

# Documentos complementarios no contradictorios para la aplicación de los Eurocódigos para el cálculo de puentes de Ferrocarril



GOBIERNO  
DE ESPAÑA

MINISTERIO  
DE FOMENTO

SECRETARÍA DE ESTADO  
DE INFRAESTRUCTURAS,  
TRANSPORTE Y VIVIENDA

SECRETARÍA GENERAL  
DE INFRAESTRUCTURAS

DIRECCIÓN GENERAL  
DE FERROCARRILES

Centro virtual de publicaciones del Ministerio de Fomento:  
[www.fomento.gob.es](http://www.fomento.gob.es)

Catálogo de publicaciones de la Administración General del Estado:  
<http://publicacionesoficiales.boe.es>

Título de la obra: **Documentos complementarios no contradictorios para la aplicación de los Eurocódigos para el cálculo de Puentes de Ferrocarril.**

Autor/Editor: Dirección General de Ferrocarriles; Centro de Publicaciones, Ministerio de Fomento

Año de edición: 2014

**Edición digital:**

1ª edición electrónica: diciembre 2014

Formato: Pdf

Tamaño: 13,90 MB

NIPO: 161-14-162-9

Edita:

Centro de Publicaciones  
Secretaría General Técnica  
Ministerio de Fomento©

**Aviso Legal** Todos los derechos reservados. Esta publicación no podrá ser reproducida ni en todo, ni en parte, ni transmitida por sistema de recuperación de información en ninguna forma ni en ningún medio, sea mecánico, fotoquímico, electrónico o cualquier otro.



**DOCUMENTOS COMPLEMENTARIOS NO CONTRADICTORIOS  
PARA LA APLICACIÓN DE LOS EUROCÓDIGOS  
PARA EL CÁLCULO DE PUENTES DE FERROCARRIL**

---

## GUÍA PARA EL CÁLCULO DE ESTRUCTURAS SEMIENTERRADAS EN LÍNEAS FERROVIARIAS

|  |     |
|--|-----|
| <b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....   | 8   |
| <b>2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS ESTRUCTURAS SEMIENTERRADAS</b> .....              | 10  |
| 2.1. ANÁLISIS NORMATIVO .....  | 10  |
| 2.2. ANÁLISIS DE LA LAV SEGOVIA-VALLADOLID.....  | 11  |
| 2.2.1. Marcos rectangulares.....   | 11  |
| 2.2.2. Tubo de drenaje.....  | 12  |
| 2.2.3. Pórticos rectangulares.....   | 12  |
| 2.2.4. Pórticos abovedados .....   | 12  |
| 2.3. SELECCIÓN DE ESTRUCTURAS PARA ENSAYOS <i>IN SITU</i> .....                            | 12  |
| <b>3. DISPOSITIVOS DE AUSCULTACIÓN Y CARGAS ACTUANTES</b> .....                            | 13  |
| 3.1. METODOLOGÍA DE AUSCULTACIÓN .....   | 13  |
| 3.2. CARGAS ACTUANTES .....  | 14  |
| <b>4. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN EN UN CASO TÍPICO Y AJUSTE DE UN MODELO NUMÉRICO .</b> | 15  |
| 4.1. ESQUEMA DE AUSCULTACIÓN UTILIZADO .....   | 15  |
| 4.2. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN.....  | 16  |
| 4.3. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS .....  | 18  |
| 4.4. AJUSTE DE UN MODELO NUMÉRICO .....  | 19  |
| 4.4.1. Modelo de emisión.....  | 19  |
| 4.4.2. Modelo de transmisión.....  | 20  |
| 4.4.3. Ajuste de los modelos .....   | 20  |
| 4.4.4. Ajuste de un modelo de transmisión bidimensional.....                               | 21  |
| <b>5. REGLAS DE APLICACIÓN GENERALES</b> .....   | 23  |
| 5.1. COEFICIENTE DE IMPACTO ENVOLVENTE .....   | 23  |
| 5.2. COEFICIENTE DE IMPACTO MEDIANTE EXPRESIONES ANALÍTICAS.....                           | 24  |
| 5.3. ACELERACIÓN BAJO LA CAPA DE BALASTO.....  | 25  |
| <b>ANEXO 1. REVISIÓN DE PROYECTOS Y ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE ESTRUCTURAS</b> .....          | 26  |
| <b>ANEXO 2. CAMPAÑA DE AUSCULTACIÓN. RESULTADOS</b> .....                                  | 50  |
| <b>ANEXO 3. MODELO DE REFERENCIA Y MÉTODO DE AJUSTE</b> .....                              | 89  |
| <b>ANEXO 4. ESTUDIO PARAMÉTRICO</b> .....  | 98  |
| <b>ANEXO 5. DIFUSIÓN DE LOS RESULTADOS</b> .....   | 112 |

## ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS FERROVIARIAS CON VÍA EN PLACA

|  |     |
|--|-----|
| <b>1. RESUMEN Y MARCO DE REFERENCIA</b> .....  | 115 |
| <b>2. ANÁLISIS DE LOS ELS EN ESTRUCTURAS E INTERACCIÓN LONGITUDINAL VÍA-ESTRUCTURA</b> ..... | 116 |
| 2.1. INTRODUCCIÓN .....  | 116 |

|  |            |
|--|------------|
| 2.1.1. Motivación.....   | 116        |
| 2.1.2. Antecedentes.....   | 116        |
| 2.1.3. Alcance .....   | 116        |
| 2.2. REVISIÓN DE LIMITACIONES EN LOS ELS EN ESTRUCTURAS CON VÍA EN PLACA .....               | 117        |
| 2.2.1. Limitaciones a verificar .....  | 117        |
| 2.2.2. Método de cálculo .....   | 118        |
| 2.2.3. Resultados 1. Limitaciones en función del tipo de vía .....                           | 119        |
| 2.2.4. Resultados 2. Análisis comparativo .....  | 122        |
| 2.2.5. Conclusiones del análisis de Estado Límite de Servicio .....                          | 123        |
| 2.3. ANÁLISIS DE INTERACCIÓN LONGITUDINAL DE VÍA-ESTRUCTURA EN EL CASO DE VÍA EN PLACA ..... | 124        |
| 2.3.1. Leyes de comportamiento longitudinal.....   | 124        |
| 2.3.2. Limitaciones a verificar .....  | 127        |
| 2.3.3. Casos de estudio .....  | 127        |
| 2.3.4. Resultados del análisis de la interacción longitudinal.....                           | 129        |
| 2.3.5. Conclusiones del análisis de interacción longitudinal.....                            | 132        |
| 2.4. CONCLUSIONES GENERALES PARA VIADUCTOS CON VÍA EN PLACA.....                             | 132        |
| 2.4.1. Interacción longitudinal vía-estructura.....  | 132        |
| 2.4.2. Limitaciones de ELS .....   | 133        |
| <b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>   | <b>134</b> |

**EVALUACIÓN DE LAS OBRAS DE PASO EXISTENTES  
FRENTE AL PASO DE LOS TRENES DE REFERENCIA  
(CATEGORÍAS DE LÍNEA EN Y TRENES ESPECIALES)**

|  |            |
|--|------------|
| <b>1. OBJETO .....</b>   | <b>136</b> |
| <b>2. CONTEXTO: SISTEMA DE GESTIÓN DE OBRAS DE PASO .....</b>  | <b>137</b> |
| 2.1. ENUNCIADO .....   | 137        |
| 2.2. EL MANTENIMIENTO EN SU CONTEXTO. CONCEPTO $R(t) - S(t)$ .....   | 137        |
| 2.3. CONTENIDO MÍNIMO DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE OBRAS DE PASO .....  | 139        |
| <b>3. CONSIDERACIONES PREVIAS AL PLANTEAMIENTO DE CRITERIOS DE COMPROBACIÓN .....</b>  | <b>140</b> |
| 3.1. GENERALIDADES.....  | 140        |
| 3.2. IMPORTANCIA DE LOS DATOS HISTÓRICOS.....  | 141        |
| <b>4. NIVELES DE ANÁLISIS .....</b>  | <b>144</b> |
| <b>5. APROXIMACIÓN INICIAL RELATIVISTA POR COMPARACIÓN DE LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS AL PASO DEL TREN DE CARGAS VIGENTE Y EL DE REFERENCIA.....</b>                    | <b>146</b> |
| 5.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....  | 146        |
| 5.2. FORMULACIÓN DE LA PROPUESTA.....  | 146        |
| <b>6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PROGRESIVO .....</b>  | <b>150</b> |
| 6.1. NIVEL 1. TRENES DE CARGA Y FORMATOS DE SEGURIDAD DE OBRA NUEVA, CON CÓDIGOS ESTRUCTURALES VIGENTES .....  | 151        |
| 6.2. NIVEL 2. TREN DE REFERENCIA EN ESTUDIO Y FORMATOS DE SEGURIDAD AJUSTADOS A OBRAS EXISTENTES, CON MATERIALES IDEALIZADOS .....                                   | 151        |
| 6.3. NIVEL 3. TREN DE REFERENCIA EN ESTUDIO Y FORMATOS DE SEGURIDAD AJUSTADOS A OBRAS EXISTENTES, CON DATOS DE MATERIALES ACTUALIZADOS TRAS INSPECCIÓN ESPECIAL..... | 153        |
| 6.4. NIVEL 4. TREN DE REFERENCIA EN ESTUDIO, MATERIALES ACTUALIZADOS TRAS INSPECCIÓN ESPECIAL Y PLANTEAMIENTO PROBABILISTA .....                                     | 153        |
| <b>7. VALIDACIÓN CUALITATIVA.....</b>  | <b>154</b> |
| <b>8. CONSIDERACIONES RELATIVAS AL COMPORTAMIENTO EN SERVICIO, COMODIDAD Y SEGURIDAD DE LAS CIRCULACIONES Y DEL USUARIO .....</b>                                    | <b>155</b> |
| <b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>   | <b>156</b> |

---

**CÁLCULO DINÁMICO DE PUENTES PARA LAS ACCIONES  
DEL TRÁFICO FERROVIARIO**

|  |     |
|--|-----|
| <b>1. INTRODUCCIÓN. ACCIÓN DEL TRÁFICO FERROVIARIO SOBRE LOS PUENTES</b> ..... | 159 |
| <b>2. RESPUESTA DINÁMICA A UNA CARGA MÓVIL</b> .....                           | 163 |
| 2.1. SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA .....                    | 163 |
| <b>3. MÉTODOS DE CÁLCULO DINÁMICO PARA TRÁFICO FERROVIARIO</b> .....           | 167 |
| 3.1. CÁLCULO ESTÁTICO Y FACTOR DINÁMICO DE IMPACTO.....                        | 167 |
| 3.2. CÁLCULO DINÁMICO CON CARGAS MÓVILES.....                                  | 168 |
| 3.3. IMPRONTA DINÁMICA.....  | 171 |
| 3.4. INTERACCIÓN VEHÍCULO-ESTRUCTURA .....                                     | 174 |
| <b>4. ALGUNOS CONDICIONANTES BÁSICOS DE LA RESPUESTA DINÁMICA</b> .....        | 177 |
| 4.1. TIPOS DE TRENES.....  | 177 |
| 4.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES .....                                      | 178 |
| <b>5. EJEMPLOS DE CÁLCULO</b> .....  | 183 |
| 5.1. EJEMPLO 1 .....   | 183 |
| 5.2. EJEMPLO 2 .....   | 187 |
| <b>6. CONCLUSIONES</b> .....   | 192 |
| <b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....  | 194 |
| <b>ANEJO A. GUÍA DE USUARIO DEL PROGRAMA CALDINTAV</b> .....                   | 196 |
| <b>A1. INTRODUCCIÓN</b> .....  | 196 |
| A1.1. ALCANCE.....   | 196 |
| A1.2. CONCEPTOS BÁSICOS DE DINÁMICA DE ESTRUCTURAS .....                       | 197 |
| A1.3. INSTALACIÓN.....   | 200 |
| <b>A2. TUTORIAL</b> .....  | 201 |
| A2.1. INICIAR PROGRAMA Y DAR NOMBRE AL PROYECTO.....                           | 201 |
| A2.2. DEFINIR PROPIEDADES DEL PUENTE Y SELECCIONAR PUNTOS DE ESTUDIO .....     | 201 |
| A2.3. SELECCIONAR TRENES Y VELOCIDADES .....                                   | 203 |
| A2.4. SELECCIONAR TIPO DE CÁLCULO.....   | 203 |
| A2.5. RESULTADOS.....  | 203 |
| <b>A3. RESULTADOS</b> .....  | 206 |
| A3.1. PUENTE ISOSTÁTICO SIMPLEMENTE APOYADO.....                               | 206 |
| A3.2. PUENTE CONTINUO.....   | 207 |
| <b>A4. OPCIONES AVANZADAS</b> .....  | 208 |
| <b>A5. DEFINIR NUEVOS TRENES</b> .....   | 208 |
| A5.1. CREAR UN NUEVO TREN.....   | 208 |
| A5.2. CARGAR UN TREN YA CREADO .....   | 208 |
| <b>A6. EJEMPLO DE VALIDACIÓN</b> .....   | 209 |
| <b>A7. AYUDA</b> .....   | 211 |
| <b>A.8. BIBLIOGRAFÍA</b> .....   | 211 |

# **GUÍA PARA EL CÁLCULO DE ESTRUCTURAS SEMIENTERRADAS EN LÍNEAS FERROVIARIAS**

---

La realización de este trabajo es el resultado de la colaboración entre la Dirección General de Ferrocarriles del Ministerio de Fomento y el Centro de Modelado en Ingeniería Mecánica (CEMIM) de la Fundación para el Fomento de la Innovación Industrial (F2I2).

La dirección de los trabajos por parte del Ministerio de Fomento, ha correspondido a:

Don Julián Santos Mesa  
Don Antonio Corral Pérez

Por parte del Centro de Modelado en Ingeniería Mecánica (CEMIM) han intervenido las siguientes personas:

Don Enrique Alarcón (Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos)  
Don Alberto Fraile (Doctor Ingeniero Industrial)  
Don Lutz Hermanns (Doctor Ingeniero Civil)  
Don Jaime Vega (Doctor Ingeniero Industrial)  
Don Alfredo Grande (Ingeniero Técnico Industrial)  
Don Víctor Rodríguez (Técnico de Laboratorio)

La acción del tráfico ferroviario sobre las estructuras (puentes, obras de paso y drenaje, etc.) por las que discurre, se traduce en solicitaciones y deformaciones de naturaleza dinámica que es necesario evaluar correctamente.

Históricamente, la complejidad del análisis dinámico y la escasa disponibilidad y alto coste de herramientas informáticas adecuadas ha generalizado el uso de métodos simplificados consistentes en análisis estáticos, complementados con la aplicación de coeficientes de impacto que tengan en cuenta, en cierto modo, los efectos dinámicos de las cargas.

En la última década, el incremento notable de las líneas de alta velocidad en España y la necesidad asociada de proyectar grandes viaductos y obras de paso, ha generalizado el uso del cálculo dinámico, favorecido, sin duda alguna, por una mayor versatilidad y potencia de las herramientas informáticas disponibles.

No obstante, en el caso de pequeñas obras de paso o drenaje, en general, muy numerosas a lo largo de cualquier línea ferroviaria, resulta conveniente simplificar al máximo su cálculo, evitando, en lo posible, los más largos y costosos modelos dinámicos.

Con este objeto, la Dirección General de Ferrocarriles decidió llevar a cabo un estudio sobre el comportamiento dinámico y vibratorio de determinadas estructuras de pequeña luz, situadas bajo vías de ferrocarril, de forma que bajo determinadas condiciones pudiera obviarse el necesario cálculo dinámico.

Dicho estudio fue realizado entre octubre de 2009 y julio de 2010, por el Centro de Modelado en Ingeniería Mecánica (CEMIM), de la Fundación para el Fomento de la Innovación Industrial (F2I2).

El trabajo se estructuró en tres tareas. En primer lugar, con objeto de establecer cotas reales para la tipología estructural, se realizó un análisis de las características geométricas en líneas de ferrocarril existentes. En segundo lugar, se llevó a cabo una campaña de auscultación. En tercer lugar, se plantearon distintos modelos de cálculo, que se calibraron con los resultados de la campaña anterior. Éstos sirven de herramienta para la obtención de fórmulas simplificadas para la obtención del coeficiente de impacto y la aceleración en plataforma.

Los resultados del trabajo se presentan a continuación siguiendo esta misma estructura.

Algunos de los resultados obtenidos han sido publicados en revistas científicas y presentados en congresos. Un anexo recoge una lista detallada de ambos.

En la primera parte de este apartado se analizan las prescripciones existentes en la actualidad para pasos inferiores en líneas de ferrocarril en España. Con objeto de valorar la importancia real de cada infraestructura, este análisis se completa con el estudio estadístico de las estructuras construidas en una línea de alta velocidad (LAV) existente, que además fue proyectada con anterioridad a alguno de los documentos actualmente vigentes. En concreto se analiza la línea que une Segovia y Valladolid.

Como complemento al estudio estadístico se han realizado inventarios y análisis en otras líneas. Éstos se recogen en el anexo 1.

## 2.1. ANÁLISIS NORMATIVO

En la actualidad existen distintas prescripciones relativas a dimensiones en pasos inferiores en vías de ferrocarril, ya sean obras de drenaje, pasos de fauna u otros.

La IGP-2.2 establece que el conducto mínimo es el tubo con un diámetro de 1,8 m (2,0 m en casos en que el organismo competente lo exija). Este podrá ser sustituido por uno de 1,5 m en ocasiones excepcionales, e incluso por uno de 1,2 según se indica en el apartado 4.

Cuando los caudales sean apreciables y la rasante ajustada, se prefiere el marco de 2,5 x 1,5 m. A continuación, por orden de área creciente, se tiene el marco de 2,0 x 2,0 m, el marco de 2,5 x 2,5 m, y el de 6 x 6 m.

La IGP-5.1 define los gálidos a respetar. El horizontal debe ser igual a 2 m más el ancho de plataforma, que tiene un valor mínimo de 6 m en el caso de caminos y de 8 m en el caso de carreteras. Así el gálido horizontal mínimo será de 8 y 10 m respectivamente. El gálido vertical mínimo es de 5,3 m aunque este valor puede reducirse a 5 m excepcionalmente (previa justificación) en el caso de caminos.

La tipología recomendada es el pórtico hasta luces de 10-12 m, por encima de las cuales debe optarse por un puente. La montera debe ser inferior a 5 m. Por encima de este valor deberá justificarse el empleo del pórtico frente a la bóveda

LA IGP-6.1 se ocupa de las dimensiones de los pasos de fauna, que se establecen considerando que deben ser de utilidad para alguno de los tres grupos de vertebrados siguientes:

- Grandes: ungulados y grandes depredadores.
- Medianos: zorro, conejo.
- Pequeños: micromamíferos y anfibios.

Para sus dimensiones hace referencia al documento *Prescripciones técnicas para el diseño de pasos de fauna y vallados perimetrales*, del Ministerio de Medio Ambiente.

La IGP-6.1 contempla además la posibilidad de adecuación de obras de drenaje al paso de fauna. Para optimizar la eficacia, en lo relativo a las dimensiones, proporciona las siguientes directrices.

- Sobredimensionar las obras de drenaje pasando a diámetros de 250-280 cm.
- Priorizar cajones y bóvedas frente a tubos.
- Adecuar una banda lateral en seco.

Según el documento *Prescripciones técnicas para el diseño de pasos de fauna y vallados perimetrales*, las dimensiones mínimas de éstos, según las distintas especies que lo utilizan son:

- Ciervo: 12 × 3,5 (índice apertura = ancho × alto/largo <1,5).
- Jabalí, corzo: 7 × 3,5.
- Pequeños vertebrados: 2 × 2.
- Anfibios: variable (desde 1 × 0,75 m a 2 × 1,5 m) en función de la longitud.

## 2.2. ANÁLISIS DE LA LAV SEGOVIA-VALLADOLID

Con objeto de determinar las dimensiones habituales de los pasos inferiores realmente construidos en las líneas de alta velocidad se ha decidido tomar como muestra el tramo entre Segovia y Valladolid. El ADIF ha proporcionado perfiles y planos de estructuras *as-built* de los distintos tramos de esta línea. Del estudio de esta información se deducen los resultados que se presentan a continuación.

