This effect was anticipated in the theoretical model. This is where the dynamic effect lies, since the passage of the second locomotive occurs after the coaches provoke dynamic excitation. This can be seen in any of the deflection graphs.

The behaviour of the two spans is identical when the train passes over the bridge, which confirms the reliability of the measurements and accuracy of the theoretical model.

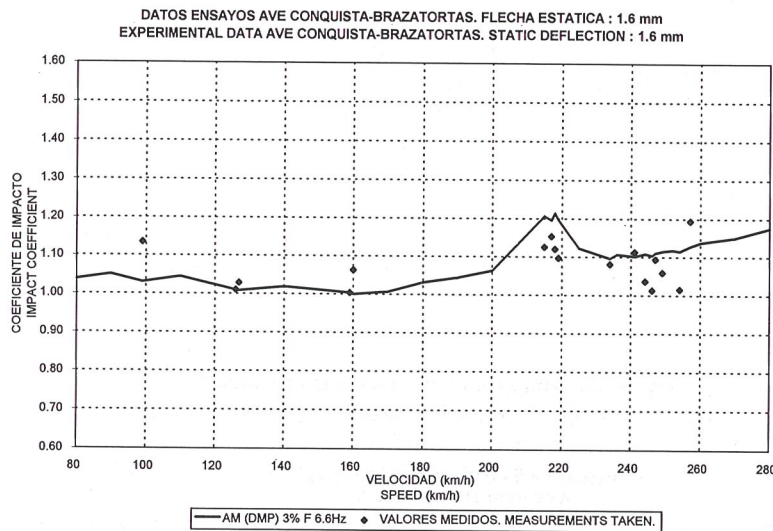


Fig. Nº 31. Valores teóricos y medidos del coeficiente de impacto.
Fig. No. 31. Theoretical values and measurements taken for impact coefficient

The impact coefficient for the speeds recorded is shown in Figure No. 31. The reference static deflection corresponds to the computation performed with the theoretical model that takes a frequency of 6.6 Hz, a damping rate of 3% and quasi-static speed (1 km/h).

Figure No. 32 shows the theoretical predictions for the four possibilities discussed above and superimposes the actual measurement over them. Here, as well, the 6.6 Hz, 3% damping model proves to be the most valid of the four.

6. CONCLUSIONS

The first conclusion obtained from the results is the impossibility of extrapolating the results in tests with different load trains and speeds. The registered dynamic effects have been smaller than the foreseen but it has been demonstrated that they are very sensitive to the involved parameters, overall the speed of the trains. It is needed checking the behaviour of the bridges for a range of speeds nearing the service range of speeds and using the vehicles prepared for the line, especially when the variety of trains is limited.

Because of this, it is important to handle a simple theoretic model able to forecast if highest dynamic amplification is produced in the service range of speeds.

El pico de máximo desplazamiento se produce siempre al paso de la segunda locomotora. Es esta segunda locomotora la que produce el aumento del coeficiente de impacto. Este efecto ya se había previsto en el modelo teórico. El efecto dinámico reside aquí, pues el paso de la segunda locomotora se produce tras la excitación dinámica a que da lugar el paso de los vagones. Cualquiera de los registros de desplazamiento obtenidos da muestras de ello.

El comportamiento de ambos vanos es idéntico ante el paso del tren, lo que garantiza la fiabilidad de las mediciones y la precisión del modelo teórico.

Se muestra en la Figura N°31 el coeficiente de impacto para las velocidades registradas. La flecha estática de referencia corresponde al cálculo realizado con el modelo teórico a 6.6 Hz y el 3% de amortiguamiento para una velocidad cuasiestática (1 km/h).