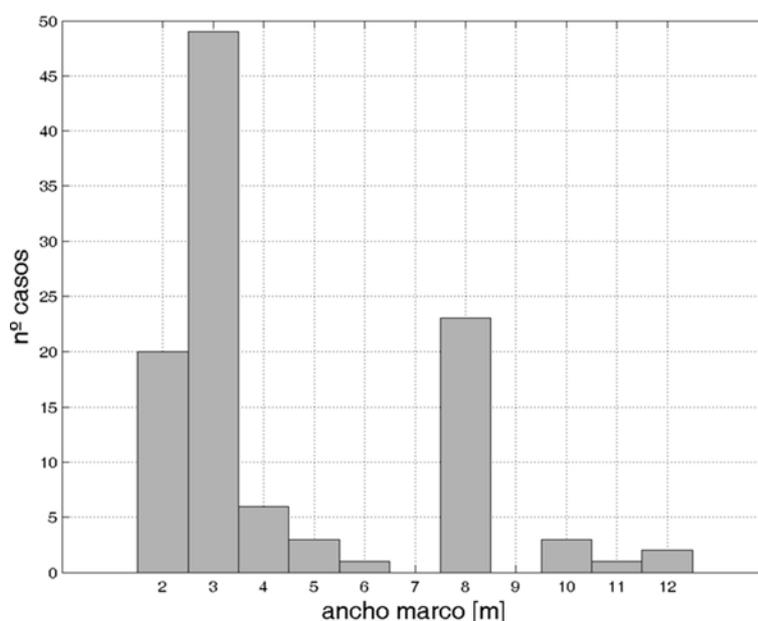
En aproximadamente 91 km se han contabilizado 131 estructuras correspondientes a pasos inferiores, pasos de fauna y obras de drenaje. Por tipologías se tiene:

- 109 marcos rectangulares.
- 5 pórticos bóveda.
- 7 pórticos rectangulares.
- 10 tubos.

### 2.2.1. MARCOS RECTANGULARES

La Figura 2.1 presenta en forma de histograma la distribución de anchos de los pasos con forma de marco rectangular. En él pueden identificarse tres grandes grupos.

Figura 2.1. Histograma de marcos rectangulares en función del ancho



El primero está formado principalmente por estructuras de hasta 3 m de ancho. Se trata fundamentalmente de obras de drenaje y pasos de fauna. Existen algunos pocos ejemplos de ambos

tipos de estructuras con anchos de hasta 6 m, si bien su número es relativamente menor. Estas dimensiones son superiores a las que aparecen en los documentos del punto anterior, pero esto puede explicarse porque el proyecto es anterior a todos ellos.

El segundo está formado por marcos de 8 m. Se trata de pasos inferiores de caminos. El tercer y último grupo está formado por pasos de entre 10 y 12 metros. Se trata de pasos inferiores de carretera y mixtos de carretera y fauna.

### 2.2.2. TUBO DE DRENAJE

De los 10 tubos contabilizados en el tramo, 7 tienen 1,8 m de diámetro, lo que corresponde a lo establecido por la IGP-2-2. El espesor de estos tubos es de 0,18 m, y las monteras varían entre 1 y 6 m.

### 2.2.3. PÓRTICOS RECTANGULARES

Este caso difiere del marco rectangular fundamentalmente en dos aspectos. En primer lugar, las luces son mayores (entre 8 y 12 m). En segundo lugar, los valores de la montera son inferiores.

### 2.2.4. PÓRTICOS ABOVEDADOS

Se trata de estructuras de gran vano (mayores de 12 m) y gran montera (entre 2 y 8 m).

## 2.3. SELECCIÓN DE ESTRUCTURAS PARA ENSAYOS *IN SITU*

La selección se realizó en base a varios criterios. En primer lugar, la facilidad de acceso, que se evaluó durante un viaje de reconocimiento. Se seleccionaron seis marcos rectangulares (ver Cuadro 2.2), y una estructura de cada uno de las otras tipologías (ver Cuadro 2.1). Entre los marcos rectangulares se ha tratado de hacer un barrido de vanos. Además se ha seleccionado un marco de 3 x 3 en el que la montera es bastante importante en relación al tamaño del marco, y excede el límite de aplicabilidad de la IAPF-07 (dicho límite no existe en EN 1991-2). Este marco servirá para comprobar ese límite.

Se plantearon dos tipos de ensayo. En el primero, tipo 1, sólo se instrumenta la estructura. En el segundo, tipo 2, se instrumentaron además algunos elementos de la superestructura (traviesas y carril).

**Cuadro 2.1.** Secciones de medida estudiadas para pórticos y tubos

| Código | Tipo                | Dimensiones | H. tierras [m] | Tipo ensayo |
|--------|---------------------|-------------|----------------|-------------|
| t011   | Tubo                | Ø1,8        | 0,8            | 1           |
| p004   | Pórtico rectangular | 8 x 6,5     | 0,35           | 1           |
| b004   | Pórtico bóveda      | 10,5 x 6,4  | 2              | 1           |

**Cuadro 2.2.** Secciones de medida estudiadas para marcos rectangulares

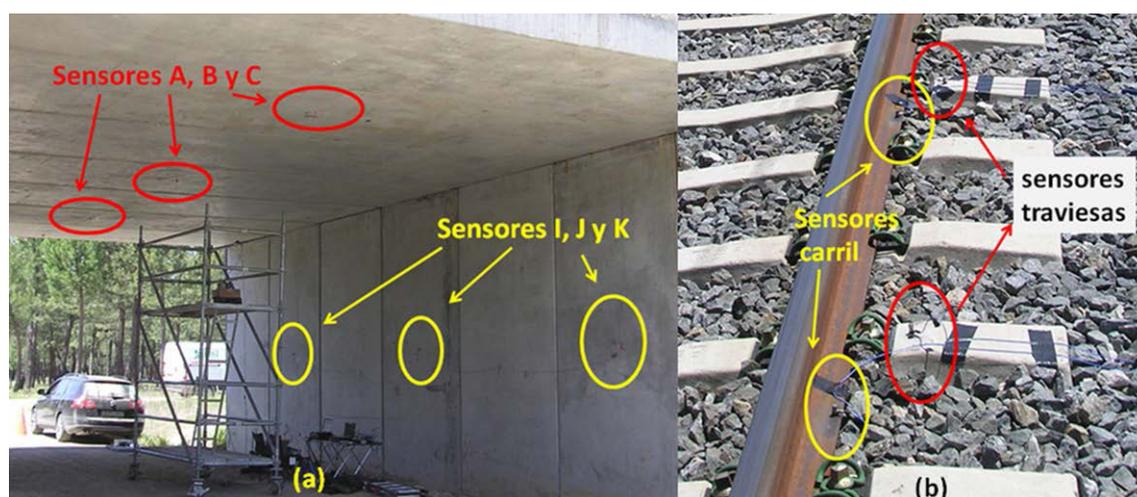
| Código | Dimensiones | H. tierras [m] | Tipo ensayo |
|--------|-------------|----------------|-------------|
| m103   | 2,3 x 1,5   | 0,6            | 1           |
| m023   | 3 x 3       | 0,6            | 2           |
| m038   | 3 x 3       | 3,8            | 1           |
| m003   | 5 x 3       | 1,8            | 1           |
| m030   | 8 x 4,5     | 0,6            | 2           |
| m044   | 10 x 4,8    | 2,55           | 1           |

En este apartado se presenta el esquema de auscultación planteado, además de las cargas actuantes.

### 3.1. METODOLOGÍA DE AUSCULTACIÓN

La auscultación de cada estructura se centró en la medida de aceleraciones en distintos puntos de las estructuras consideradas. En dos de las estructuras, estas se midieron también en puntos de los carriles y traviesas por encima de los mismos (Figura 3.1).

**Figura 3.1.** Disposición de sensores en: a) estructura, b) superestructura

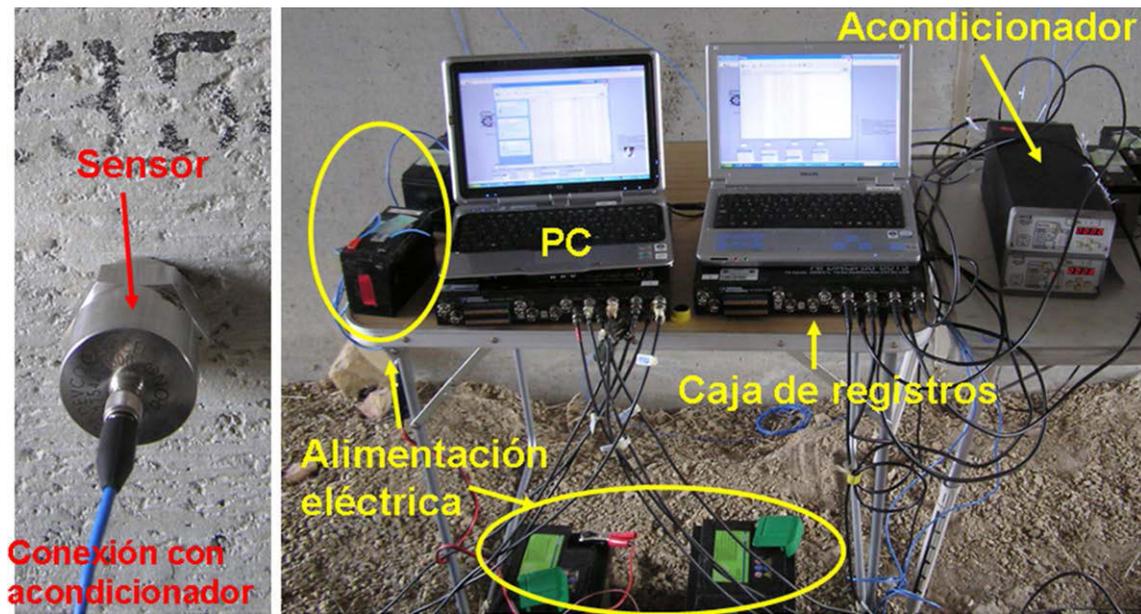


La cadena de medida para obtener la aceleración consta de los siguientes elementos (Figura 3.2):

- Acelerómetro: de tipo piezoeléctrico en todos los casos, y con una sensibilidad adecuada a los niveles de aceleración que se desean medir.
- Acondicionador: recoge la señal del acelerómetro, la filtra y la amplifica.
- Caja de registros: digitaliza y combina las señales provenientes de los distintos sensores.
- PC: controla el funcionamiento de la caja de registros y almacena la información.

Además de estos elementos, es necesario disponer de baterías que alimenten con energía eléctrica todos los elementos de la cadena.

Figura 3.2. Cadena de medida de aceleración

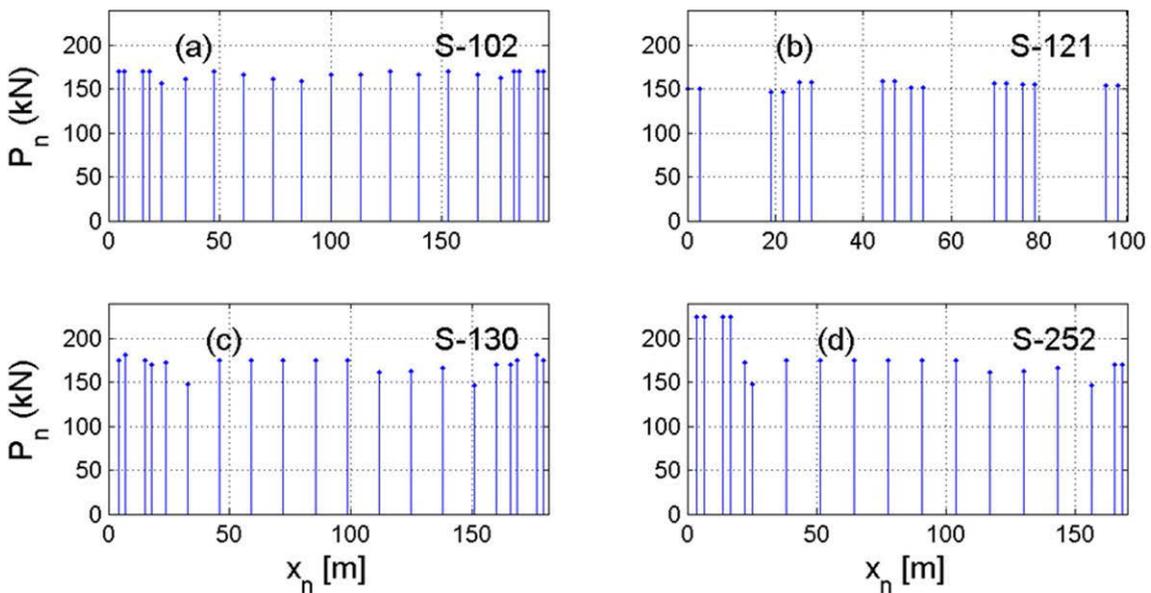


### 3.2. CARGAS ACTUANTES

La línea era transitada por cuatro tipos distintos de trenes de alta velocidad (TAV). Sus cargas nominales por eje así como su distribución espacial se presenta en la Figura 3.3. Los códigos que allí aparecen son los utilizados por RENFE.

Los trenes de la serie 102, 121 y 130 tienen cargas por eje de valor similar, siendo la serie S-252 diferente por tener una cabeza tractora con aproximadamente 220 kN por eje. Además, en esta serie los coches de los trenes tienen ancho variable. Las cabezas tractoras se sustituyen al cambiar el tipo de ancho de la vía.

Figura 3.3. Cargas por eje y distribución espacial para los cuatro trenes que transitaban la LAV Segovia-Valladolid durante la auscultación



En este apartado se presentan los resultados de la auscultación de un marco representativo de aquellos que se han encontrado en mayor proporción en la LAV Segovia-Valladolid. A lo largo de la presentación se subrayaran los resultados que son generalizables al conjunto de las tipologías.

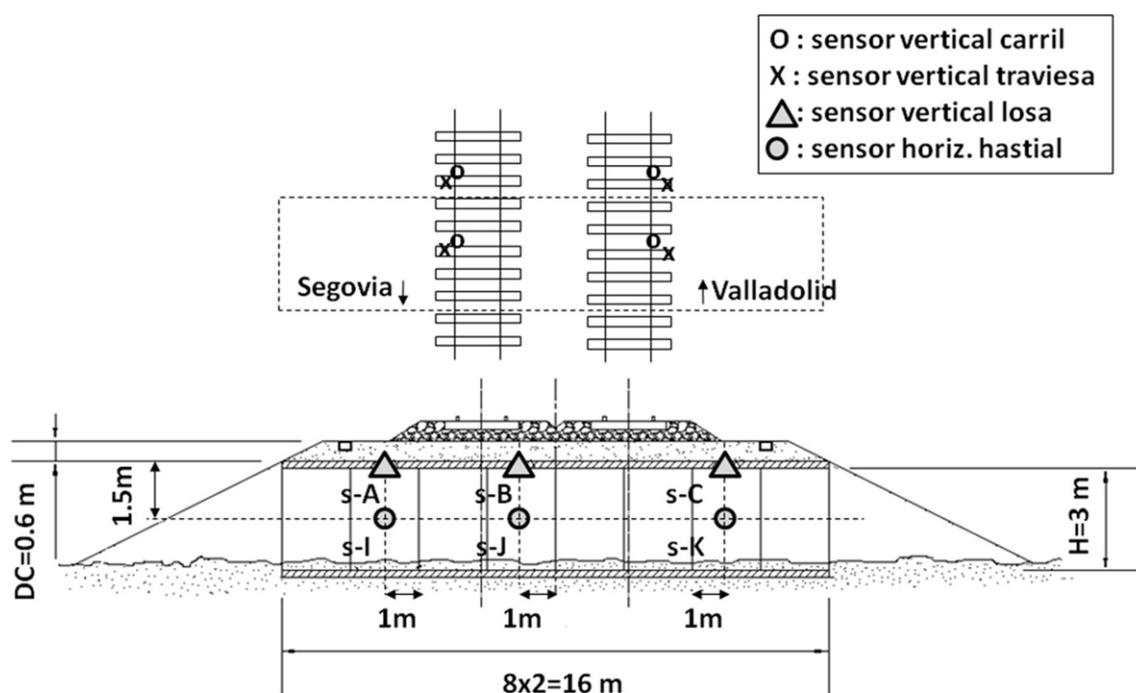
Se trata de un marco cuadrado de  $3 \times 3$  m formado por ocho módulos prefabricados de 2 m de longitud cada uno, teniéndose una longitud total de 16 m. La continuidad estructural se consigue encajando los módulos, que disponen de llaves. La estructura se apoya en una capa de 10 cm de hormigón pobre. El terreno de cimentación es granular de densidad media alta. Los resultados de SPT varía casi linealmente desde 10 a 1 m de profundidad hasta 90 a 5 m.

## 4.1. ESQUEMA DE AUSCULTACIÓN UTILIZADO

Las posiciones de los sensores se presentan en la Figura 4.1. La estructura se ha instrumentado con 6 sensores. Tres de ellos (sensores A, B y C) registran aceleraciones verticales en distintos puntos de la línea de mitad de vano, en la losa superior del marco. Los otros tres (sensores I, J y K) registran aceleraciones horizontales a mitad de altura del hastial.

Los sensores se distribuyeron tratando de cubrir un gran rango de posiciones, en las líneas medias de bloques prefabricados. Más tarde, en gabinete, se interpretaron los resultados teniendo en cuenta las posiciones relativas de los sensores, como se explicará más adelante.

Figura 4.1. Esquema de disposición de sensores en el marco  $3 \times 3$  m



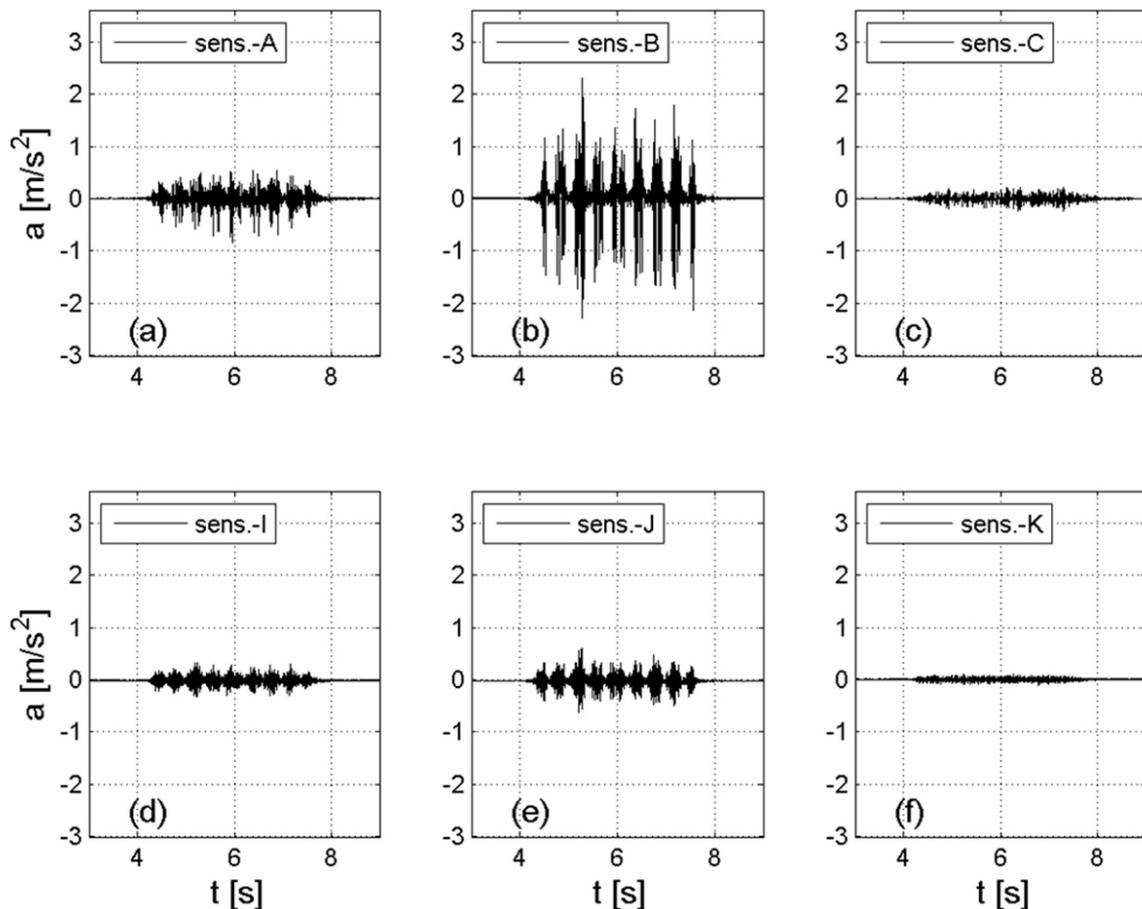
En la superestructura, los sensores se dispusieron verticalmente en varias traviesas y carriles, cerca de las placas de asiento (ver Figura 3.1b) y Figura 4.1). Éstos se dispusieron por pares traviesa-carril, situándose dos de ellos en cada vía. En cada una de ellas, una pareja se situó aproximadamente sobre el centro del vano, y la otra pareja se situó alejada tres traviesas en sentido Valladolid.

## 4.2. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN

En la Figura 4.2 se presenta un ejemplo de registro tomado durante el paso de un tren de la serie 121 en configuración doble circulando a una velocidad de 220 km/h. Los niveles más elevados se midieron en el sensor B, en cuyo registro puede distinguirse el paso de cada eje. Los valores de aceleración pico en la losa superior presentan grandes variaciones en función de la posición del sensor considerado, observándose algo semejante en los hastiales.

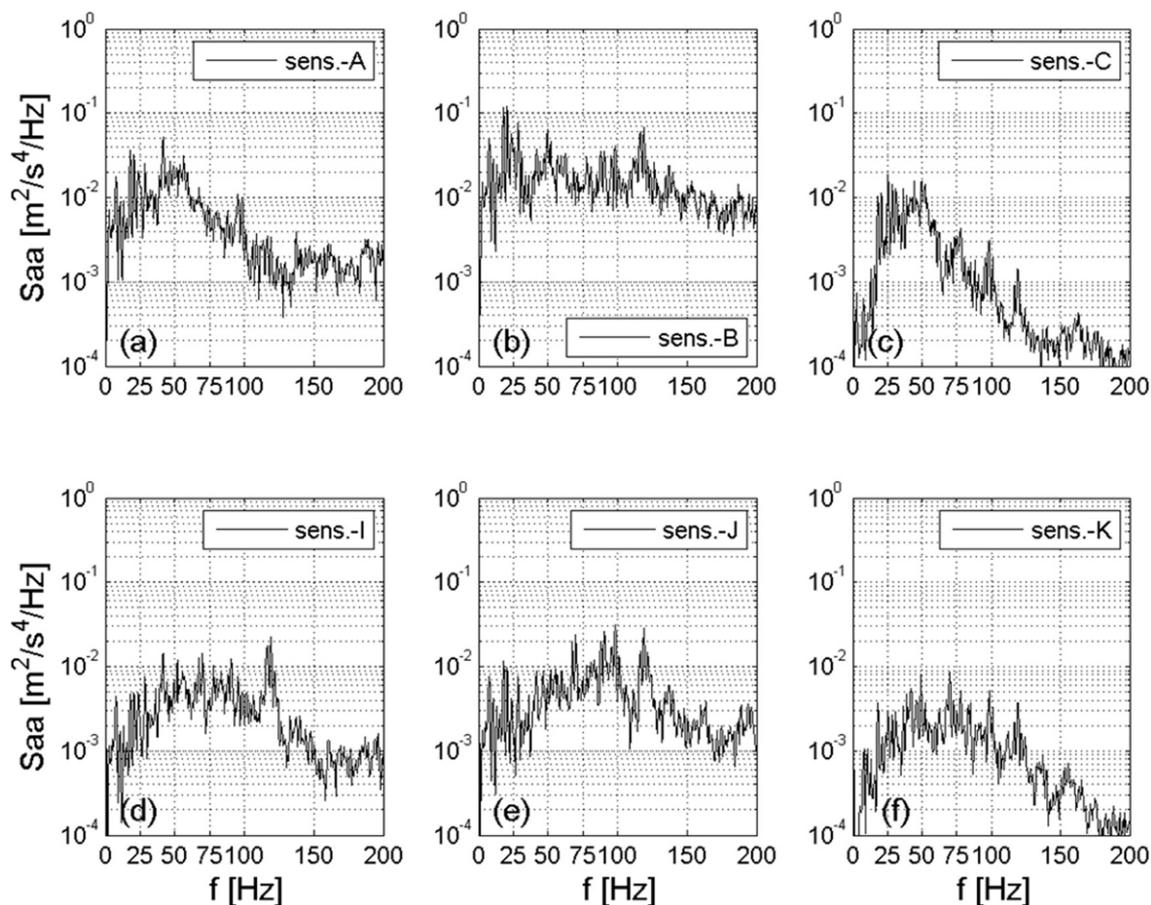
Las velocidades de paso se estimaron de dos modos. En primer lugar midiendo el lapso de tiempo entre los picos asociados a cada eje en los registros con promediado temporal (*root mean square*, RMS). En segundo lugar mediante tratamiento digital de grabaciones de vídeo.

Figura 4.2. Registros de aceleración durante el paso de un tren



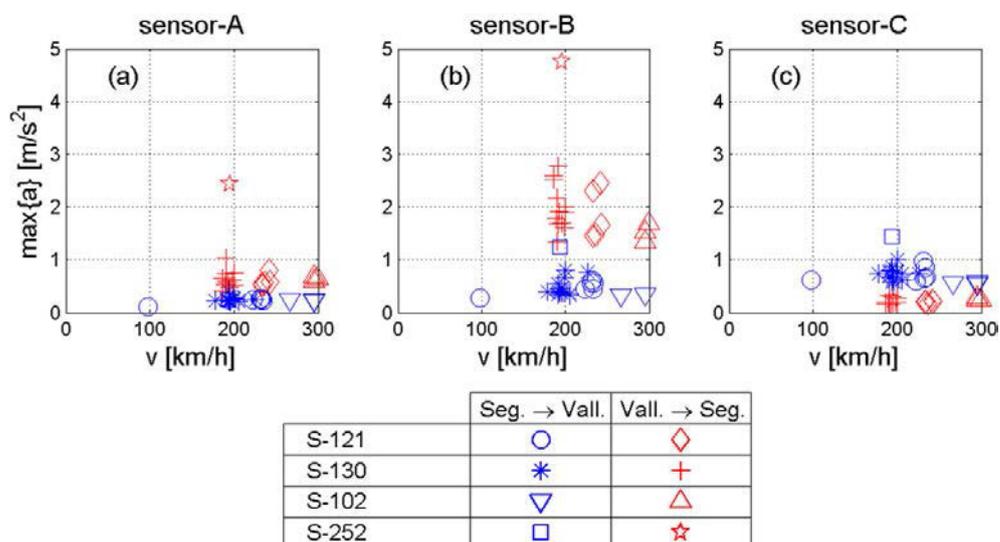
El análisis de las densidades espectrales de las señales (ver Figura 4.3) indica que la energía se distribuye a lo ancho de una banda entre 0 y 120 Hz para el sensor central de la losa superior y los sensores de los hastiales. En los demás sensores de la losa superior, la banda es más estrecha, pudiendo fijarse su cota superior alrededor de 60 Hz. Un estudio más detallado de este marco, que se presenta más adelante, han revelado que la frecuencia fundamental de la estructura se encuentra alrededor de 40 Hz.

Figura 4.3. Densidades espectrales correspondientes a los registros de la figura 4.2



La Figura 4.4 presenta, para cada sensor de la losa superior, los valores de aceleración pico para cada uno de los trenes que circularon durante la campaña de medidas (46 trenes) como función de la velocidad del tren. En las gráficas se han empleado símbolos distintos para distinguir los trenes, y dos colores uno para cada dirección.

Figura 4.4. Valores pico de aceleración en función de la velocidad y del tipo de tren, en los sensores de la losa superior

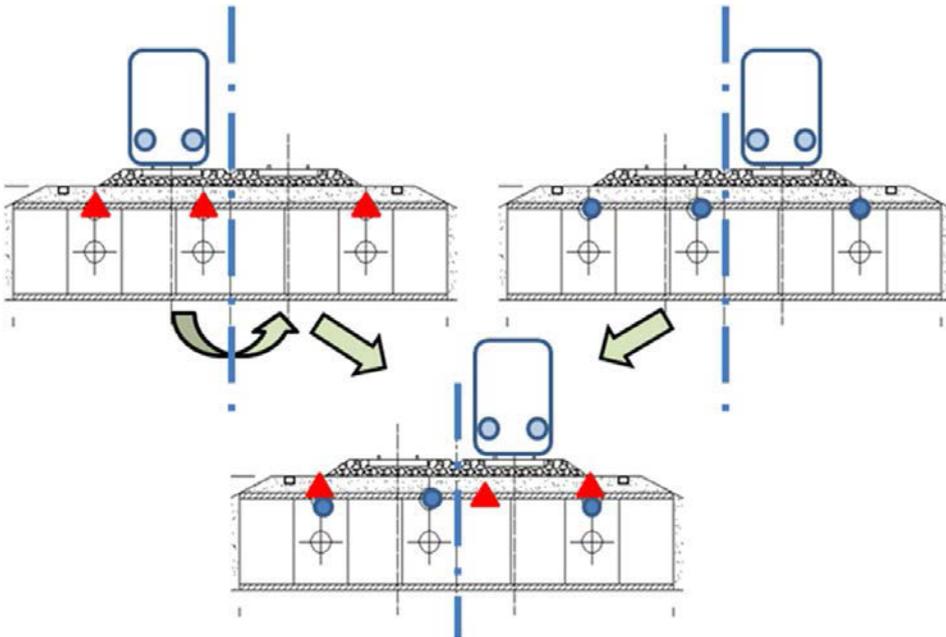


Es interesante constatar que para cada tipo de tren, las velocidades de paso son prácticamente las mismas en todos los casos. Esto es lógico puesto que los trenes operan conforme a un plan predefinido. Pese a la homogeneidad en velocidades, existe una gran dispersión en los valores pico registrados dentro de cada grupo.

### 4.3. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

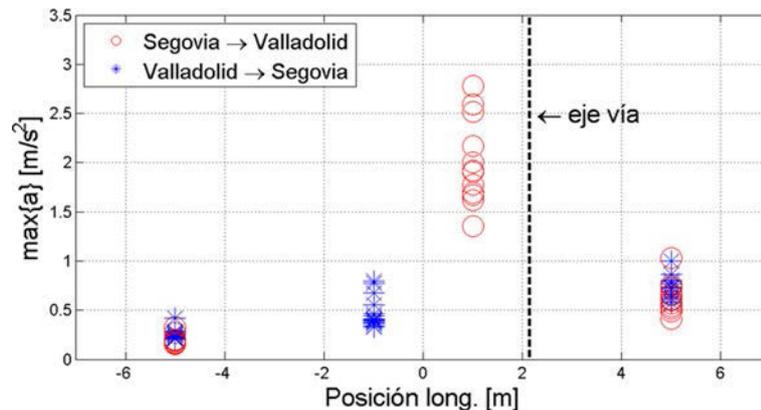
La Figura 4.4 también indica que la vía por la que se circula, representada por distintos colores, influye en la respuesta. Este efecto puede explicarse por la distribución espacial de la carga y por el comportamiento como placa de la losa superior. Dependiendo del sentido de circulación, la distancia relativa entre los sensores y el eje de la vía en uso es distinto. Las medidas obtenidas en ambas direcciones pueden usarse simultáneamente teniendo esta distancia en cuenta (ver Figura 4.5).

**Figura 4.5.** Identificación de la posición relativa respecto a la vía en uso



La Figura 4.6 presenta la distribución de aceleración pico en función de la distancia relativa a la vía ocupada. Con objeto de eliminar factores que pudieran influir en la respuesta, sólo se representan los trenes de la serie 130 circulando alrededor de 200 km/h. Los colores usados son coherentes con los de la Figura 4.5. La Figura 4.6 deja claro que en las medidas a  $\pm 5$  m los trenes en ambos sentidos conducen a niveles de aceleración similares.

**Figura 4.6.** Aceleración pico en función de la posición relativa entre sensor y vía



La Figura 4.6 indica que la distribución de valores de aceleración pico no es uniforme. La respuesta es mucho mayor bajo la vía ocupada que bajo la contraria, y la distribución global parece gobernada por modos de vibración tipo placa.

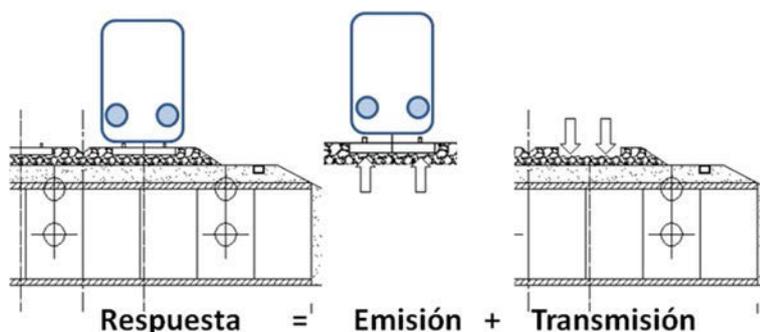
En complemento a este apartado, en el Anexo 2 se encuentra un resumen de los resultados de la auscultación de todas las estructuras indicadas en el Cuadro 2.1 y el Cuadro 2.2.

#### 4.4. AJUSTE DE UN MODELO NUMÉRICO

En este apartado se presenta un modelo numérico basado en el método de las subestructuras. La presentación trata de ser completa pero no exhaustiva, pudiendo encontrarse detalles complementarios en el Anexo 3.

El método de las subestructuras permite aislar distintas partes del medio considerado, incluyendo la interacción entre ellos. Se consideraran dos componentes (Figura 4.7). En primer lugar, para un tren y velocidad de circulación dados, se determinarán las historias temporales de carga en dos puntos situados bajo cada una de las traviesas ( $N_s$  puntos en total). Esos  $N_s$  puntos serán las fuentes de emisión en el segundo componente del modelo, que sirve para calcular la respuesta impulsional  $h_k(t)$  en el punto de interés debido a cargas actuantes bajo cada traviesa.

Figura 4.7. Modelo compuesto por dos subestructuras



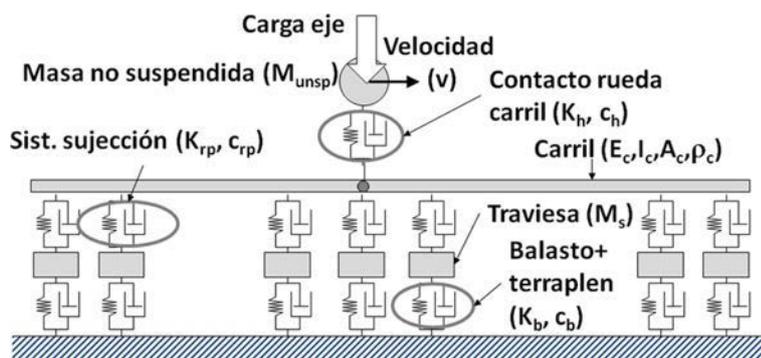
La respuesta se obtendrá por superposición de la contribución de todas las fuentes.

$$a(t) = \sum_{k=1}^{N_s} a_k(t) = \sum_{k=1}^{N_s} h_k(t) f_k(t)$$

##### 4.4.1. MODELO DE EMISIÓN

El primer paso del cálculo consiste en obtener las historias temporales de carga bajo las traviesas. Para ello se utiliza un modelo de elementos finitos plano que representa media vía y medio eje (ver Figura 4.8).

Figura 4.8. Modelo de emisión



La rugosidad del carril se representa introduciendo perfiles coherentes con el modelo de Braun y Hellenbroich:

$$G_{rr}(n) = G_{rr}(n_0) \left( \frac{n}{n_0} \right)^{-\omega}$$

donde  $n_0 = 1/(2\pi)$  y  $\omega = 3,5$ . Los valores de  $G_{rr}(n_0)$  suelen estar entre  $1 \times 10^{-9} \text{ m}^3$  (carril en buen estado) y  $0,5 \times 10^{-6} \text{ m}^3$  (carril en mal estado).

#### 4.4.2. MODELO DE TRANSMISIÓN

Las fuerzas de reacción en la fuente, que son dos puntos bajo cada una de las traviesas, deben componerse con las funciones de respuesta impulsional entre esos mismos puntos y aquel en que se desea conocer la respuesta. En la práctica, se prefiere trabajar en el dominio de la frecuencia, donde las convoluciones se transforman en productos. Además, en dicho dominio puede usarse el teorema de reciprocidad, lo que permite determinar en un solo cálculo la respuesta en un punto debido a todos los puntos fuente. Este cálculo debe repetirse para cada frecuencia.

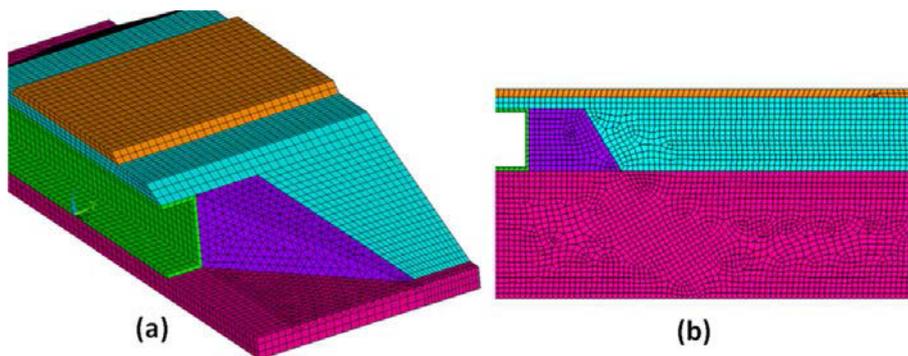
$$h_k(t)f_k(t) = \int_{-\infty}^{\infty} H_k(\omega)F_k(\omega)e^{-i\omega t} d\omega$$

donde  $H_k$  y  $F_k$  son la transformada de Fourier de  $h_k$  y  $f_k$  respectivamente. Las funciones  $H_k(\omega)$ , llamadas funciones de transferencia, representan la respuesta en el punto de interés al aplicar una carga armónica de frecuencia angular  $\omega$  en la  $k$ -ésima fuente.

Las funciones de transferencia entre los puntos de aplicación de la carga (dos bajo cada traviesa) pueden obtenerse empleando distintas alternativas. Una solución es utilizar el método de los elementos finitos (MEF).

Las hipótesis de modelado pueden variar pudiendo considerarse una geometría tridimensional o bidimensional (ver Figura 4.9). El modelo 3D es capaz de describir adecuadamente la dinámica del conjunto. El modelo 2D debe calibrarse para representar tan sólo la porción del paso inferior más solicitada, ya que este modelo obviamente no incluye los modos tipo placa responsables de una respuesta como la representada en la Figura 4.6.

**Figura 4.9.** Ejemplos de mallas de EF usadas para el cálculo de funciones de transferencia: (a) malla 3D y (b) vista parcial de una malla 2D



#### 4.4.3. AJUSTE DE LOS MODELOS

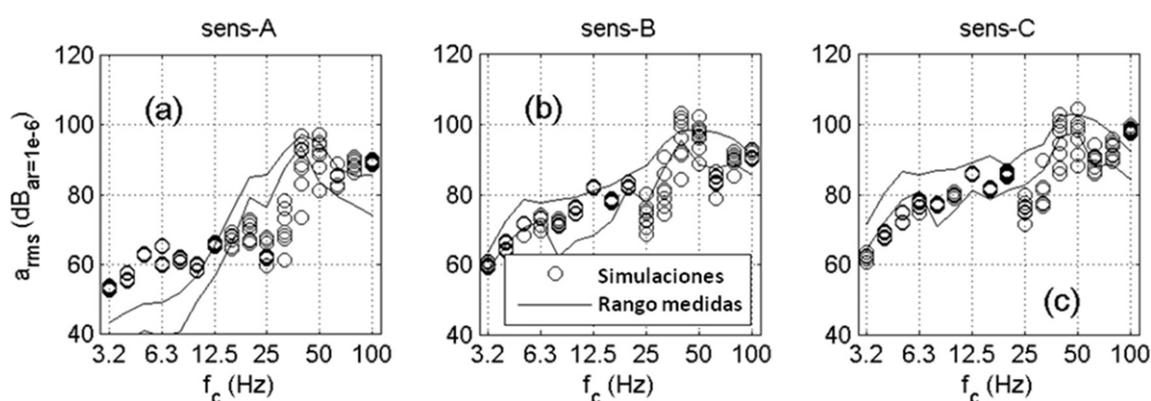
Como paso previo al ajuste se han llevado a cabo dos estudios de sensibilidad. En primer lugar se ha comprobado la enorme importancia del modelo de emisión, y dentro de él, del perfil de rugosidad generado. El modelo de transmisión tridimensional (Figura 4.9.a), al contrario, tiene una influencia mucho menor para una geometría fija, considerando tan sólo variaciones en las propiedades de los materiales dentro de rangos razonables.