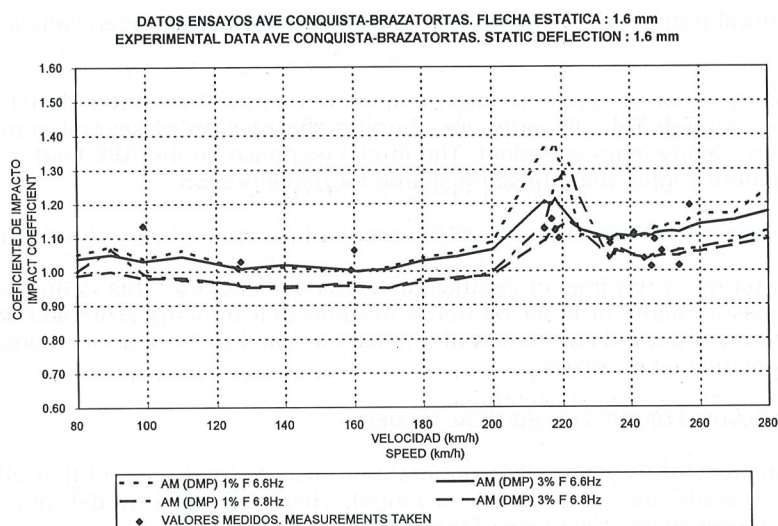


Fig. N° 32. Valores teóricos y medidos del coeficiente de impacto.
Fig. No. 32. Theoretical values and measurements taken for impact coefficient.

En la Figura N°32 se indica la predicción teórica para las cuatro posibilidades ya comentadas y se superpone la medición real. De nuevo se confirma la validez del modelo de 6.6 Hz y de 3% de amortiguamiento.

6. CONCLUSIONES

La primera deducción que se desprende del análisis de los registros obtenidos es la imposibilidad de extrapolar los resultados obtenidos en pruebas en las que se utilicen trenes de cargas con distinta geometría y circulando a velocidades muy diferentes. Los efectos dinámicos registrados, aunque de menor magnitud que la esperada, han demostrado ser muy sensibles a la variación de los parámetros en juego, y de forma fundamental a la velocidad de paso del tren de cargas. Resulta inexcusable la necesidad de comprobar el comportamiento de los puentes ante el paso de los trenes en un rango de velocidades lo más cercano posible al intervalo de velocidades de servicio, y con los vehículos que se utilizarán en la línea, máxime si se tiene en cuenta la pequeña variedad de dichos trenes en las líneas de Alta Velocidad.

En ese sentido, es necesario destacar la importancia de manejar un modelo teórico sencillo, capaz de predecir si la velocidad de máxima amplitud dinámica se encuentra en el mencionado intervalo de velocidades.

En cuanto al caso concreto del estudio realizado, es posible extraer las siguientes conclusiones:

6.1. RESPECTO A LOS RESULTADOS MEDIDOS.

- Los valores obtenidos para el coeficiente de impacto son, en todos los casos, muy inferiores a los de proyecto.
- Los valores obtenidos para el coeficiente de impacto se aproximan a los especificados por la British Standard, que ofrece el resultado menos conservador para el caso que nos ocupa (luz de 25.2 m). La expresión de la S.I.A.(10) queda ligeramente por encima, mientras que los valores que se deducen de la Instrucción Española y de la señalada por la U.I.C. quedan claramente por encima.
- Los valores de aceleración tanto en la estructura como en la traviesa son inferiores a los límites especificados por la U.I.C.

6.1. WITH RESPECT TO THE EXPERIMENTAL RESULTS.

- The values obtained for the impact coefficient are, in all cases, much smaller than those engineered.
- The values obtained for the impact coefficient are close to those specified in the British Standard, that indicates the lower value in this case (span = 25.2 m). The S.I.A. (10) value is a little higher and the specified in Spanish Standard and U.I.C. Standard are clearly higher.
- The acceleration values in both the structure and the sleeper are lower than the limits specified by the U.I.C. standard.

6.2. WITH RESPECT TO FITTING DATA TO PREDICTIONS.

- The prior estimates of natural frequency for the deck fit reasonably well to the mean values recorded during the trial.
- There is an obvious disparity between apparent deck damping during the AVE test and that observed when free vibration analysis was performed. This disparity corroborates the opinion of several authors who deem that damping and amplitude are clearly interdependent. The forced response (in the AVE test) reaches amplitudes of around one order of magnitude higher than those measured for free vibration.
- The theoretical and experimental deflection graphs in the centre of the span fit very closely in all cases.
- The comparison of fit in terms of the impact coefficient is less satisfactory. This is due both to the difficulty involved in taking the measurements (it must be borne in mind that the largest impact coefficients recorded involve deflection differences of around two tenths of a millimetre) and to the extreme sensitivity of the system to parameters that are most difficult to assess.