El factor clave es pues el modelo de rugosidad empleado. Si se disponen de medidas es posible un ajuste. En este caso, además de las medidas en la estructura, se cuenta con medidas en las traviesas que pueden servir de contraste adicional.

El ejercicio de ajuste llevado a cabo condujo a un perfil de rugosidad correspondiente a un carril en buen estado. Sin embargo, el perfil debió corregirse para longitudes de onda superiores a 1,3 m. Por encima de este valor, la rugosidad debió elevarse. Estas longitudes de onda corresponden a diferencias de nivelado entre traviesas. Las realizaciones de perfiles de rugosidad coherentes con esta densidad espectral conducen a diferencias de nivelación del orden del milímetro.

La Figura 4.10 presenta una comparación de las predicciones considerando varias realizaciones del perfil de rugosidad, con las medidas experimentales. La comparación se realiza en aceleración eficaz, por bandas de frecuencia en tercios de octava. Puede apreciarse la buena calidad del ajuste en todo el rango presentado (hasta 100 Hz).

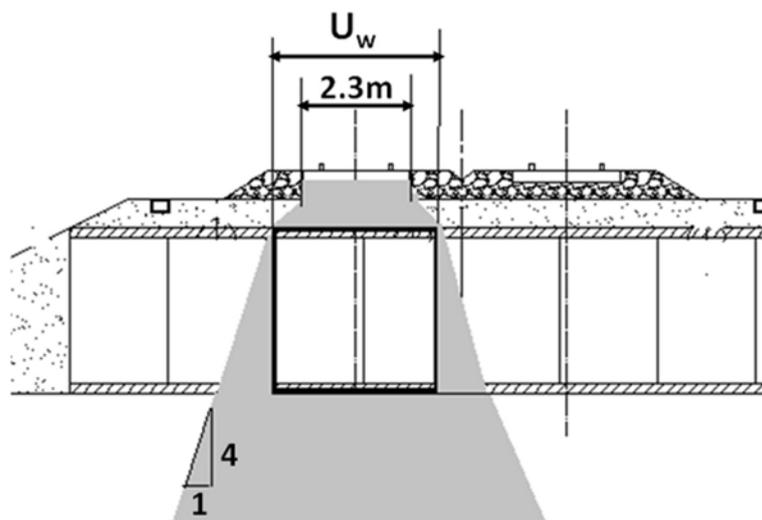
**Figura 4.10.** Comparación de la dispersión en las medidas y en las simulaciones en los tres puntos de medida. Trenes S-130 en sentido Segovia-Valladolid



#### 4.4.4. AJUSTE DE UN MODELO DE TRANSMISIÓN BIDIMENSIONAL

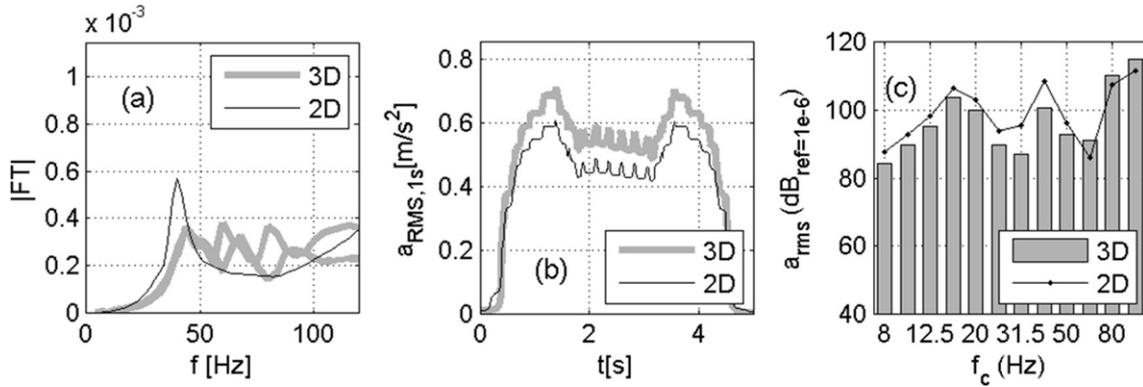
Los cálculos pueden simplificarse si en lugar de utilizar un modelo de transmisión 3D se plantea uno 2D que caracterice la parte más solicitada de la estructura perdiendo la información en el resto de puntos. En un modelo de transmisión como el presentado en la Figura 4.11 el parámetro geométrico que se debe ajustar es el ancho equivalente del marco  $U_w$ . En este estudio se ha optado por un modelo plano, construido con elementos de tensión plana y espesor variable.

**Figura 4.11.** Concepto de transmisión para el modelo bidimensional



Un ajuste de este tipo puede conducir a resultados similares a los obtenidos con el modelo 3D tal y como se deduce de las comparaciones presentadas en la Figura 4.12. Sin embargo debe tenerse en cuenta que cualitativamente el modelo 2D tan sólo es capaz de representar modos de vibración tipo viga. En particular, el modelo caracteriza bien la respuesta de la estructura hasta la primera resonancia. Por tanto, su rango de validez en frecuencia variará en función de las dimensiones del marco, que son las que determinan su frecuencia fundamental.

**Figura 4.12.** Comparación de resultados usando un modelo de transmisión 3D y uno 2D: (a) funciones de transferencia, (b) aceleración RMS, (c) aceleración eficaz



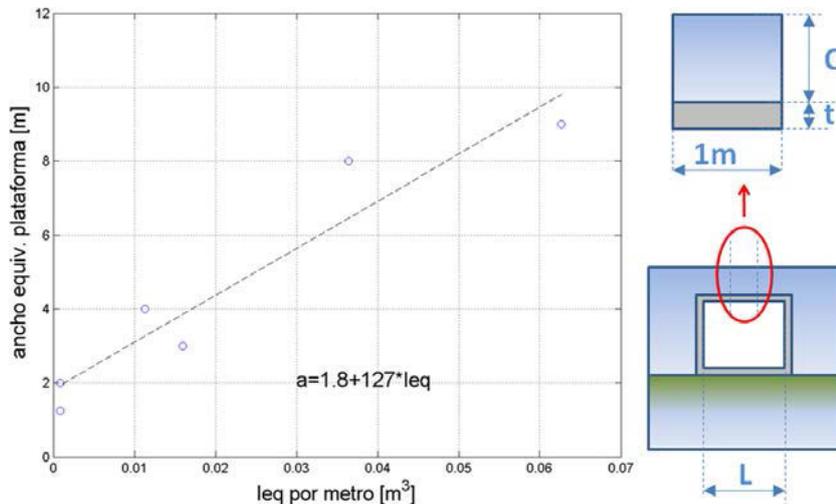
Se ha repetido el proceso de determinación del valor de ancho de plataforma del modelo de transmisión 2D que, en la posición de mayor respuesta, conduce a las mismas flechas que los 5 modelos 3D correspondientes a los 5 marcos restantes. El proceso es análogo al expuesto para el marco 3 × 3 m. Se tienen así 6 estructuras y los anchos de plataforma correspondientes de sus modelos 2D.

Se ha buscado una dependencia que permita al proyectista estimar el valor del ancho equivalente de plataforma sin necesidad de repetir el proceso. La inercia equivalente de la sección compuesta dintel-montera ha resultado ser el parámetro con mejor correlación para esos efectos. Para cada marco se toma una porción de un metro de ancho de dintel y montera, y esta última se reduce a las propiedades del hormigón del dintel para definir una inercia equivalente  $I_{eq}$  con dimensiones m<sup>4</sup>/m.

Al representar los valores del ancho en función de esta inercia equivalente para los 6 marcos se observa una dependencia lineal según la recta ajustada por mínimos cuadrados que se indica en la Figura 4.13.

Este resultado permite la construcción de un modelo de transmisión plano para cualquier geometría. Los tiempos de cálculo que lleva asociados permiten el planteamiento de estudios paramétricos.

**Figura 4.13.** Expresión del ancho de plataforma del modelo de transmisión 2D en función de la inercia equivalente de la sección compuesta



## REGLAS DE APLICACIÓN GENERALES

Se presentan aquí los resultados de un estudio paramétrico realizado utilizando modelos de transmisión planos. En el Anexo 4 se proporcionan los detalles del estudio.

### 5.1. COEFICIENTE DE IMPACTO ENVOLVENTE

Este método, válido hasta velocidades de 350 km/h, será aplicable a los marcos rectangulares (con solera) bajo terraplén que cumplan las siguientes condiciones:

**Cuadro 5.1.** Ámbito de aplicación de la fórmula considerada

| Criterio   | Valor   |
|--|---|
| Luz interior del marco   | $2 \text{ m} \leq L_{\Phi} \leq 12 \text{ m}$                       |
| Razón canto dintel-luz interior del marco<br>• $2 \text{ m} \leq L_{\Phi} < 4 \text{ m}$<br>• $4 \text{ m} < L_{\Phi} \leq 12 \text{ m}$ | $0,1 \leq t/L_{\Phi} \leq 0,14$<br>$0,06 \leq t/L_{\Phi} \leq 0,09$ |
| Distancia promedio entre el plano superior del dintel y la cota inferior de la capa de balasto   | $O \geq 0,5 \text{ m}$  |
| Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales en el terreno de cimentación   | $c_s \geq 150$  |

El método también es válido para tubos  $\emptyset 1,8 \text{ m}$  y  $\emptyset 1,5 \text{ m}$ , considerando una luz igual al diámetro del tubo.

El coeficiente de impacto  $\Phi$  se determinará según las fórmulas siguientes (que sustituyen a las expresiones 6.4 y 6.5 de EN 1991-2), donde la luz del vano  $L_{\Phi}$  tiene dimensiones de m.

En el caso de grado de mantenimiento bueno:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} + 0,4 \quad (1,0 \leq \Phi_2 \leq 1,25) \quad (\text{ec. 1})$$

En el caso de grado de mantenimiento normal:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} + 0,33 \quad (1,0 \leq \Phi_3 \leq 1,60) \quad (\text{ec. 2})$$

Estas expresiones constituyen una envolvente conservadora de los cálculos realizados y en ocasiones es preferible obtener un valor más ajustado según se explica en 5.2.

## 5.2. COEFICIENTE DE IMPACTO MEDIANTE EXPRESIONES ANALÍTICAS

Se proporcionan algunas fórmulas para ayudar al proyectista en el dimensionamiento de marcos rectangulares. Éstas también son válidas para tubos de  $\varnothing$  1,8 m y  $\varnothing$  1,5 m.

Para el cálculo del coeficiente de impacto según EN 1991-2 puede emplearse la expresión C-1. En este caso, el factor  $\varphi'$  debe calcularse con la fórmula siguiente, que sustituye a la C-3:

$$\varphi' = 14K^2 - 19K^3 \quad (\text{ec. 3})$$

El factor  $K$ , resulta de adimensionalizar la velocidad, utilizando el periodo fundamental de vibración  $T_n$  y la luz del vano  $L_{\Phi}$ , según la expresión:

$$K = \min\left(\frac{VT_n}{2L_{\Phi}}, 0,5\right) \quad (\text{ec. 4})$$

El periodo fundamental de vibración  $T_n$  es el inverso de la frecuencia fundamental  $f_n$ , que puede determinarse mediante expresión siguiente:

$$f_n = 121 \cdot L_{\Phi}^{0,8} \cdot I_{eq}^{0,1} \cdot O^{-0,3} \quad (\text{ec. 5})$$

$f_n$ : frecuencia natural (Hz)

$L_{\Phi}$ : luz del marco (m)

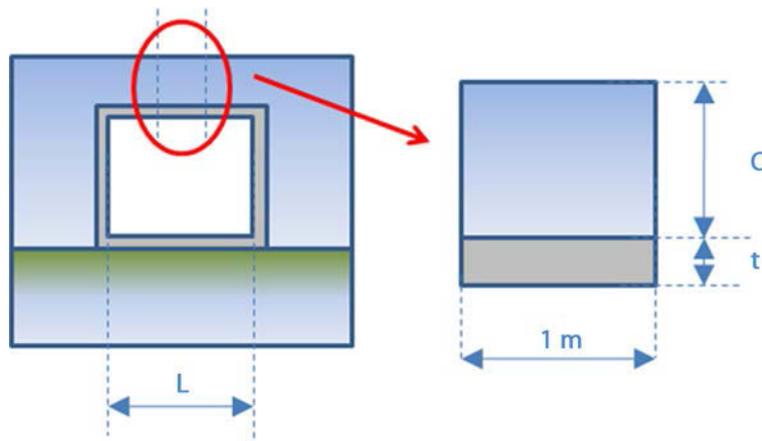
$I_{eq}$ : inercia equivalente ( $\text{m}^3$ )

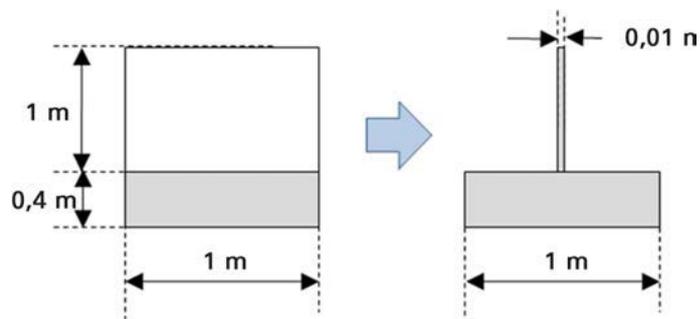
$O$ : montera (m)

La montera es la distancia entre el plano superior del dintel y el promedio de la capa bajo el balasto. La inercia equivalente se determina reduciendo a las propiedades del hormigón, la sección compuesta formada por una porción de un metro de ancho de dintel y montera (ver Figura 5.1).

Por ejemplo, considérese un marco de 40 cm de canto, con una montera de 1 m, y una relación de rigideces entre el material de la montera y el hormigón  $E_t/E_h = 1/100$ . Para la determinación de la inercia vertical, se homogeneiza la sección reduciendo el ancho de la capa de terraplén utilizando este último factor (ver Figura 5.2).

**Figura 5.1.** Sección de partida para la determinación de la inercia equivalente



**Figura 5.2.** Homogeneización de secciones para la determinación del canto equivalente


Con la sección homogénea de hormigón puede determinarse fácilmente la inercia. En este caso, la posición del centro de gravedad se encuentra a 0,217 m del borde inferior y la  $I_{eq} = 1,09 \times 10^{-2} \text{ m}^4$ .

### 5.3. ACELERACIÓN BAJO LA CAPA DE BALASTO

La aceleración pico (máximo de la historia temporal) en la interfaz entre el balasto y la capa de forma, sobre el marco podrá estimarse utilizando la expresión siguiente

$$a_{\text{máx, patf.}} = 2,7 \cdot 10^{-4} \cdot V^{1,75} \cdot I_{eq}^{-0,4} \quad (\text{ec. 6})$$

$a_{\text{máx, patf.}}$ : aceleración pico ( $\text{m/s}^2$ )

$V$ : velocidad de paso ( $\text{m/s}$ )

$I_{eq}$ : inercia equivalente ( $\text{m}^4$ )

Según se indicó más arriba, la inercia equivalente se determina reduciendo a las propiedades del hormigón, la sección compuesta formada por una porción de un metro de ancho de dintel y montera (ver Figura 5.1).

La ecuación 6 es aplicable al caso de tubos  $\varnothing 1,8 \text{ m}$  y  $\varnothing 1,5 \text{ m}$ , calculando la inercia equivalente con un canto igual a 3 veces el espesor del tubo (ver Anexo 4 para más detalles).

**ANEXO 1**  
**REVISIÓN DE PROYECTOS**  
**Y ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE ESTRUCTURAS**

---

Con objeto de determinar las dimensiones habituales de los pasos inferiores en las líneas de alta velocidad se ha decidido tomar como muestra el tramo entre Segovia y Valladolid. El ADIF ha proporcionado perfiles y planos de estructuras *as-built* de los distintos tramos de esta línea. Del estudio de esta información se deducen los resultados que se presentan a continuación.

Se han contabilizado 131 estructuras correspondientes a pasos inferiores, pasos de fauna y obras de drenaje. Por tipologías se tiene:

- 109 marcos rectangulares
- 5 pórticos bóveda
- 7 pórticos rectangulares
- 10 tubos

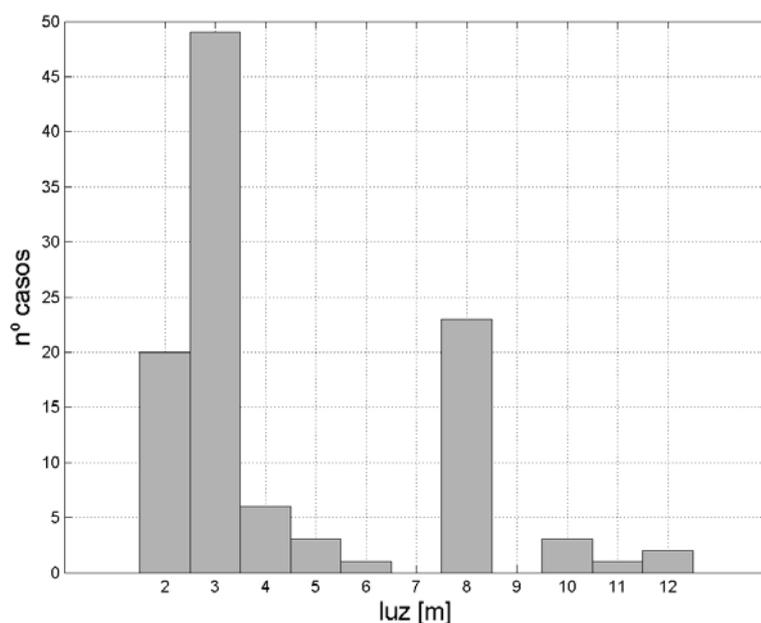
El Anejo 1 recoge, agrupando las estructuras por tipologías, las características geométricas y emplazamiento de cada una.

## 1.1. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

### 1.1.1. MARCOS RECTANGULARES

La Figura A1.1 presenta en forma de histograma la distribución de luces de los pasos con forma de marco rectangular. En él pueden identificarse tres grandes grupos.

Figura A1.1. Histograma de marcos rectangulares en función del ancho



El primero está formado principalmente por estructuras de hasta 3 m de luz. Se trata fundamentalmente de obras de drenaje y pasos de fauna. Existen algunos pocos ejemplos de ambos tipos de estructuras con luces de hasta 6 m, si bien su número es relativamente menor. Estas dimensiones son superiores a las que aparecen en los documentos normativos, pero esto puede explicarse porque el proyecto es anterior a todos ellos.

El segundo está formado por marcos de 8 m. Se trata de pasos inferiores de caminos. El tercer y último grupo está formado por pasos de entre 10 y 12 metros. Se trata de pasos inferiores de carretera y mixtos de carretera y fauna.

A continuación se presenta un cuadro que recoge los intervalos de variación de algunos parámetros geométricos de los marcos. El cuadro recoge tres grupos ligeramente distintos a los tres anteriores, definidos también a partir del gálibo horizontal  $L$ :

- $L \leq 2,5$  m. Con las prescripciones actualmente en vigor, en este grupo están la mayor parte de las obras de drenaje (a excepción de los marcos de  $6 \times 6$  m). Además incluye los pasos de fauna para anfibios, pequeños y medianos mamíferos.
- $6 \text{ m} \leq L \leq 8$  m. En este grupo se incluyen los pasos inferiores correspondientes a caminos y carreteras. Además estarían los pasos para jabalíes y corzos.
- $9 \text{ m} < L \leq 12$  m. Esta categoría incluye los pasos destinados a grandes mamíferos como ciervos u otros en los que el ancho elegido haya sido superior al mínimo.

**Cuadro A1.1.** Intervalos de variación de las dimensiones de los marcos rectangulares

| Ancho (m) | Altura (m) |      | Esp. lateral (m) |      | Esp. superior (m) |      | Montera (m) |      |
|-----------|------------|------|------------------|------|-------------------|------|-------------|------|
|           | mín.       | máx. | mín.             | máx. | mín.              | máx. | mín.        | máx. |
| 1-2,5     | 1,5        | 2    | 0,15             | 0,2  | 0,19              | 0,2  | 0,2         | 7    |
| 6-8       | 2,5        | 6,22 | 0,35             | 1,1  | 0,5               | 1,2  | 0,4         | 3,5  |
| 10-12     | 4,8        | 5,5  | 0,45             | 0,95 | 0,9               | 1,2  | 1           | 9    |

Es importante señalar que la montera se mide entre el punto más elevado del marco y la cota de la base del balasto.

Los valores del Cuadro A1.1 y la Figura A1.1 muestran que el método simplificado B.2.1.2 de la IAPF no será de aplicación en la inmensa mayoría de las estructuras del tramo, debiéndose recurrir a métodos de cálculo que requieren un mayor esfuerzo.

### 1.1.2. TUBOS

De los 10 tubos contabilizados en el tramo, 7 tienen 1,8 m de diámetro, lo que corresponde a lo establecido por la IGP-2-2, mientras que los otros son de 1,2 o 1,5 m. El espesor de estos tubos es de 0,18 m, y las monteras varían entre 1 y 6 m.

**Cuadro A1.2.** Intervalos de variación de las dimensiones de los tubos

| Diámetro (m) | Espesor (m) | Montera (m) |      |
|--------------|-------------|-------------|------|
|              |             | mín.        | máx. |
| 1,8          | 0,18        | 1           | 6    |

### 1.1.3. PÓRTICOS RECTANGULARES

Este caso difiere del marco rectangular fundamentalmente en dos aspectos. En primer lugar, las luces son mayores. En segundo lugar, los valores de la montera son inferiores.

**Cuadro A1.3.** Intervalos de variación de las dimensiones de los pórticos rectangulares

| Ancho (m) | Altura (m) |      | Esp. lateral (m) |      | Esp. superior (m) |      | Montera (m) |      |
|-----------|------------|------|------------------|------|-------------------|------|-------------|------|
|           | mín.       | máx. | mín.             | máx. | mín.              | máx. | mín.        | máx. |
| 8-12,4    | 4          | 7,1  | 0,6              | 1,2  | 0,7               | 1,0  | 0           | 1,5  |

#### 1.1.4. PÓRTICOS ABOVEDADOS

De los cinco pórticos abovedados, cuatro tienen las mismas dimensiones e incluso la misma montera. Estos corresponden a los valores mínimos del Cuadro A1.4. La quinta estructura corresponde a un paso con 8,6 m de montera y además su trazado no es perpendicular al de la línea de alta velocidad, con lo que su longitud es también muy grande (73 m).

**Cuadro A1.4.** Intervalos de variación de las dimensiones de los pórticos abovedados

| Ancho (m) | Altura (m) |      | Esp. lateral (m) |      | Esp. superior (m) |      | Montera (m) |      |
|-----------|------------|------|------------------|------|-------------------|------|-------------|------|
|           | mín.       | máx. | mín.             | máx. | mín.              | máx. | mín.        | máx. |
| 12,5-14,2 | 6,38       | 7,5  | 0,4              | 0,6  | 0,26              | 0,35 | 2           | 8,6  |

## 1.2. LISTA DE LAS ESTRUCTURAS: MARCOS RECTANGULARES

| Código | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | e_ancho (m) | e_alto (m) | Núm. elem. | Montera (m) | pk tramo | X UMTS    | Y UMTS     | Tramo |
|--------|-----------|----------|--------------|-------------|------------|------------|-------------|----------|-----------|------------|-------|
| m001   | 2         | 2        | 54,73        | 0,15        | 0,19       | 5          | 0,3         | 66+300   |           |            | 11    |
| m002   | 4         | 2,5      | 19           | 0,25        | 0,3        | 1          | 1,75        | 229+900  | 407125,57 | 4529770,15 | 11    |
| m003   | 5         | 3        | 19           | 0,4         | 0,5        | 1          | 1,8         | 74+160   | 402408,86 | 4532259,20 | 12    |
| m004   | 2         | 2        | 25,2         | 0,15        | 0,19       | 1          | 2,5         | 78+401   | 399378,43 | 4535213,67 | 12    |
| m005   | 2         | 2        | 48,3         | 0,15        | 0,19       | 1          | 7           | 79+480   | 398562,33 | 4535919,68 | 12    |
| m006   | 8         | 5,5      | 27           | 0,6         | 0,8        | 1          | 3           | 80+770   | 397483,40 | 4536622,75 | 12    |
| m007   | 10        | 5,5      | 53           | 0,85        | 1,2        | 1          | 9           | 80+810   | 397447,65 | 4536641,33 | 12    |
| m008   | 8         | 5,5      | 27           | 0,6         | 0,8        | 1          | 1,5         | 81+009   | 397270,97 | 4536731,00 | 12    |
| m009   | 8         | 5,5      | 19,5         | 0,6         | 0,8        | 1          | 1,5         | 1+383    | 399575,10 | 4534657,79 | 12    |
| m010   | 2         | 2        | 46,2         | 0,15        | 0,19       | 1          | 5           | 2+390    | 398566,70 | 4534582,92 | 12    |
| m011   | 8         | 5,5      | 17,9         | 0,6         | 0,8        | 1          | 1,2         | 2+470    | 398497,23 | 4534589,24 | 12    |
| m012   | 5         | 5        | 24,5         | 0,4         | 0,6        | 1          | 0,6         | 4+860    | 397296,50 | 4536515,57 | 12    |
| m013   | 8         | 5,5      | 16           | 0,6         | 0,8        | 1          | 1           | 4+910    | 397258,39 | 4536528,39 | 12    |
| m014   | 3,5       | 3        | 14,8         | 0,2         | 0,25       | 2          | 1,5         | 100+280  | 393686,47 | 4538518,07 | 13    |
| m015   | 2,5       | 2        | 22,5         | 0,15        | 0,15       | 1          | 1           |          | 389984,57 | 4540415,4  | 13    |
| m016   | 8         | 6,16     | 20,54        | 0,8         | 0,8        | 1          | 1           | 106+660  | 388193,46 | 4541703,05 | 14    |
| m017   | 8         | 6,16     | 24           | 0,8         | 0,8        | 1          | 2           | 107+400  | 387629,87 | 4542212,91 | 14    |
| m018   | 5         | 4        | 0            | 0,65        | 0,65       | 2          | 1,6         |          |           |            | 14    |

| Código | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | e_ancho (m) | e_alto (m) | Núm. elem. | Montera (m) | pk tramo | X UMTS    | Y UMTS     | Tramo |
|--------|-----------|----------|--------------|-------------|------------|------------|-------------|----------|-----------|------------|-------|
| m019   | 8         | 6,16     | 26,6         | 0,8         | 0,8        | 1          | 2,5         | 108+280  | 387015,19 | 4542829,1  | 14    |
| m020   | 2         | 2        | 58,33        | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,2         | 206+405  | 382260,21 | 4548517,98 | 15    |
| m021   | 2         | 2        | 20           | 0,2         | 0,2        | 2          | 1,2         | 302+063  | 380774,62 | 4550345,15 | 16    |
| m022   | 2         | 2        | 20           | 0,2         | 0,2        | 2          | 5,2         | 302+100  | 380652,39 | 4550316,96 | 16    |
| m023   | 3         | 3        | 16           | 0,2         | 0,2        | 1          | 0,6         | 304+800  | 379605,81 | 4552800,71 | 16    |
| m024   | 3         | 3        | 22           | 0,2         | 0,2        | 1          | 2,7         | 306+900  | 379131,76 | 4554846,53 | 16    |
| m025   | 8         | 4,75     | 32           | 0,45        | 0,8        | 1          | 3,5         | 300+750  | 381590,98 | 4549320,62 | 16    |
| m026   | 8         | 4,75     | 16           | 0,4         | 0,75       | 1          | 0,7         | 306+592  | 379195,33 | 4554547,21 | 16    |
| m027   | 8         | 4,75     | 22,4         | 1,1         | 1,2        | 1          | 0,4         | 308+250  | 378653,77 | 4556105,26 | 16    |
| m028   | 4         | 3        | 16           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,5         | 303+400  | 380086,19 | 4551488,82 | 16    |
| m029   | 4         | 3        | 22           | 0,25        | 0,25       | 1          | 2           | 303+800  | 379906,67 | 4551900,99 | 16    |
| m030   | 8         | 4,5      | 16           | 0,45        | 0,8        | 1          | 0,6         | 304+289  | 379605,81 | 4552800,71 | 16    |
| m031   | 4         | 3        | 16           | 0,25        | 0,3        | 1          | 0,6         | 305+200  | 379512,3  | 4553188,95 | 16    |
| m032   | 4         | 3        | 18           | 0,25        | 0,25       | 1          | 1,3         | 305+700  | 379400,87 | 4553676,71 | 16    |
| m033   | 4         | 3        | 16           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,5         | 307+360  | 378997,88 | 4555286,49 | 16    |
| m034   | 3         | 3        | 20           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,4         | 307+900  | 378806,44 | 4555792,32 | 16    |
| m035   | 3         | 3        | 30           | 0,2         | 0,2        | 1          | 4           | 308+535  | 378530,92 | 4556365,19 | 16    |
| m036   | 3         | 3        | 26           | 0,2         | 0,2        | 1          | 4,2         | 308+885  | 378342,34 | 4556662,54 | 17    |
| m037   | 8         | 4,8      | 16           | 0,7         | 0,9        | 1          | 1,2         | 309+209  | 378163,74 | 4556933,01 | 17    |
| m038   | 3         | 3        | 24           | 0,2         | 0,2        | 1          | 3,8         | 309+595  | 377933,71 | 4557243,13 | 17    |
| m039   | 8         | 4,8      | 17,1         | 0,7         | 0,9        | 1          | 1,4         | 309+999  | 377673,7  | 4557552,5  | 17    |
| m040   | 3         | 3        | 26           | 0,2         | 0,2        | 1          | 4,2         | 310+371  | 377418,43 | 4557821,88 | 17    |
| m041   | 8         | 4,8      | 17,8         | 0,7         | 0,9        | 1          | 1,4         | 310+742  | 377148,2  | 4558076,26 | 17    |
| m042   | 3         | 3        | 30           | 0,2         | 0,2        | 1          | 4,7         | 311+309  | 376708,21 | 4558434,33 | 17    |
| m043   | 12        | 5,5      | 17,45        | 0,75        | 1          | 1          | 1,4         | 311+633  | 376443,6  | 4558621,09 | 17    |
| m044   | 10        | 4,8      | 22           | 0,7         | 0,9        | 1          | 2,55        | 312+025  | 376110,74 | 4558828,95 | 17    |
| m045   | 8         | 4,8      | 26           | 0,7         | 0,9        | 1          | 3,45        | 312+460  | 375729,53 | 4559035,81 | 17    |
| m046   | 8         | 4,8      | 19,45        | 0,7         | 0,9        | 1          | 2           | 312+928  | 375303,3  | 4559229,59 | 17    |
| m047   | 3         | 3        | 18           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,8         | 313+352  | 374907,06 | 4559380,74 | 17    |
| m048   | 3         | 3        | 16           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,7         | 313+780  | 374510,41 | 4559532,9  | 17    |
| m049   | 8         | 4,8      | 16           | 0,7         | 0,9        | 1          | 1,2         | 314+202  | 374123,71 | 4559708,55 | 17    |
| m050   | 12        | 5,5      | 23,08        | 0,95        | 1,1        | 1          | 1,45        | 314+589  | 373781,98 | 4559890,3  | 17    |
| m051   | 10        | 4,8      | 22,85        | 0,7         | 0,9        | 1          | 1,7         | 314+902  | 373513,06 | 4560052,5  | 17    |
| m052   | 4         | 3        | 18           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,6         | 315+400  | 373104,4  | 4560335,17 | 17    |
| m053   | 4         | 3        | 18           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,65        | 315+900  | 372716,28 | 4560650,2  | 17    |

| Código | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | e_ancho (m) | e_alto (m) | Núm. elem. | Montera (m) | pk tramo | X UMTS    | Y UMTS     | Tramo |
|--------|-----------|----------|--------------|-------------|------------|------------|-------------|----------|-----------|------------|-------|
| m054   | 8         | 4,8      | 16           | 0,8         | 0,9        | 1          | 1,25        | 316+530  | 372258,6  | 4561083    | 17    |
| m055   | 4         | 3        | 16           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,5         | 317+095  | 371850,09 | 4561473,3  | 17    |
| m056   | 3         | 3        | 34           | 0,2         | 0,2        | 1          | 5,7         | 310+700  | 377178,78 | 4558048,91 | 17    |
| m057   | 3         | 3        | 36           | 0,2         | 0,2        | 1          | 5,1         | 311+800  | 376303,93 | 4558711,96 | 17    |
| m058   | 3         | 3        | 36           | 0,2         | 0,2        | 1          | 5,6         | 312+500  | 375693,4  | 4559053,7  | 17    |
| m059   | 3         | 3        | 26           | 0,2         | 0,2        | 1          | 4,3         | 316+400  | 372351,74 | 4560992,31 | 17    |
| m060   | 2,5       | 2,5      | 32,89        | 0,25        | 0,25       | 1          | 3           |          |           |            |       |
| m061   | 2,5       | 2,5      | 30,95        | 0,25        | 0,25       | 1          | 4           |          |           |            |       |
| m062   | 2,5       | 2,5      | 72,74        | 0,25        | 0,25       | 1          | 8           | 406+153  |           |            | 18    |
| m063   | 2,5       | 2,5      | 70,35        | 0,25        | 0,25       | 1          | 7           |          |           |            |       |
| m064   | 2,5       | 2,5      | 40           | 0,15        | 0,15       | 1          | 3           | 407+815  | 364700,19 | 4565813,22 | 19    |
| m065   | 8         | 5,6      | 23,3         | 0,45        | 0,75       | 1          | 1           | 409+550  |           |            | 19    |
| m066   | 8         | 5        | 24,61        | 0,45        | 0,75       | 1          | 0,8         | 410+264  |           |            | 19    |
| m067   | 3         | 3        | 21           | 0,15        | 0,15       | 1          | 1,5         | 410+500  | 362274,36 | 4567886,06 | 19    |
| m068   | 11        | 5,17     | 24,61        | 0,45        | 1          | 1          | 1           | 410+950  |           |            | 19    |
| m069   | 3         | 3        | 19,5         | 0,15        | 0,15       | 1          | 1           | 412+670  |           |            | 19    |
| m070   | 8         | 5,6      | 23,3         | 0,45        | 0,75       | 1          | 1           | 413+210  |           |            | 19    |
| m071   | 3         | 3        | 72           | 0,15        | 0,15       | 1          | 4           | 413+575  |           |            | 19    |
| m072   | 6         | 2,5      | 51,4         | 0,35        | 0,5        | 1          | 1,3         | 414+250  |           |            | 19    |
| m073   | 3         | 2        | 61,28        | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,64        | 500+031  | 359857,19 | 4570171,72 | 20    |
| m074   | 3         | 3        | 43,5         | 0,25        | 0,25       | 1          | 1,8         | 502+090  | 358362,54 | 4571621,8  | 20    |
| m075   | 3         | 3        | 21           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,61        | 504+560  | 356827,36 | 4573559,78 | 20    |
| m076   | 3         | 2        | 40           | 0,25        | 0,25       | 1          | 5,2         | 504+879  | 356646,25 | 4573822,65 | 20    |
| m077   | 8         | 6,22     | 20,5         | 0,6         | 0,6        | 1          | 1,5         | 504+928  | 356639,29 | 4573877,68 | 20    |
| m078   | 3         | 3        | 21           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,7         | 505+160  | 356502,36 | 4574065,01 | 20    |
| m079   | 3         | 2        | 22           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,73        | 505+720  | 356219,22 | 4574549,02 | 20    |
| m080   | 3         | 2        | 20           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,41        | 506+118  | 356001,78 | 4574893,12 | 20    |
| m081   | 3         | 3        | 25,5         | 0,25        | 0,25       | 1          | 1,7         | 506+500  | 355820,69 | 4575218,53 | 20    |
| m082   | 3         | 3        | 0            | 0,25        | 0,25       | 1          | 1,05        | 506+884  | 355617,82 | 4575544,66 | 20    |
| m083   | 3         | 3        | 21           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,55        | 507+300  | 355389,49 | 4575891,28 | 20    |
| m084   | 3         | 2        | 22           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,78        | 507+683  | 355173,1  | 4576211,12 | 20    |
| m085   | 3         | 2        | 22           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,67        | 507+940  | 355029,29 | 4576423,34 | 20    |
| m086   | 3         | 2        | 20           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,3         | 509+351  | 354798,27 | 4576765,87 | 20    |
| m087   | 3         | 2        | 20           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,2         | 509+164  | 354341,65 | 4577433,95 | 20    |
| m088   | 3         | 3        | 24           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,5         | 509+560  | 354119,63 | 4577754,99 | 20    |

| Código | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | e_ancho (m) | e_alto (m) | Núm. elem. | Montera (m) | pk tramo | X UMTS    | Y UMTS     | Tramo |
|--------|-----------|----------|--------------|-------------|------------|------------|-------------|----------|-----------|------------|-------|
| m089   | 3         | 2        | 24           | 0,25        | 0,25       | 1          | 1,27        | 509+906  | 353924,35 | 4578041,44 | 20    |
| m090   | 3         | 2        | 24           | 0,25        | 0,25       | 1          | 1,45        | 510+080  | 353822,67 | 4578189,9  | 20    |
| m091   | 3         | 3        | 56,59        | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,3         | 510+767  | 353455,87 | 4578726,85 | 20    |
| m092   | 3         | 2        | 20           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,74        | 511+560  | 352995,54 | 4579404,66 | 20    |
| m093   | 3         | 2        | 20           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,1         | 511+900  | 352769,24 | 4579744,96 | 20    |
| m094   | 3         | 2        | 20           | 0,25        | 0,25       | 1          | 0,1         | 513+060  | 352124,4  | 4580683,83 | 20    |
| m095   | 3         | 3        | 20           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,31        | 600+912  |           |            | 21    |
| m096   | 3         | 3        | 20           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,23        | 601+520  |           |            | 21    |
| m097   | 3         | 3        | 40           | 0,2         | 0,2        | 1          | 6,11        | 603+440  |           |            | 21    |
| m098   | 3         | 3        | 22           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,42        | 607+780  |           |            | 21    |
| m099   | 8         | 5,8      | 18,82        | 0,8         | 0,8        | 1          | 0,8         | 608+690  | 349563,6  | 4589050,68 | 21    |
| m100   | 3         | 3        | 30           | 0,2         | 0,2        | 1          | 3,51        | 608+860  |           |            | 21    |
| m101   | 3         | 3        | 20           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,04        | 610+300  |           |            | 21    |
| m102   | 2,3       | 1,5      | 22           | 0,2         | 0,2        | 1          | 1,5         | 0+030    | 350126,89 | 4590799,96 | 22    |
| m103   | 2,3       | 1,5      | 19           | 0,2         | 0,2        | 1          | 0,6         | 0+810    | 350403,6  | 4591529,23 | 22    |
| m104   | 2,3       | 1,5      | 19           | 0,2         | 0,2        | 1          | 0,8         | 0+940    | 350449,72 | 4591650,77 | 22    |
| m105   | 2,3       | 1,5      | 19           | 0,2         | 0,2        | 1          | 0,35        | 2+280    | 350925,09 | 4592903,62 | 22    |
| m106   | 2,3       | 1,5      | 19           | 0,2         | 0,2        | 1          | 2,1         | 2+960    | 351166,32 | 4593539,39 | 22    |
| m107   | 2,3       | 1,5      | 19           | 0,2         | 0,2        | 1          | 0,5         | 4+830    |           |            | 22    |
| m108   | 2,3       | 1,5      | 19           | 0,2         | 0,2        | 1          | 0,2         | 6+760    | 352391,58 | 4597130,32 | 22    |
| m109   | 18,5      | 9,5      | 32           | 1,55        | 1,55       | 2          | 0,5         | 4+842    |           |            | 23    |