6.3. WITH RESPECT TO THE VALIDATION OF THE THEORETICAL MODEL.

- Given the extreme sensitivity of the system, it is preferable to use a simple model that allows for parametric approximations (varying specific data within a given range). This makes the model much more flexible and makes it possible to take the actual specifications of the structure into account.

7. REFERENCES

1. B.S. 5400. "STEEL, CONCRETE AND COMPOSITE BRIDGES. PART 2. SPECIFICATION FOR LOADS". British Standard Institution. 1978.
2. "INSTRUCCION RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE FERROCARRIL". Ministerio de Obras Públicas. 1975.
3. "CHARGES A PRENDRE EN CONSIDERATION DANS LE CALCUL DES PONTS-RAIL". 776-1 R. Union Internationale de Chemins de Fer. 1979.
4. Alarcón, E.; Alvarez, R.; Doblaré, M.; Molina, J. "INTERACCION DINAMICA VEHICULO-VIA-ESTRUCTURA-CIMIENTO EN PUENTES DE FERROCARRIL". *Anales de la Ingeniería Mecánica*. Año 1. No. 1. 1983.
5. Alvarez, R. "INTERACCION DINAMICA VEHICULO-VIA-ESTRUCTURA EN PUENTES DE FERROCARRIL". Tesis Doctoral. E.T.S.I. Industriales. U.P.M. 1984.
6. López del Hierro, E.; Benito, J.J.; Gallego, J.; Alvarez, R. "EFECTOS DINAMICOS EN PUENTES. VARIACION DEL COEFICIENTE DE IMPACTO". *Hormigón y Acero*. No. 193. Madrid. 1994.
7. Hacar, M.A.; Alarcón, E. "ELEMENTOS DE LA DINAMICA APLICADA A LAS ESTRUCTURAS". 1972.
8. Harris, Cyril M. "SHOCK AND VIBRATION HANDBOOK". McGraw Hill. New York. 1988.
9. Ramondenc, P. "LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES PONTS-RAILS. APPLICATION AU CAS DE LA GRANDE VITESSE". París. 1990.
10. S.I.A. 160. "NORME CONCERNANT LES CHARGES, LA MISE EN SERVICE ET LA SURVEILLANCE DES CONSTRUCTIONS". Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes. Zurich. 1970.
11. Alarcón, E. "EFECTOS DINÁMICOS EN LOS PUENTES". Tesis Doctoral. E.T.S.I. Caminos (1970)
12. Cartagena, J.J. "CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE PUENTES DE HORMIGON PARA LINEAS DE ALTA VELOCIDAD FERROVIARIA". *Informes de la Construcción*. Vol 44. No. 420. 1992.

6.2. RESPECTO AL AJUSTE CON LAS PREVISIONES.

- Las estimaciones previas de frecuencia propia del tablero se ajustan de forma razonable a la media de las registradas en el ensayo.
- Se observa una clara disparidad entre el amortiguamiento aparente del tablero durante el ensayo AVE y el observado mediante el análisis de la vibración libre. Tal disparidad corrobora la opinión de diversos autores que señalan una clara dependencia entre el amortiguamiento y la amplitud. La respuesta forzada (en el ensayo AVE) alcanza amplitudes de un orden de magnitud superiores a las medidas en vibración libre.
- Los registros teórico y medido de desplazamientos en el centro de vano se ajustan con gran precisión en todos los casos.
- La comparación en términos de coeficiente de impacto no resulta tan ajustada. Ello se debe tanto a las dificultades de medida (piénsese que los mayores coeficientes de impacto registrados suponen diferencias de flechas en torno a dos décimas de milímetro) como a la extrema sensibilidad del sistema ante parámetros de difícil evaluación.