### 1.3. MARCOS BÓVEDA

| Código | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | Espesor (m) | Montera (m) | pk tramo | X UMTS     | Y UMTS     | Tramo |
|--------|-----------|----------|--------------|-------------|-------------|----------|------------|------------|-------|
| b001   | 10,48     | 6,38     | 24           | 0,26        | 2           | 602+110  | 350733,67  | 4582751,38 | 21    |
| b002   | 10,48     | 6,38     | 24           | 0,26        | 2           | 603+210  | 350191,069 | 4583706,21 | 21    |
| b003   | 14,2      | 7,5      | 73,26        | 0,35        | 8,6         | 604+645  | 349682,55  | 4585046,3  | 21    |
| b004   | 10,48     | 6,38     | 24           | 0,26        | 2           | 605+250  | 349539,09  | 4585635,11 | 21    |
| b005   | 10,48     | 6,38     | 24           | 0,26        | 2           | 605+813  | 349445,023 | 4586189,2  | 21    |

### 1.4. PÓRTICOS

| Código | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | e_ancho (m) | e_alto (m) | Montera (m) | pk tramo | X UMTS     | Y UMTS      | Tramo |
|--------|-----------|----------|--------------|-------------|------------|-------------|----------|------------|-------------|-------|
| p001   | 12        | 4        | 64,1         | 0,6         | 1          | 1,5         | 69+214   | 406770,209 | 4530066,804 | 11    |
| p002   | 8         | 6,16     | 21,55        | 0,8         | 0,8        | 1           |          |            |             |       |

| Código | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | e_ancho (m) | e_alto (m) | Montera (m) | pk tramo | X UMTS    | Y UMTS     | Tramo |
|--------|-----------|----------|--------------|-------------|------------|-------------|----------|-----------|------------|-------|
| p003   | 8         | 6,5      | 16           | 0,6         | 0,7        | 0,35        | 0+386    | 350253,45 | 4591133,5  | 22    |
| p004   | 8         | 6,5      | 16           | 0,6         | 0,7        | 0,35        | 0+855    | 350419,74 | 4591571,76 | 22    |
| p005   | 8         | 6,5      | 14           | 0,6         | 0,7        | 0,35        | 4+872    | 351844,52 | 4595326,8  | 22    |
| p006   | 12,4      | 7,1      | 14           | 1,2         | 0,8        | 0,35        | 5+654    | 352116,55 | 4596059,64 | 22    |
| p007   | 8         | 6,5      | 14           | 0,6         | 0,7        | 0,35        | 8+208    | 352649,25 | 4598554,69 | 22    |

## 1.5. TUBOS

| Código | Diámetro (m) | Longitud (m) | Espesor (m) | Núm. elem. | Montera (m) | pk tramo | X UMTS     | Y UMTS      | Tramo |
|--------|--------------|--------------|-------------|------------|-------------|----------|------------|-------------|-------|
| t001   | 1,8          | 38,8         | 0,18        | 1          | 1           | 204+100  | 383734,841 | 4546747     | 15    |
| t003   | 1,8          | 21,5         | 0,18        | 1          | 1,5         | 206+220  | 382378,437 | 4548375,668 | 15    |
| t006   | 1,8          | 39,95        | 0,18        | 1          | 6           | 311+607  | 376478,57  | 4558618,2   | 17    |
| t007   | 1,8          | 53,6         | 0,18        | 1          | 1,5         | 403+636  |            |             | 18    |
| t008   | 1,8          | 36           | 0,18        | 1          | 2           | 408+800  | 363925,18  | 4566398,77  | 19    |
| t009   | 1,8          | 36           | 0,18        | 1          | 1,5         | 410+308  | 362801,37  | 4567393,32  | 19    |
| t010   | 1,8          | 43,2         | 0,18        | 1          | 3           | 411+011  | 362274,36  | 4567886,06  | 19    |
| t011   | 1,8          | 20           | 0,18        | 1          | 0,8         | 80+290   |            |             | 12    |

## 2.1. REVISIÓN DE PROYECTOS EN LÍNEAS CONVENCIONALES

Se presentan a continuación en forma de cuadros clasificados por tipologías, las estructuras inventariadas en los 9 tramos que se han seleccionado. La información se ha obtenido de los proyectos, bien constructivos, bien de renovación.

Los cuadros que se presentan en cada uno de los apartados recogen toda la información disponible, distinta en cada caso. Esta se reduce, en general, a las dimensiones que permiten determinar el caudal máximo que puede canalizar.

### 2.1.1. LÍNEA TERUEL-ZARAGOZA. TRAMO VILLAFRANCA DEL CAMPO-CAMINO REAL

**Cuadro A1.5.** Tubos de drenaje. Línea Teruel-Zaragoza. Tramo Villafranca del Campo-Camino Real

| Núm. | PK.    | Ud. |   | Ø (m) | Longitud (m) | Descripción           |
|------|--------|-----|---|-------|--------------|-----------------------|
| 1    | 86+660 | 4   | - | 0,6   | 5,24         | Batería de 4 ø 0,60 m |

**Cuadro A1.6.** Marcos rectangulares. Línea Teruel-Zaragoza. Tramo Villafranca del Campo-Camino Real

| Núm. | PK.    | Ud. | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | Descripción  |
|------|--------|-----|-----------|----------|--------------|--|
| 2    | 86+641 | 1   | 4,5       | 1        | 5,24         | Estructura con estribos de mampostería y losa de hormigón. |
| 3    | 86+040 | 1   | 4         | 0,9      | 5,3          | Estructura con estribos de mampostería y losa de hormigón. |
| PI   | 80+470 | 1   | 4         | 3,5      | 5,31         | Losa de hormigón armado sobre estribos de mampostería.     |
| 7    | 79+340 | 1   | 3         | 1,5      | 5,26         | Estructura con estribos de mampostería y losa de hormigón. |
| 8    | 78+550 | 1   | 0,6       | 0,7      | 6,98         | Rectangular de mampostería.                                |
| PI   | 76+975 | 1   | 3         | 2,7      | 5,32         | Losa de hormigón armado sobre estribos de mampostería.     |
| 12   | 74+630 | 1   | 3         | 1        | 18,37        | Marco de hormigón.   |
| 14   | 73+900 | 1   | 0,7       | 0,7      | 8,53         | Rectangular de mampostería.                                |
| 18   | 73+065 | 1   | 0,6       | 0,6      | 5,05         | Rectangular de fábrica.                                    |

| Núm. | PK.    | Ud. | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | Descripción   |
|------|--------|-----|-----------|----------|--------------|---|
| 25   | 69+950 | 1   | 0,85      | 0,6      | 5,48         | Rectangular. Canalizado a la entrada y a la salida.               |
| 26   | 69+870 | 1   | 0,9       | 0,7      | 5,71         | Rectangular de mampostería. Canalizado a la entrada y a la salida |
| 27   | 69+735 | 1   | 0,6       | 0,8      | 5,37         | Rectangular de mampostería.                                       |
| 28   | 69+630 | 1   | 0,6       | 0,8      | 6,29         | Rectangular de mampostería.                                       |
| PI   | 69+450 | 1   | 3         | 3        | 5,32         | Losa de hormigón armado sobre estribos de mampostería.            |

**Cuadro A1.7.** Marcos de drenaje. Línea Teruel-Zaragoza. Tramo Villafranca del Campo-Camino Real

| Núm. | PK.    | Ud. | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | Descripción   |
|------|--------|-----|-----------|----------|--------------|---|
| 4    | 81+590 | 1   | 2         | 2,15     | 6,33         | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |
| 5    | 79+510 | 1   | 1         | 0,8      | 5,06         | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |
| 6    | 79+417 | 1   | 1,5       | 1,8      | 5,14         | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |
| 9    | 78+275 | 1   | 3         | 2        | 7,88         | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |
| PI   | 77+645 | 1   | 3         | 3        | 8,06         | Estructura de mampostería en forma de arco de medio punto.  |
| 10   | 77+430 | 1   | 1,5       | 1,3      | 5            | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |
| PI   | 76+875 | 1   | 4         | 4,12     | 19,17        | Estructura de mampostería en forma de arco de medio punto.  |
| 11   | 75+370 | 2   | 1,5       | 1,5      | 20,83        | Dos OD adosadas a PI, de mampostería (arco de medio punto). |
| PI   | 75+370 | 1   | 4         | 4        | 20,83        | Estructura de mampostería en forma de arco de medio punto.  |
| 13   | 74+490 | 1   | 2         | 1,3      | 46,73        | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |
| 15   | 73+630 | 1   | 1,2       | 0,7      | 5,11         | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |
| 16   | 73+300 | 1   | 0,6       | 1        | 5,22         | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |
| 17   | 73+165 | 1   | 0,6       | 0,9      | 5            | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |
| 19   | 72+880 | 1   | 0,7       | 0,5      | 4,98         | Arco de mampostería.  |
| 20   | 72+525 | 1   | 1,8       | 1,5      | 15,25        | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |
| 21   | 72+430 | 1   | 1,5       | 1,8      | 16,02        | De mampostería terminado mediante arco de medio punto.      |

| Núm. | PK.    | Ud. | Ancho (m) | Alto (m) | Longitud (m) | Descripción  |
|------|--------|-----|-----------|----------|--------------|--|
| 22   | 72+370 | 1   | 1,4       | 1        | 17,34        | De mampostería terminado mediante arco de medio punto. |
| 23   | 71+680 | 1   | 1,1       | 0,8      | 5,58         | De mampostería terminado mediante arco de medio punto. |
| 24   | 70+590 | 1   | 0,4       | 0,2      | 5,48         | Arco de mampostería.                                   |
| 29   | 69+560 | 1   | 0,6       | 0,9      | 6,21         | De mampostería terminado mediante arco de medio punto. |

## 2.1.2. LÍNEA MADRID-ALCÁZAR DE SAN JUAN. TRAMO ALCÁZAR DE SAN JUAN-MANZANARES

**Cuadro A1.8.** Obras de drenaje. Línea Madrid-Alcázar de San Juan.  
Tramo Manzanares-Alcázar de San Juan

| Núm. | Tipo de obra | P.K.    | Ancho (m) | Alto (m) | Características   |
|------|--------------|---------|-----------|----------|---|
| 1    | O.D.T.       | 150+930 | 1,95      | 2,5      | Arroyo de Córdoba                                       |
| 2    | O.D.T.       | 153+002 | 2         | 2,93     | Galería 2,00 x 2,93 m                                   |
| 3    | O.D.T.       | 153+789 | 2         | 2,93     | Galería 2,00 x 2,93 m                                   |
| 4    | O.D.T.       | 156+094 | 1,5       | 1        | Galería 1,50 x 1,00 m                                   |
| 5    | O.D.T.       | 156+553 | 1,05      | 0,6      | Galería 1,05 x 0,60 m                                   |
| 6    | O.D.T.       | 157+194 | 0,9       | 0,6      | Galería 0,90 x 0,60 m                                   |
| 7    | O.D.T.       | 157+810 | 0,9       | 0,6      | Galería 0,90 x 0,60 m                                   |
| 8    | O.D.T.       | 159+398 | 1,14      | 0,77     | Galería 1,14 x 0,77 m                                   |
| 9    | O.D.T.       | 161+286 | 1,2       | 1        | Galería 1,20 x 1,00 m                                   |
| 10   | O.D.T.       | 163+862 | 1         | 0,65     | En la estación de Marañón                               |
| 11   | O.D.T.       | 164+463 | 1,5       | 1        | En la estación de Marañón                               |
| 12   | O.D.T.       | 165+324 | 0,8       | 0,6      | Galería 0,80 x 0,60 m                                   |
| 13   | O.D.T.       | 166+261 | 1,5       | 1        | Galería 1,50 x 1,00 m                                   |
| 14   | O.D.T.       | 166+866 | 1,05      | 0,6      | Galería 1,05 x 0,60 m                                   |
| 15   | O.D.T.       | 168+570 | 1,15      | 0,76     | Galería 1,15 x 0,76 m                                   |
| 16   | P.I.         | 184+250 | 1,93      | 2        | Galería 1,93 x 2 m, en la estación Herrera de La Mancha |
| 17   | P.I.         | 188+391 |           |          | Camino  |
| 18   | O.D.T.       | 190+458 | 0,5       | 0,5      | Galería 0,50 x 0,50 m                                   |
| 19   | O.D.T.       | 190+768 | 1         | 0,7      | Galería 1,00 x 0,70 m                                   |
| 20   | O.D.T.       | 193+753 | 0,75      | 0,55     | Galería 0,75 x 0,55 m                                   |
| 21   | O.D.T.       | 194+440 | 0,75      | 0,55     | Galería 0,75 x 0,55 m                                   |
| 22   | O.D.T.       | 194+723 | 0,75      | 0,5      | Galería 0,75 x 0,50 m                                   |

**2.1.3. LÍNEA SEVILLA-CÁDIZ. TRAMO AEROPUERTO DE JEREZ-CÁDIZ**
**Cuadro A1.9.** Obras de drenaje. Línea Sevilla-Cádiz.  
Tramo Aeropuerto de Jerez-Cádiz

| Núm. | P.K.    | Alto (m) | Ancho (m) | e_sup. (m) | e_lateral (m) | Forma       |
|------|---------|----------|-----------|------------|---------------|-------------|
| 1    | 120+386 | 1,9      | 2,6       | 0,25       | 0,4           | rectangular |
| 2    | 120+396 | 0,5      | 1,5       | -          | -             | bóveda      |
| 3    | 122+950 | 0,5      | 0,5       | -          | -             | tubo        |
| 4    | 122+995 | 0,7      | 0,7       | -          | -             | tubo        |
| 5    | 123+060 | 0,5      | 0,5       | -          | -             | tubo        |
| 6    | 123+580 | 1,1      | 1,4       | -          | -             | bóveda      |

**2.1.4. LÍNEA SEVILLA-CÁDIZ. SUBTRAMO PUERTO REAL (DUPLICACIÓN DE VÍA)**
**Cuadro A1.10.** Obras de drenaje. Línea Sevilla-Cádiz. Subtramo Puerto Real

| Núm. | P.K.        | Ancho (m) | Alto (m) | Diámetro (m) | Núm. elem. | Tipología         |
|------|-------------|-----------|----------|--------------|------------|-------------------|
| 1    | 132+136     | -         | -        | 1            | 3          | tubo              |
| 2    | 133+055     | 1         | 1        |              | 1          | Marco rectangular |
| 3    | 133+057     | -         | -        | 1,2          | 1          | tubo              |
| 4    | 134+430     | -         | -        | 1,5          | 3          | tubo              |
| 5    | 134+649     | 1         | 1,55     |              | 1          | Marco rectangular |
| 6    | 134+670     | -         | -        | 1,2          | 3          | tubo              |
| 7    | 135+299     | -         | -        | 1,5          | 3          | tubo              |
| 8    | 1+200 ramal | -         | -        | 1,2          | 3          | tubo              |
| 9    | 2+390 ramal | 1         | 1        |              | 1          | Marco rectangular |
| 10   | 2+389 ramal | -         | -        | 1            | 1          | tubo              |

**2.1.5. ENLACE PAET DE MEDINA DEL CAMPO**
**Cuadro A1.11.** Obras de drenaje. Enlace PAET de Medina del Campo

| Nº | PK    | ancho [m] | alto [m] | Diám. [m] | Long. [m] | tipo              |
|----|-------|-----------|----------|-----------|-----------|-------------------|
| 1  | 5+903 | 6         | 3        |           |           | Marco mampostería |
| 2  | 5+227 | 1         | 1,2      | -         | 11        | Abovedado         |
| 3  | 7+287 | -         | -        | 0,6       | 7         | Marco             |
| 4  | 8+840 | -         | -        | 0,4       | 9         | Marco             |

**2.1.6. LÍNEA MADRID-IRÚN. TRAMO BURGOS MIRANDA DE DUERO  
(RENOVACIÓN DE VÍA Y ELECTRIFICACIÓN)**

**Cuadro A1.12.** Obras de drenaje. Línea Madrid-Irún.  
Tramo Burgos-Miranda de Duero

| Núm. | P.K.    | Ancho (m) | Diámetro (m) | Núm. elem. | Denominación |
|------|---------|-----------|--------------|------------|--------------|
| 1    | 381+544 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 2    | 382+269 | 0,8       | -            | 2          | Alcantarilla |
| 3    | 382+532 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 4    | 382+639 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 5    | 382+947 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 6    | 383+114 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 7    | 383+285 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 8    | 383+872 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 9    | 384+125 | 0,3       | -            | 1          | Tajea        |
| 10   | 384+788 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 11   | 385+240 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 12   | 385+710 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 13   | 385+925 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 14   | 386+710 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 15   | 386+854 | 0,6       | -            | 3          | Tajea        |
| 16   | 386+861 | 2         | -            | 2          | Alcantarilla |
| 17   | 387+184 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 18   | 387+247 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 19   | 387+339 | 1         | -            | 2          | Tajea        |
| 20   | 388+538 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 21   | 388+759 | 0,4       | -            | 1          | Tajea        |
| 22   | 388+964 | 0,4       | -            | 1          | Tajea        |
| 23   | 389+033 | 0,4       | -            | 1          | Tajea        |
| 24   | 389+157 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 25   | 389+940 | 0,25      | -            | 1          | Tajea        |
| 26   | 390+060 | 1         | -            | 1          | Tajea        |
| 27   | 390+591 | 1         | -            | 1          | Tajea        |

| Núm. | P.K.    | Ancho (m) | Diámetro (m) | Núm. elem. | Denominación |
|------|---------|-----------|--------------|------------|--------------|
| 28   | 390+687 | 0,4       | -            | 1          | Tajea        |
| 29   | 393+850 | 1         | -            | 1          | Tajea        |
| 30   | 393+012 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 31   | 393+256 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 32   | 393+462 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 33   | 393+807 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 34   | 394+130 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 35   | 394+598 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 36   | 395+047 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 37   | 397+345 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 38   | 398+527 | 1,8       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 39   | 399+445 | 0,6       | -            | 2          | Tajea        |
| 40   | 399+661 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 41   | 400+504 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 42   | 401+314 | 1         | -            | 1          | Alcantarilla |
| 43   | 401+740 | 0,9       | -            | 1          | Tajea        |
| 44   | 401+780 | 3         | -            | 1          | Alcantarilla |
| 45   | 402+205 | 0,4       | -            | 1          | Tajea        |
| 46   | 402+465 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 47   | 402+974 | 1         | -            | 1          | Tajea        |
| 48   | 403+040 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 49   | 403+520 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 50   | 403+570 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 51   | 403+725 | 0,3       | -            | 1          | Tajea        |
| 52   | 403+728 | 1         | -            | 1          | Tajea        |
| 53   | 403+750 | 1         | -            | 1          | Tajea        |
| 54   | 403+808 | 1         | -            | 1          | Tajea        |
| 55   | 404+117 | 3,5       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 56   | 404+435 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 57   | 404+837 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |

| Núm. | P.K.    | Ancho (m) | Diámetro (m) | Núm. elem. | Denominación |
|------|---------|-----------|--------------|------------|--------------|
| 58   | 404+858 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 59   | 405+095 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 60   | 405+254 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 61   | 405+455 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 62   | 405+917 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 63   | 406+495 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 64   | 406+800 | 1         | -            | 1          | Tajea        |
| 65   | 406+965 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 66   | 407+186 | 0,4       | -            | 1          | Tajea        |
| 67   | 407+357 | 0,35      | -            | 1          | Tajea        |
| 68   | 407+590 | 1,4       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 69   | 407+735 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 70   | 407+832 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 71   | 408+175 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 72   | 408+606 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 73   | 408+684 | 1,2       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 74   | 408+975 | 2,4       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 75   | 409+320 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 76   | 410+141 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 77   | 410+276 | 1,8       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 78   | 410+763 | 0,75      | -            | 1          | Tajea        |
| 79   | 410+825 | 0,75      | -            | 1          | Tajea        |
| 80   | 411+415 | 0,3       | -            | 1          | Tajea        |
| 81   | 411+840 | 0,8       | -            | 1          | Tajea        |
| 82   | 412+230 | 0,3       | -            | 1          | Tajea        |
| 83   | 412+630 | 0,3       | -            | 1          | Tajea        |
| 84   | 413+020 | 0,8       | -            | 1          | Tajea        |
| 85   | 413+566 | 0,7       | -            | 1          | Tajea        |
| 86   | 414+075 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 87   | 414+421 | 0,9       | -            | 2          | Alcantarilla |

| Núm. | P.K.    | Ancho (m) | Diámetro (m) | Núm. elem. | Denominación |
|------|---------|-----------|--------------|------------|--------------|
| 88   | 415+012 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 89   | 415+214 | 2,8       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 90   | 415+411 | 0,9       | -            | 1          | Tajea        |
| 91   | 415+545 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 92   | 415+870 | 0,7       | -            | 1          | Tajea        |
| 93   | 416+075 | 0,6       | -            | 2          | Tajea        |
| 94   | 416+286 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 95   | 416+475 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 96   | 417+155 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 97   | 417+266 | 2         | -            | 1          | Alcantarilla |
| 98   | 418+715 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 99   | 418+947 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 100  | 419+820 | 0,2       | -            | 1          | Tajea        |
| 101  | 420+605 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 102  | 421+110 | 4         | -            | 1          | Ponton       |
| 103  | 421+412 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 104  | 423+833 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 105  | 424+930 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 106  | 425+646 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 107  | 425+877 | 1,5       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 108  | 426+972 | 0,6       | -            | 2          | Tajea        |
| 109  | 427+322 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 110  | 427+938 | 0,55      | -            | 1          | Tajea        |
| 111  | 428+702 | 0,4       | -            | 1          | Tajea        |
| 112  | 429+502 | 0,9       | -            | 2          | Tajea        |
| 113  | 429+844 | 0,95      | -            | 1          | Tajea        |
| 114  | 431+125 | 3         | -            | 1          | Alcantarilla |
| 115  | 432+530 | 0,65      | -            | 1          | Tajea        |
| 116  | 433+344 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 117  | 434+032 | 4         | -            | 1          | Pontón       |

| Núm. | P.K.    | Ancho (m) | Diámetro (m) | Núm. elem. | Denominación |
|------|---------|-----------|--------------|------------|--------------|
| 118  | 434+142 | 1,4       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 119  | 434+257 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 120  | 434+787 | 0,9       | -            | 1          | Tajea        |
| 121  | 434+859 | 1,5       | -            | 2          | Tajea        |
| 122  | 435+306 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 123  | 435+360 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 124  | 435+992 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 125  | 436+338 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 126  | 436+816 | 1,5       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 127  | 437+601 | 1,5       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 128  | 437+638 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 129  | 437+695 | 0,35      | -            | 1          | Tajea        |
| 130  | 437+990 | 0,4       | -            | 1          | Tajea        |
| 131  | 438+127 | 1,55      | -            | 1          | Alcantarilla |
| 132  | 438+236 | 0,8       | -            | 1          | Tajea        |
| 133  | 438+870 | 0,4       | -            | 1          | Tajea        |
| 134  | 439+427 | 1,5       | -            | 2          | Tajea        |
| 135  | 439+263 | 2,5       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 136  | 439+483 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 137  | 439+678 | 1,3       | -            | 1          | Alcantarilla |
| 138  | 439+874 | 0,7       | -            | 1          | Tajea        |
| 139  | 439+926 | 1         | -            | 1          | Tajea        |
| 140  | 440+030 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 141  | 440+148 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 142  | 440+263 | 0,8       | -            | 1          | Tajea        |
| 143  | 440+380 | 0,8       | -            | 1          | Tajea        |
| 144  | 441+155 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 145  | 441+630 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 146  | 442+892 | 1         | -            | 1          | Tajea        |
| 147  | 443+104 | 0,4       | -            | 1          | Tajea        |

| Núm. | P.K.    | Ancho (m) | Diámetro (m) | Núm. elem. | Denominación |
|------|---------|-----------|--------------|------------|--------------|
| 148  | 443+410 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 149  | 444+743 | 0,8       | -            | 1          | Tajea        |
| 150  | 446+460 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 151  | 446+995 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 152  | 447+207 | 1         | -            | 1          | Tajea        |
| 153  | 448+289 | 3         | -            | 1          | Alcantarilla |
| 154  | 448+386 | 0,8       | -            | 1          | Tajea        |
| 155  | 448+994 | 0,7       | -            | 1          | Tajea        |
| 156  | 449+073 | -         | 0,2          | 1          | Tubo         |
| 157  | 449+683 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 158  | 450+224 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |
| 159  | 453+165 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 160  | 453+518 | 0,8       | -            | 2          | Tajea        |
| 161  | 453+942 | 0,6       | -            | 1          | Tajea        |
| 162  | 454+245 | 0,5       | -            | 1          | Tajea        |

### 2.1.7. LÍNEA XÁTIVA-ALCOY

Cuadro A1.13. Obras de drenaje. Línea Xátiva-Alcoy

| Núm. | P.K.   | Ancho (m) | Alto (m) | Núm. elem. | Forma       | Comentario      |
|------|--------|-----------|----------|------------|-------------|-----------------|
| 1    | 0+633  | 13        | 4        | 1          | Rectangular | -               |
| 2    | 1+000  | 8         | 4,6      | 1          | Rectangular | -               |
| 3    | 1+755  | 6         | 4,25     | 1          | Rectangular | -               |
| 4    | 2+210  | 3,7       | 7        | 1          | Rectangular | -               |
| 5    | 3+430  | 30        | 11       | 2          | Rectangular | -               |
| 6    | 4+465  | 0,8       | 0,8      | 1          | Rectangular | Obra de fábrica |
| 7    | 5+715  | 6         | 7,1      | 1          | Rectangular | -               |
| 8    | 24+520 | 3         | 5,6      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 9    | 25+360 | 6         | 7,1      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 10   | 26+500 | 6         | 7,5      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 11   | 27+725 | 1         | 2,2      | 1          | Rectangular | Obra de fábrica |

| Núm. | P.K.   | Ancho (m) | Alto (m) | Núm. elem. | Forma       | Comentario      |
|------|--------|-----------|----------|------------|-------------|-----------------|
| 12   | 27+687 | 3         | 7,3      | 1          | Rectangular | -               |
| 13   | 28+350 | 3,1       | 7        | 1          | Rectangular | -               |
| 14   | 28+755 | 3         | 3,65     | 1          | Abovedado   | -               |
| 15   | 29+050 | 14        | 7        | 1          | Rectangular | -               |
| 16   | 30+185 | 3         | 4        | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 17   | 30+305 | 11        | 10       | 1          | Rectangular | -               |
| 18   | 30+855 | 12        | 10       | 1          | Rectangular | -               |
| 19   | 32+002 | 0,6       | 1        | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 20   | 32+559 | 3         | 3,2      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 21   | 33+018 | 0,7       | 0,85     | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 22   | 33+772 | 11        | 7,1      | 1          | Rectangular | -               |
| 23   | 34+460 | 0,6       | 1        | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 24   | 34+892 | 1,2       | 2,2      | 1          | Rectangular | Obra de fábrica |
| 25   | 35+230 | 0,7       | 0,6      | 1          | Rectangular | Obra de fábrica |
| 26   | 35+643 | 0,9       | 1        | 1          | Rectangular | Obra de fábrica |
| 27   | 35+875 | 8,8       | 1        | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 28   | 36+000 | 5         | 3,65     | 1          | Rectangular | -               |
| 29   | 36+305 | 1         | 1,5      | 2          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 30   | 36+810 | 3         | 8,2      | 1          | Abovedado   | -               |
| 31   | 36+980 | 0,8       | 1,7      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 32   | 37+403 | 0,8       | 2        | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 33   | 37+668 | 3         | 3        | 1          | Rectangular | Obra de fábrica |
| 34   | 48+085 | 3,2       | 4        | 1          | Abovedado   | -               |
| 35   | 48+545 | 3         | 3,8      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 36   | 48+790 | 3         | 2,9      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 37   | 49+430 | 6         | 10       | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 38   | 49+665 | 4,5       | 9,5      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 39   | 50+042 | 1         | 1,8      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 40   | 50+250 | 1         | 1,45     | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 41   | 50+775 | 2         | 2,4      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |

| Núm. | P.K.   | Ancho (m) | Alto (m) | Núm. elem. | Forma       | Comentario      |
|------|--------|-----------|----------|------------|-------------|-----------------|
| 42   | 51+527 | 4         | 3,7      | 1          | Abovedado   | -               |
| 43   | 51+872 | 2         | 2,4      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 44   | 52+275 | 1         | 1,4      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 45   | 52+473 | 2         | 3,15     | 1          | Abovedado   | -               |
| 46   | 53+097 | 2         | 3        | 1          | Abovedado   | -               |
| 47   | 53+544 | 3         | 2,9      | 1          | Abovedado   | -               |
| 48   | 53+842 | 2         | 2,4      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 49   | 54+220 | 16,5      | 7        | 1          | Rectangular | -               |
| 50   | 54+645 | 1,9       | 3        | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 51   | 54+854 | 1         | 1,4      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 52   | 55+220 | 5,85      | 3        | 1          | Rectangular | -               |
| 53   | 55+690 | 10,65     | 2,65     | 1          | Rectangular | -               |
| 54   | 55+960 | 3         | 2,2      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 55   | 56+232 | 6         | 6,15     | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 56   | 56+865 | 2         | 1,85     | 2          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 57   | 57+120 | 8         | 5,6      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 58   | 57+585 | 8         | 4,1      | 1          | Abovedado   | -               |
| 59   | 57+726 | 2         | 3,55     | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 60   | 58+030 | 3         | 4,65     | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 61   | 58+170 | 9,65      | 1,7      | 1          | Rectangular | -               |
| 62   | 59+045 | 3         | 2,15     | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 63   | 59+110 | 6         | 5,5      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 64   | 59+525 | 1         | 1,65     | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 65   | 59+586 | 2,7       | 5,43     | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 66   | 59+677 | 2         | 0,86     | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 67   | 59+940 | 1,45      | 1,6      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 68   | 60+375 | 3         | 3,35     | 1          | Abovedado   | -               |
| 69   | 60+817 | 0,9       | 1        | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 70   | 60+925 | 5,5       | 7        | 1          | Abovedado   | -               |
| 71   | 61+070 | 3         | 3,6      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |

| Núm. | P.K.   | Ancho (m) | Alto (m) | Núm. elem. | Forma       | Comentario      |
|------|--------|-----------|----------|------------|-------------|-----------------|
| 72   | 61+337 | 5,85      | 6,5      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 73   | 62+048 | 5         | 7,4      | 1          | Abovedado   | Obra de fábrica |
| 74   | 62+249 | 3         | 4,2      | 1          | Abovedado   | -               |
| 75   | 62+813 | 3         | 3        | 1          | Rectangular | Obra de fábrica |
| 76   | 63+245 | 8,1       | 4        | 1          | Abovedado   | -               |
| 77   | 63+685 | 5         | 3,05     | 1          | Abovedado   | -               |

### 2.1.8. LÍNEA MÁLAGA-FUENGIROLA. TRAMO AEROPUERTO DE MÁLAGA-CAMPAMENTO BENÍTEZ (DUPLICACIÓN DE VÍA)

**Cuadro A1.14.** Obras de drenaje. Línea Málaga-Fuengirola.  
Tramo Aeropuerto de Málaga-Campamento Benítez

| Núm. | P.K.   | Ancho (m) | Alto (m) | Diámetro (m) | Núm. elem. | Tipo              |
|------|--------|-----------|----------|--------------|------------|-------------------|
| 1    | 9+288  | 5-5,50    | 3,98     |              | 1          | Marco rectangular |
| 2    | 9+530  |           |          | 1,2          | 2          | Obra de drenaje   |
| 3    | 9+871  |           |          | 1            | 1          | Obra de drenaje   |
| 4    | 10+836 | 4,5       | 2,05     |              |            | Obra de drenaje   |

### 2.1.9. LÍNEA SEVILLA-CÁDIZ. SUBTRAMO LEBRIJA-EL CUERVO

**Cuadro A1.15.** Obras de drenaje. Línea Sevilla Cádiz. Subtramo Lebrija-El Cuervo

| Núm. | P.K.    | Ancho (m) | Alto (m) | Diámetro (m) | Núm. elem. | Tipo        |
|------|---------|-----------|----------|--------------|------------|-------------|
| 1    | 78+450  | 1,31      | 2,38     | -            | 1          | Rectangular |
| 2    | 79+360  | 2,45      | 2,51     | -            | 1          | Abovedado   |
| 3    | 79+890  | 2,45      | 1,38     | -            | 1          | Rectangular |
| 4    | 81+300  | 0,84      | 1,35     | -            | 1          | Rectangular |
| 5    | 83+050  | 0,84      | 1,35     | -            | 1          | Rectangular |
| 6    | 84+300  | 1,91      | 0,99     | -            | 1          | Rectangular |
| 7    | 85+250  | 2,54      | 1,67     | -            | 1          | Rectangular |
| 8    | 86+300  | 0,97      | 1,64     | -            | 3          | Rectangular |
| 9    | 100+368 | 5         | 3        | -            | 3          | Rectangular |
| 10   | 100+811 | -         | -        | 1,8          | 1          | Tubo        |
| 11   | 101+800 | 3         | 2,5      | -            | 2          | Rectangular |

|    |          |   |     |     |   |             |
|----|----------|---|-----|-----|---|-------------|
| 12 | 102+042  | - | -   | 1,8 | 1 | Tubo        |
| 13 | 102+970  | - | -   | 1,8 | 1 | Tubo        |
| 14 | 103+133  | - | -   | 1,8 | 1 | Tubo        |
| 15 | 103+330  | - | -   | 1,8 | 1 | Tubo        |
| 16 | 104+107  | - | -   | 1,8 | 1 | Tubo        |
| 17 | 104+712  | 5 | 2,5 | -   | 1 | Rectangular |
| 18 | 105+0,48 | - | -   | 1,8 | 2 | Tubo        |
| 19 | 105+232  | - | -   | 1,8 | 1 | Tubo        |
| 20 | 105+591  | - | -   | 1,8 | 1 | Tubo        |
| 21 | 106+128  | 5 | 3,5 | -   | 1 | Rectangular |
| 22 | 106+313  | 5 | 3,5 | -   | 1 | Rectangular |
| 23 | 106+492  | - | -   | 1,8 | 1 | Tubo        |
| 24 | 106+975  | 5 | 3   | -   | 2 | Rectangular |
| 25 | 107+252  | - | -   | 1,8 | 1 | Tubo        |
| 26 | 107+612  | - | -   | 1,8 | 1 | Tubo        |
| 27 | 107+947  | 5 | 3   | -   | 1 | Rectangular |
| 28 | 108+760  | 3 | 2   | -   | 1 | Rectangular |
| 29 | 109+224  | 1 | 2   | -   | 1 | Rectangular |

## 2.2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL INVENTARIO

A continuación se analizan las dimensiones de cada tipología, teniendo en cuenta la información de todos los subtramos.

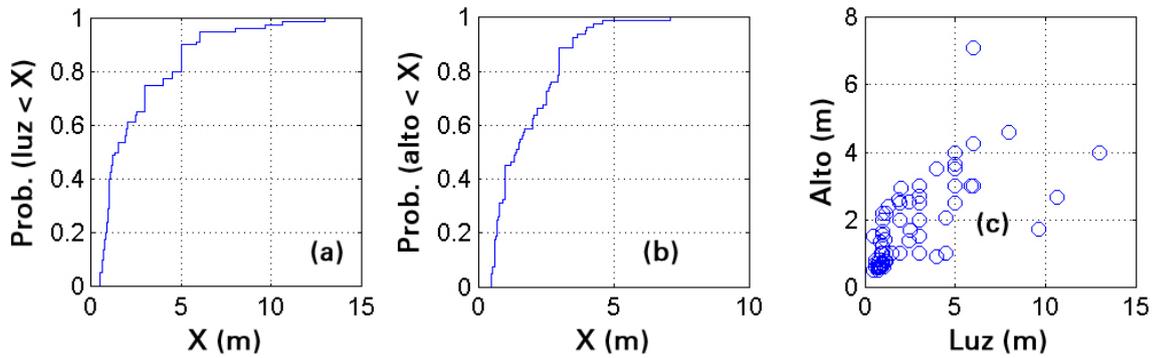
### 2.2.1. MARCOS RECTANGULARES

En esta tipología aparecen algunos casos en los que la información disponible es incompleta o de dudosa validez (por ejemplo, la estructura 5, del Cuadro A1.13). Estas estructuras no se han considerado en los análisis que siguen.

El análisis de frecuencia de aparición para los marcos rectangulares se presenta en la Figura A1.2. En las dos primeras gráficas se representa la función de distribución de probabilidad de una dimensión: la luz en la izquierda (*a*) y la altura en la derecha (*b*). La tercera gráfica (*c*) representa la correlación entre los valores de luz y altura para cada una de las estructuras. De los valores de las gráficas se deducen las siguientes conclusiones:

- Más de la mitad de las estructuras son de pequeño tamaño (luzes menores de 2 m, alturas menores de 1,5 m).
- El 90% de las estructuras tiene anchos menores de 5 m y altura menor de 3 m.
- El valor máximo de luz es de 13 m y la máxima altura de 7 m.
- Entre los valores correspondientes a los percentiles 50 y 90 no destaca ningún valor.

**Figura A1.2.** Funciones de distribución de las dimensiones de los marcos rectangulares en los proyectos analizados

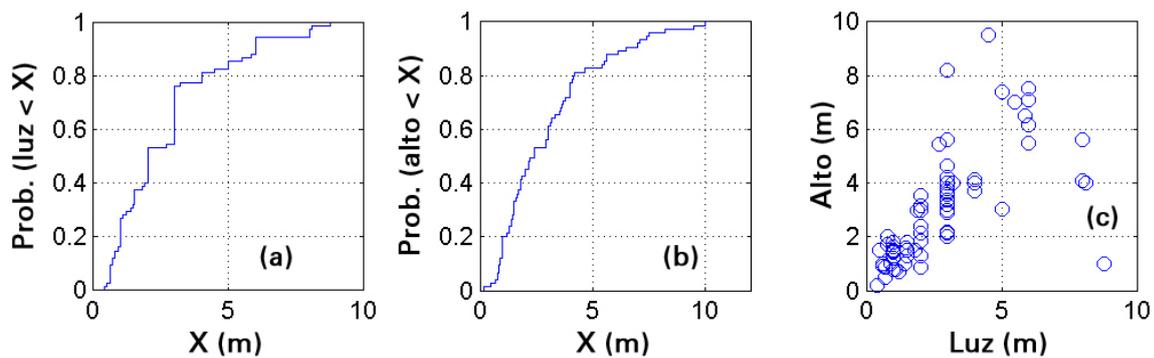


### 2.2.2. MARCOS ABOVEDADOS

El análisis de frecuencia de aparición para los marcos abovedados se presenta en la Figura A1.3. En las dos primeras gráficas se representa la función de distribución de probabilidad de una dimensión: la luz en la izquierda (a) y el alto en la derecha (b). La tercera gráfica (c) representa la correlación entre los valores de luz y altura para cada una de las estructuras. De los valores de las gráficas se deducen las siguientes conclusiones:

- Más de la mitad de las estructuras corresponden a marcos de pequeña dimensión (luz y altura menor que 2 m).
- Son raros los marcos con luces y alturas mayores de 8 m.
- Destaca la tipología de luces de 3 y 6 m.