6.3. RESPECTO A LA VALIDACION DEL MODELO TEORICO.

- Dada la extrema sensibilidad del sistema, resulta preferible un modelo simple que permita aproximaciones paramétricas (hacer variar datos concretos en un rango determinado). El modelo resulta, de esta forma, mucho más flexible, y consigue recoger las características reales de la estructura.

7. REFERENCIAS

1. B.S. 5400. "STEEL, CONCRETE AND COMPOSITE BRIDGES. PART 2. SPECIFICATION FOR LOADS". British Standard Institution. 1978.
2. "INSTRUCCION RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE FERROCARRIL". Ministerio de Obras Públicas. 1975.
3. "CHARGES A PRENDRE EN CONSIDERATION DANS LE CALCUL DES PONTS-RAIL". 776-1 R. Union Internationale de Chemins de Fer. 1979.
4. Alarcón, E.; Alvarez, R.; Doblaré, M.; Molina, J. "INTERACCION DINAMICA VEHICULO-VIA-ESTRUCTURA-CIMIENTO EN PUENTES DE FERROCARRIL". *Anales de la Ingeniería Mecánica*. Año 1. Nº1. 1983.
5. Alvarez, R. "INTERACCION DINAMICA VEHICULO-VIA-ESTRUCTURA EN PUENTES DE FERROCARRIL". Tesis Doctoral. E.T.S.I. Industriales. U.P.M. 1984.
6. López del Hierro, E.; Benito, J.J.; Gallego, J.; Alvarez, R. "EFECTOS DINAMICOS EN PUENTES. VARIACION DEL COEFICIENTE DE IMPACTO". *Hormigón y Acero*. Nº193. Madrid. 1994.
7. Hacar, M.A.; Alarcón, E. "ELEMENTOS DE LA DINAMICA APLICADA A LAS ESTRUCTURAS". 1972.
8. Harris, Cyril M. "SHOCK AND VIBRATION HANDBOOK". McGraw Hill. New York. 1988.
9. Ramondenc, P. "LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES PONTS-RAILS. APPLICATION AU CAS DE LA GRANDE VITESSE". París. 1990.
10. S.I.A. 160. "NORME CONCERNANT LES CHARGES, LA MISE EN SERVICE ET LA SURVEILLANCE DES CONSTRUCTIONS". Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes. Zurich. 1970.
11. Alarcón, E. "EFECTOS DINÁMICOS EN LOS PUENTES". Tesis Doctoral. E.T.S.I. Caminos (1970)
12. Cartagena, J.J. "CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE PUENTES DE HORMIGON PARA LINEAS DE ALTA VELOCIDAD FERROVIARIA". *Informes de la Construcción*. Vol 44. Nº420. 1992.

Relación de Personal Titulado

Arquitectos

Jalvo García, Jaime
Luzón Cánovas, José M^a

Ingenieros de Caminos

Acón Robleda, Miguel Angel
Calavera Ruiz, José
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
Cuesta Martín, José Ignacio
Díaz Lozano, Justo
Fernández Gómez, Jaime Antonio
González González, Juan José
González Valle, Enrique
Hostalet Alba, Francisco
Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jordán de Urrés de la Riva, Jorge
Ley Urzaiz, Jorge
Penón Molins, Eduardo
Rodríguez Escribano, Raul Rubén
Rodríguez Moragón, Julio
Sanz Pérez, Lorenzo
Sirvent Sirvent, Enrique
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen
Verges Coll, David

Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

Ingenieros Industriales

Alvarez Cabal, Ramón Amado
Arroyo Arroyo, José Ramón
Bueno Bueno, Jorge
Durán Boldova, José Miguel
Santos Olalla, Francisco
Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Telecomunicación

San José Arribas, José

Licenciados en Ciencias Geológicas

Blanco Zorroza, Alberto
Massana Milá, Joan
Rodríguez Duque, Josu

Licenciados en Ciencias Químicas

Grandes Velasco, Sylvia María
López Sánchez, Pedro
Morgado Sánchez, José Carlos

Licenciada en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Arquitectos Técnicos

Cervera García, Eduardo
Custodio Sánchez, José M^a
Díez García, Francisco Javier
Fuente Rivera, Jesús de la
Miranda Valdés, Javier
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel

Diplomado en Informática

Escudero Leiva, Juan Manuel

Ingenieros Técnicos Industriales

Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio
González Carmona, Manuel
Madueño Morafío, Antonio
Sánchez Orgaz, Miguel Angel

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Aranda Cabezas, Lluís
Blanco García, Fernando
Carrero Crespo, Rafael
Esteban García, Juan José
Galán de Cáceres, M^a del Puerto
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Mata Soriano, Juan Carlos
Montiel Sánchez, Ernesto
Muñoz Mesto, Angel
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Vicente, Andrés

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Carreras Ruiz, Francisco
García Martín, M^a Mercedes
Molero Vicente, M^a Isabel

Profesores Mercantiles

González Alvarez, Vicente
Sampedro Portas, Arturo

Técnico en Administración de Empresas

González del Olmo, M^a de la Peña de F.

Técnico en Informática

García Rodríguez, Juan Tomás

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

Topógrafo

Alquézar Falceto, Ricardo

CUADERNOS INTEMAC



CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo.

Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

• Tarifa de suscripción anual 2.800 ptas.

ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno Nº 23

“Cálculo de estructuras de hormigón frente al fuego”.

Autor: **J. M^o. IZQUIERDO BERNALDO DE QUIROS**.
Ingeniero de Caminos.

Cuaderno Nº 24

“Modelo numérico de simulación dinámica para puentes de ferrocarril sometidos a tráfico de alta velocidad”.

Autores: **Prof. Ramón ALVAREZ**.
Dr. Ing. Industrial.

J. DIAZ LOZANO.

Ing. Caminos.
Prof. J. FERNANDEZ GOMEZ.
Dr. Ing. Caminos.
J. LEY.

Ing. Caminos.
Julián SANTOS MESA.

Ing. Caminos.
Francisco SANTOS OLALLA.
Ing. Industrial.

CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

Cuaderno Nº 25

“Detección de la resistencia del hormigón en obra mediante la extracción de microprobetas testigo de hormigón endurecido”.

Autor: **Francisco HOSTALET ALBA**.

Dr. Ingeniero de Caminos.

Cuaderno Nº 26

“Evaluación de la aplicación del método de los pórticos virtuales al cálculo de flechas instantáneas y diferidas en forjados sin vigas”.

Autores: **Prof. J. CALAVERA RUIZ**.

Dr. Ing. Caminos.
Luis GARCIA DUTARI.
Dr. Ing. Caminos.

VIDEOS TECNICOS



INTEMAC, dentro de sus actividades en el campo de la formación, ha iniciado la edición de una serie de VIDEOS TECNICOS, analizando distintos campos de la construcción.

SERIE OBRAS DE HORMIGON EN MASA, ARMADO Y PRETENSADO.

REFERENCIA	TITULO	CONTENIDO	DURACION	PRECIO
Nº 8801 (1)	FABRICACION Y ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGON	Contempla, de forma completa y detallada, el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, medida de consistencia con el cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión.	27 min.	80.000 ptas* IVA INCLUIDO

EN PREPARACION

REFERENCIA	TITULO	REFERENCIA	TITULO
Nº 8802 (2)	MUESTREO Y ENSAYO DE ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO	Nº 9002 (6)	EJECUCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON (II)
Nº 8901 (3)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A FLEXION SIMPLE...	Nº 9101 (7)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A ESFUERZO CORTANTE
Nº 8902 (4)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A COMPRESION	Nº 9102 (8)	PIEZAS DE HORMIGON PRETENSADO SOMETIDAS A FLEXION SIMPLE
Nº 9001 (5)	EJECUCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON (I)		

* PRECIO para entregas dentro del territorio español

BOLETIN BIBLIOGRAFICO

BOLETIN BIBLIOGRAFICO 9207
SERVICIO DE DOCUMENTACION

INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

El BOLETIN BIBLIOGRAFICO incluye:

- Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo.

- Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera.

- Secciones de Bibliografía y Cursos.

- Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.

- Tarifa de suscripción anual (6 números) 18.000 ptas.

CONSULTAS E INFORMES BIBLIOGRAFICOS

INFORMES BIBLIOGRAFICOS
SERVICIO DE DOCUMENTACION

EL INSTITUTO tiene un SERVICIO DE DOCUMENTACION, que pone a su disposición y que le puede informar sobre cualquier tema relacionado con la Edificación, Instalaciones, Obra Civil y Urbanismo. Se efectúan CONSULTAS BIBLIOGRAFICAS sobre cualquiera de los temas indicados anteriormente, de acuerdo con las siguientes tarifas:

Apertura de expediente	2.000 ptas.
Cantidad a abonar por referencia	60 ptas.
Cantidad a abonar por hoja de fotocopia de documento	20 ptas.

Además de la Consulta Bibliográfica correspondiente, el INFORME BIBLIOGRAFICO contiene un breve documento redactado por un especialista en el tema, miembro de INTEMAC, con una serie de recomendaciones sobre la Bibliografía básica, así como los comentarios correspondientes.

Tarifa correspondiente al Informe Bibliográfico: 15.000 ptas. más la tarifa de la consulta.

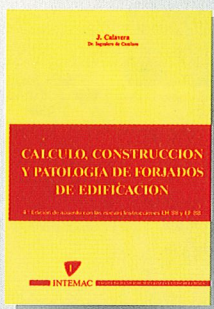
ARTICULOS TECNICOS

ARTICULOS TECNICOS
SERVICIO DE DOCUMENTACION

INTEMAC dispone de una amplia serie de trabajos publicados por nuestros técnicos en diferentes revistas. A continuación incluimos la lista de los últimos. Si está Vd. interesado, solicite relación completa de títulos.

- INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD Y LA CUANTÍA DE COSIDO EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS PIEZAS COMPUESTAS SOLICITADAS A FLEXIÓN
Enrique González Valle; Jaime Gálvez Ruiz; Luis García Dutari; Ramón Álvarez Cabal.
- EL HORMIGON DE ALTA RESISTENCIA (HSC): LAS CARACTERÍSTICAS QUE CONDICIONAN EL CALCULO ESTRUCTURAL. Enrique González Valle.
- LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS DE INFORMACIÓN EN LAS OBRAS. Adolfo Delibes Liniers.
- INVESTIGACIÓN SOBRE REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO DAÑADAS POR CORROSIÓN DE ARMADURAS. Adolfo Delibes Liniers; Jaime Fernández Gómez.
- HORMIGONADO EN CONDICIONES METEOROLÓGICAS ADVERSAS: ESTUDIO DE LOS ACCIDENTES OCURRIDOS DURANTE EL HORMIGONADO DE UN TABLERO POSTENSADO. Adolfo Delibes Liniers; Jaime Fernández Gómez; Miguel Ángel Acón Robleña.
- LA INFLUENCIA DEL DIAGRAMA TENSION DEFORMACIÓN EN EL CÁLCULO A FLEXIÓN DE SECCIONES REALIZADAS CON HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA. Enrique González Valle; José M^o Izquierdo; Bernaldo de Quirós.
- EFFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES. VARIACION DEL COEFICIENTE DE IMPACTO. Enrique López del Hierro Fernández; Juan José Benito Muñoz; Javier Gallego Valarde; Ramón Álvarez Cabal.
- CUBIERTAS METÁLICAS DE GRAN LUZ. Mercedes Gómez Álvarez; Justo Díaz Lozano; Ramón Álvarez Cabal.
- LA INSPECCION Y ENSAYO. ORGANIZACIONES DE CONTROL DE CALIDAD Y LABORATORIOS. José Calavera Ruiz.

P. V. P. 300 ptas. / ejemplar.



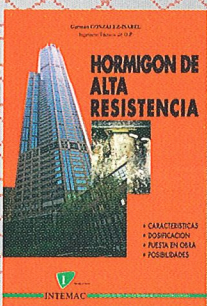
CÁLCULO, CONSTRUCCIÓN Y PATOLOGÍA DE FORJADOS DE EDIFICACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

4ª Edición (1988)

- 678 páginas
- Encuadernación en guaflex

Precio: 7.900 Pta.

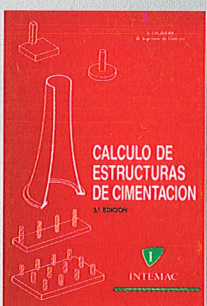


HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

G. GONZÁLEZ-ISABEL
(Ingeniero Técnico de O. P.)

- 316 páginas
- Encuadernación en guaflex

Precio: 6.500 Pta.



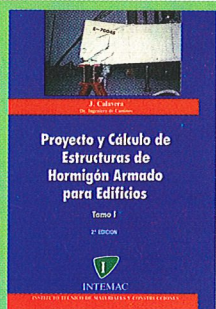
CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

3ª Edición (1991)

- 418 páginas

Precio: 8.000 Pta.

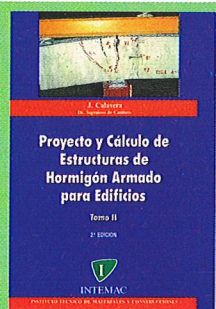


PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS (TOMO I)

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

2ª Edición (1991)

- Tomo I - Cálculo de esfuerzos
- 568 páginas
- Encuadernación en guaflex



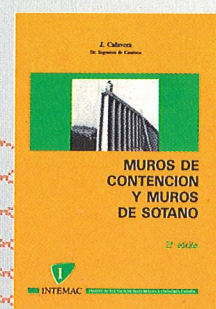
PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS (TOMO II)

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

2ª Edición (1991)

- Tomo II - Dimensionamiento y detalles constructivos
- 871 páginas
- Encuadernación en guaflex

Precio obra completa: 17.500 Pta.



MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SOTANO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

2ª Edición (1989)

- 307 páginas
- Encuadernación en guaflex

Precio: 7.000 Pta.



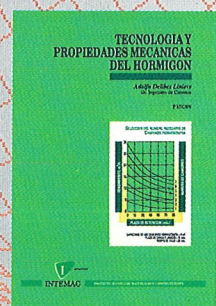
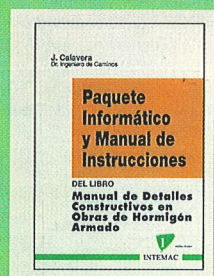
MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- 506 páginas, tamaño UNE A-4 • 210 detalles constructivos • 210 páginas de comentarios y recomendaciones • Encuadernación en guaflex

Precio: - Libro: 16.000 Pta. - Paquete informático: 30.000 Pta. (Manual de Instrucciones y Disquetes)

El libro y el programa se venden por separado



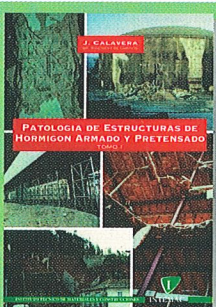
TECNOLOGÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

A. DELIBES (Dr. Ingeniero de Caminos)

2ª Edición (1993)

- 396 páginas
- Encuadernación en guaflex

Precio: 7.500 Pta.

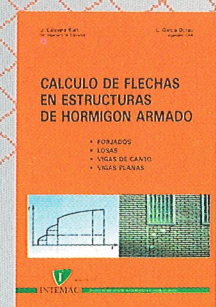
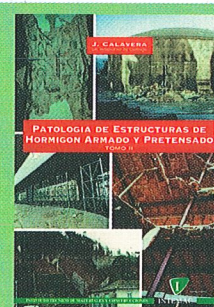


PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- Tomo I - Capítulos 1 a 12 • Tomo II - Atlas de fisuras - Ábacos de cálculo
- 680 páginas • 231 fotografías • 258 figuras • 118 referencias bibliográficas
- Encuadernación en guaflex

Precio de la obra completa: 16.000 Pta.



CÁLCULO DE FLECHAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

L. GARCÍA DUTARI (Ingeniero Civil)

• 336 páginas

- 312 tablas de comprobación de Forjados, Losas, Vigas de Canto y Vigas Planas
- Un disquete conteniendo tres programas informáticos de Cálculo de Flechas, para secciones de forma cualquiera
- Encuadernación en guaflex

Precio: 7.400 Pta. (Libro más paquete Informático)