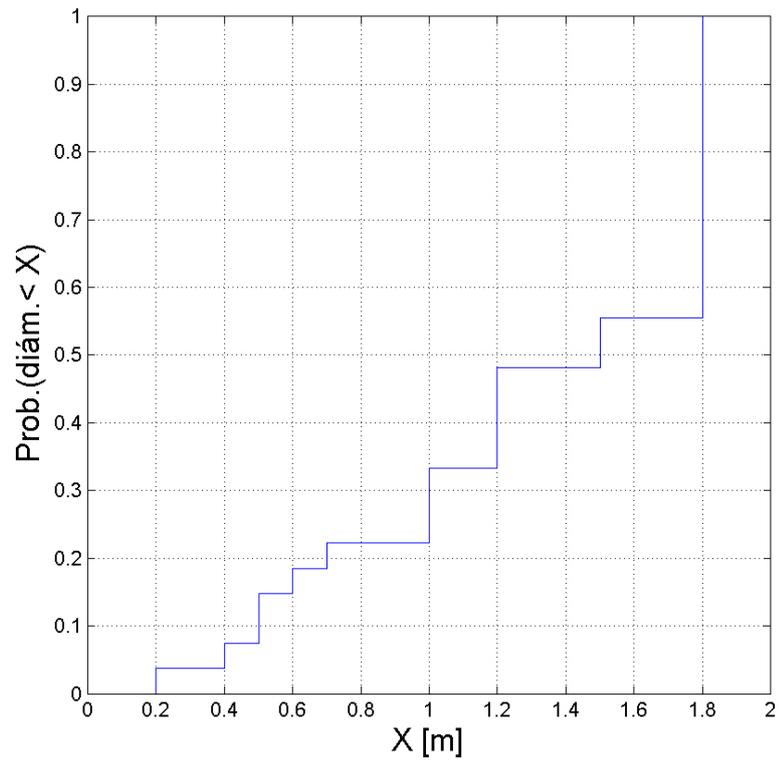
**Figura A1.3.** Funciones de distribución de las dimensiones de los marcos abovedados en los proyectos analizados



### 2.2.3. TUBOS

El análisis de frecuencia de aparición para el diámetro de los tubos se presenta en la Figura A1.4. De los valores de las gráficas se deducen las siguientes conclusiones:

- Casi el 80% de los tubos corresponden a casos con diámetros de 1, 1,2 , 1,5 y 1,8 m.
- Los restantes corresponden a diámetros menores a 1 m.
- Dentro de los tubos, la tipología más habitual (un 45% aproximadamente) es la de 1,8 m.

**Figura A1.4.** Funciones de distribución de los diámetros de los tubos en los proyectos analizado

**ANEXO 2**  
**CAMPAÑA DE AUSCULTACIÓN. RESULTADOS**

---

## ESTRUCTURA NÚMERO 1: MARCO 3 × 3 (M023)

### 1.1. Localización y descripción de la estructura

La estructura se encuentra en las cercanías de Nava de la Asunción (pk 304+800 del subtramo 16 de la LAV Segovia-Valladolid).

Se trata de un marco de 3x3 formado por 8 módulos prefabricados de 2 m de longitud, teniendo un total de 16 m (ver Figura A2.1). La parte inferior del marco se encuentra enterrada bajo una capa de zahorra. En uno de los laterales se ha dispuesto una canaleta. La capa de forma se encuentra a una distancia de entre 30 y 50 cm de la cota superior del marco.

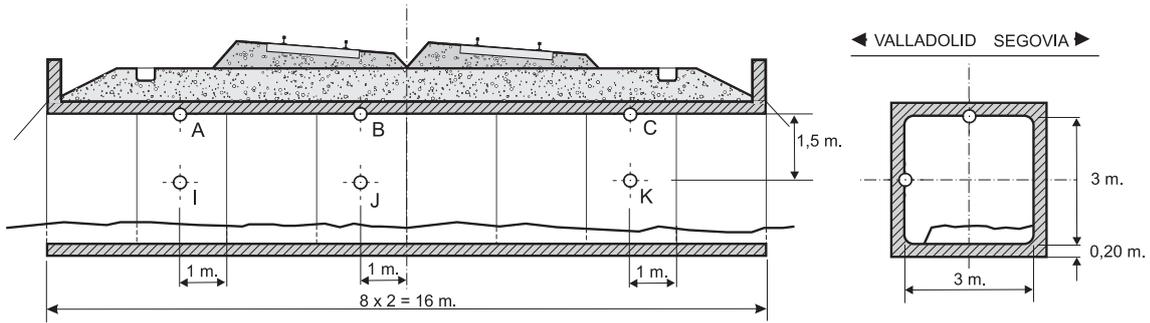
Figura A2.1. Vista de la estructura. Estructura m023



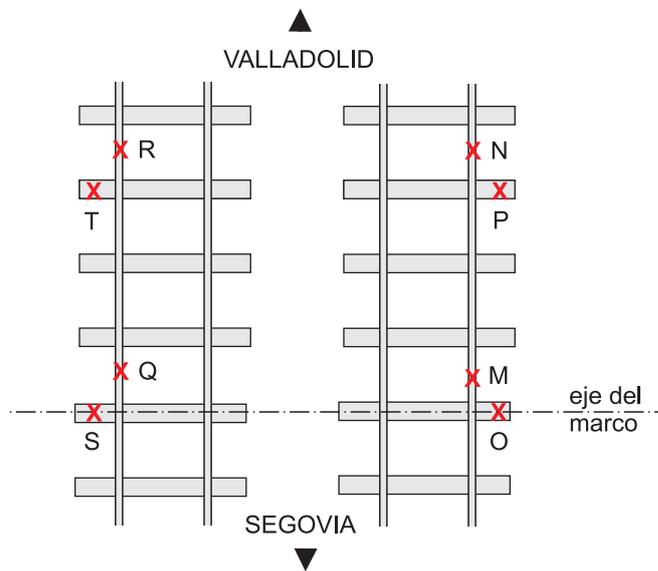
### 1.2. Posición de los sensores

Se han dispuesto 6 sensores en la estructura y 8 en carriles y traviesas sobre la estructura. La Figura A2.2 y la Figura A2.3 presentan la situación de los mismos. La estructura se ha instrumentado en tres secciones longitudinales distintas, midiéndose en cada una la aceleración vertical en el centro del dintel, y la aceleración horizontal en el centro del hastial. En el caso de la superestructura de vía, se ha instrumentado el carril y traviesa en dos secciones cercanas en un carril de cada dirección (ver Figura A2.4).

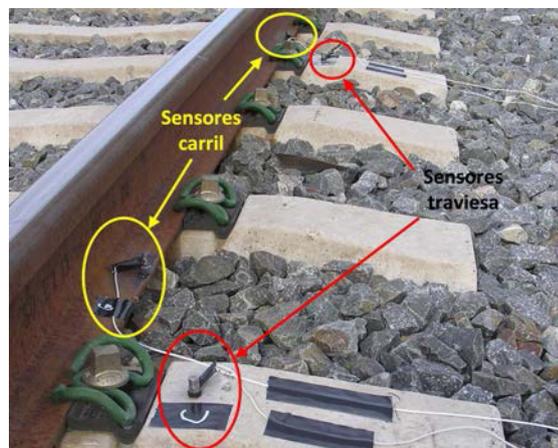
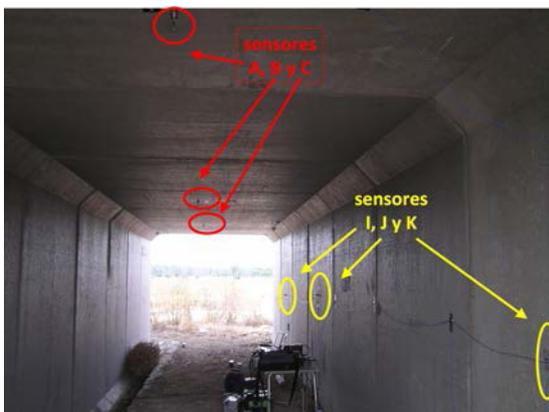
**Figura A2.2.** Croquis de campo con la configuración de los sensores en la estructura.  
Estructura m023



**Figura A2.3.** Croquis de campo con la configuración de los sensores en la superestructura de vía.  
Estructura m023



**Figura A2.4.** Fotos de la posición de algunos de los sensores. Estructura m023



### 1.3. MEDIDAS

Las medidas duraron 2 días. Durante el primer día solo se efectuaron medidas en la estructura. Durante el segundo día, además de estas, se realizaron medidas con los sensores situados en la superestructura. El Cuadro A2.1 recoge los trenes para los que se dispone de registros.

**Cuadro A2.1.** Medidas realizadas. Estructura m023

| Núm. tren | Día | Hora paso | Sentido    | Velocidad (km/h) | Tipo | Núm. tren | Día | Hora paso | Sentido    | Velocidad (km/h) | Tipo |
|-----------|-----|-----------|------------|------------------|------|-----------|-----|-----------|------------|------------------|------|
| 01        | 1   | 7:10      | Segovia    | 233              | 121  | 24        | 1   | 17:54     | Segovia    | 191              | 130  |
| 02        | 1   | 7:25      | Valladolid | 295              | 102  | 25        | 1   | 18:48     | Segovia    | 191              | 130  |
| 03        | 1   | 7:44      | Valladolid | 205              | 130  | 26        | 1   | 19:00     | Valladolid | 205              | 130  |
| 04        | 1   | 8:19      | Valladolid | 195              | 130  | 27        | 1   | 19:07     | Valladolid | 195              | 130  |
| 05        | 1   | 8:40      | Segovia    | 195              | 130  | 28        | 1   | 19:57     | Segovia    | 241              | 121  |
| 06        | 1   | 8:45      | Valladolid | 200              | 130  | 29        | 1   | 19:58     | Valladolid | 232              | 121  |
| 07        | 1   | 8:52      | Segovia    | 299              | 102  | 30        | 1   | 20:29     | Segovia    | 195              | 252  |
| 08        | 1   | 9:55      | Segovia    | 243              | 121  | 31        | 1   | 20:53     | Valladolid | 194              | 130  |
| 09        | 1   | 10:51     | Valladolid | 226              | 130  | 32        | 1   | 21:29     | Segovia    | 200              | 130  |
| 10        | 1   | 11:00     | Segovia    | 189              | 130  | 33        | 1   | 21:41     | Valladolid | 233              | 121  |
| 11        | 1   | 11:09     | Valladolid | 223              | 121  | 34        | 1   | 22:51     | Segovia    | 199              | 130  |
| 12        | 1   | 11:37     | Valladolid | 191              | 130  | 35        | 2   | 7:08      | Valladolid | 266              | 102  |
| 13        | 1   | 11:52     | Segovia    | 200              | 130  | 36        | 2   | 7:09      | Segovia    | 243              | 121  |
| 14        | 1   | 12:12     | Valladolid | 191              | 130  | 37        | 2   | 8:17      | Valladolid | 194              | 130  |
| 15        | 1   | 13:31     | Segovia    | 191              | 130  | 38        | 2   | 8:37      | Segovia    | 186              | 130  |
| 16        | 1   | 14:08     | Valladolid | 178              | 130  | 39        | 2   | 8:46      | Valladolid | 199              | 130  |
| 17        | 1   | 14:29     | Valladolid | 295              | 102  | 40        | 2   | 8:54      | Segovia    | 295              | 102  |
| 18        | 1   | 15:08     | Valladolid | 194              | 252  | 41        | 2   | 9:15      | Valladolid | 234              | 121  |
| 19        | 1   | 15:09     | Segovia    | 192              | 130  | 42        | 2   | 9:46      | Segovia    | 236              | 121  |
| 20        | 1   | 16:12     | Valladolid | 231              | 121  | 43        | 2   | 10:55     | Segovia    | 186              | 130  |
| 21        | 1   | 16:21     | Segovia    | 233              | 121  | 44        | 2   | 11:29     | Valladolid | 98               | 121  |
| 22        | 1   | 16:57     | Valladolid | 192              | 130  | 45        | 2   | 11:43     | Valladolid | 195              | 130  |
| 23        | 1   | 17:22     | Segovia    | 295              | 102  | 46        | 2   | 11:57     | Segovia    | 191              | 130  |

### 1.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

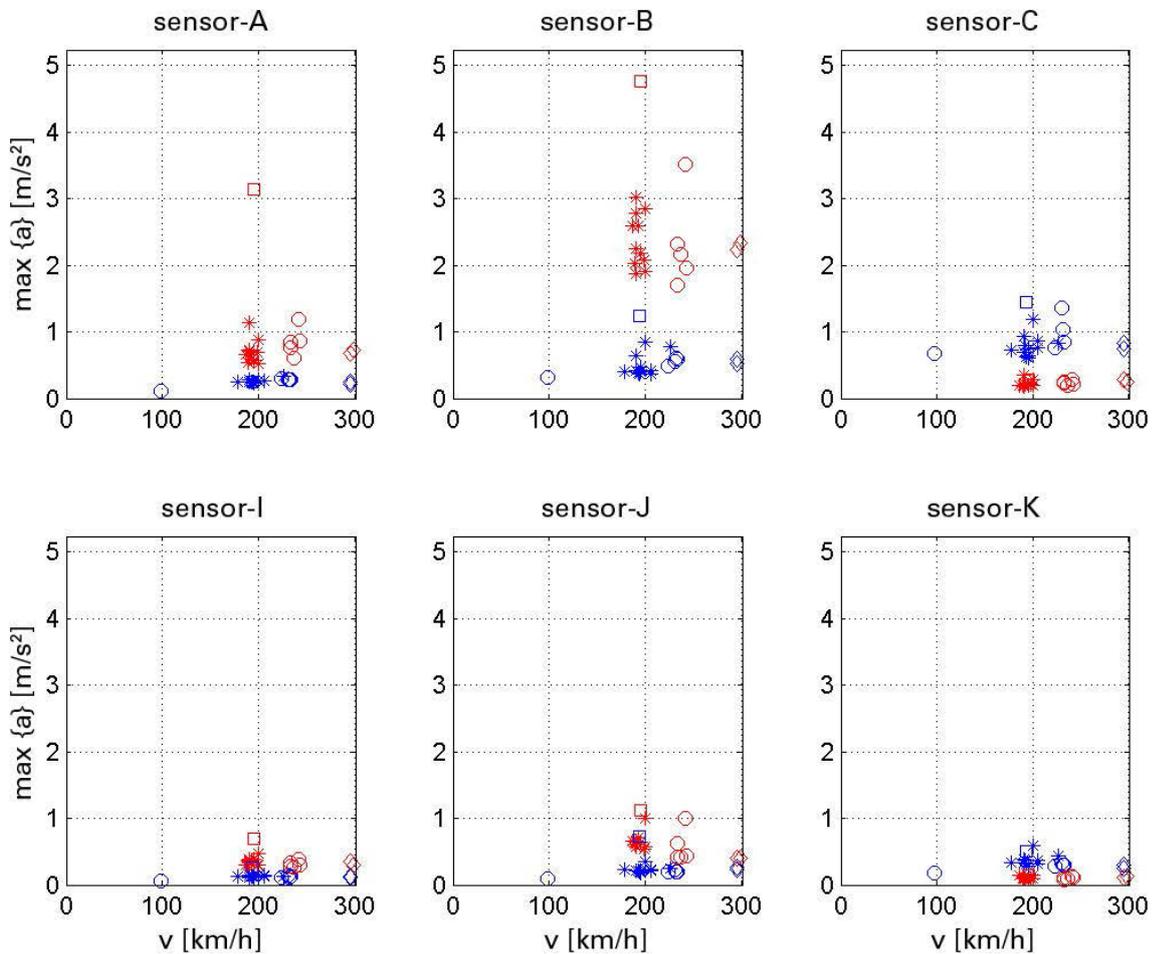
La Figura A2.5 trata de proporcionar una primera visión global de los resultados de las medidas. En ellas cada gráfica presenta, para cada sensor, el valor del pico de aceleración, bien pico,

bien RMS (raíz cuadrada del promedio integral de la aceleración al cuadrado) en función de la velocidad del tren registrado. Tal y como puede apreciarse, la correlación entre ambos valores no es significativa.

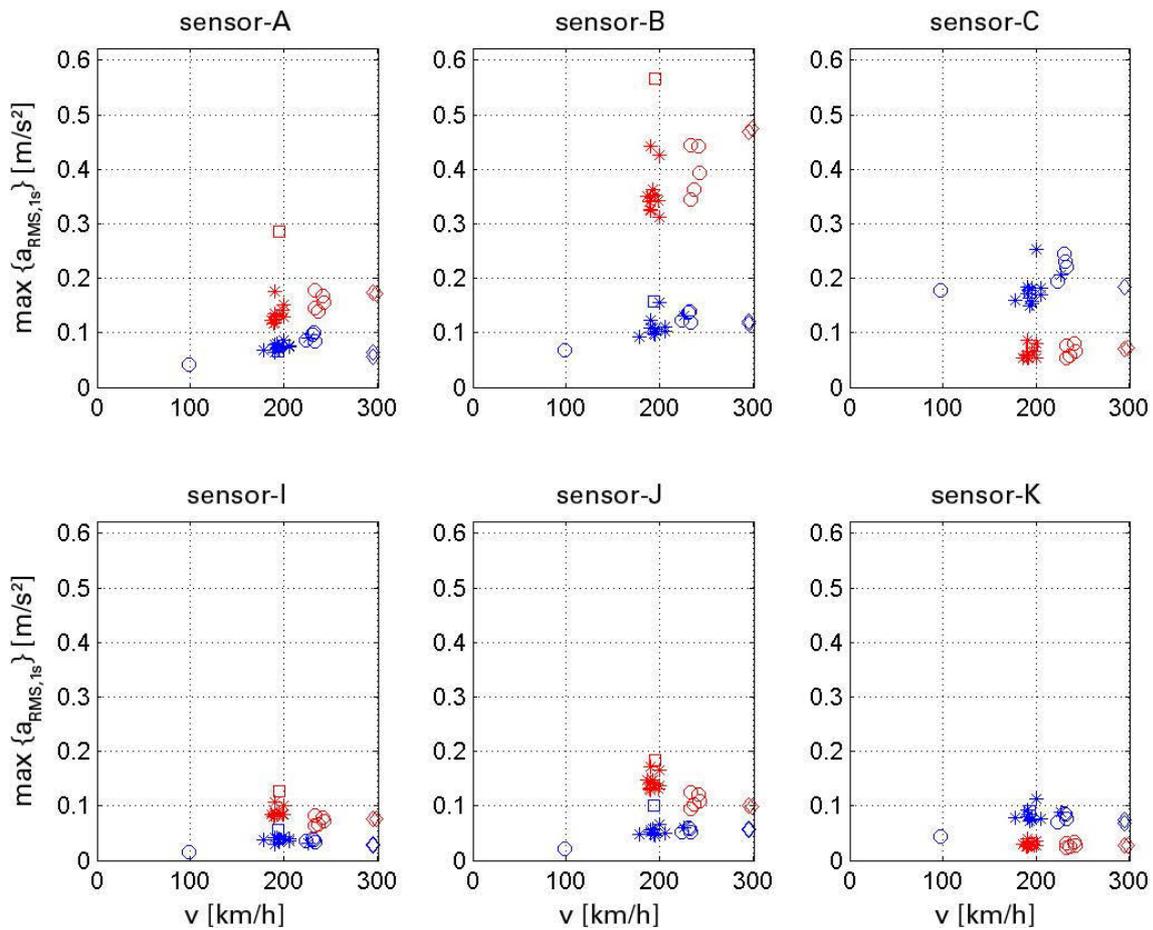
En la gráfica se han representado los dos sentidos de circulación (hacia Valladolid o hacia Segovia) en distinto color. Además, cada tipo de tren tiene una forma de punto distinta. Esto se ha hecho con el objeto de permitir apreciar el efecto que cada uno de estos factores (sentido de circulación y tipo de tren) tiene en el valor registrado.

Una representación como la anterior es adecuada para valorar el efecto de la velocidad y el tipo de tren, pero solo deja intuir el efecto que tiene la posición relativa del sensor con respecto al carril. En efecto, el sensor situado más cerca de la vía por la que circula el tren medido siempre tiene valores más altos que el más alejado tanto en dintel como en hastiales. Sin embargo no deja claro por qué en un sentido los niveles son mayores que en el otro. Este hecho se explica por la posición relativa del sensor con respecto a la vía.

**Figura A2.5.** Valores de aceleración pico y RMS registrados en los sensores dispuestos en el marco en función de la velocidad. Cada forma representa un tipo de tren y el color un sentido de paso. Estructura m023

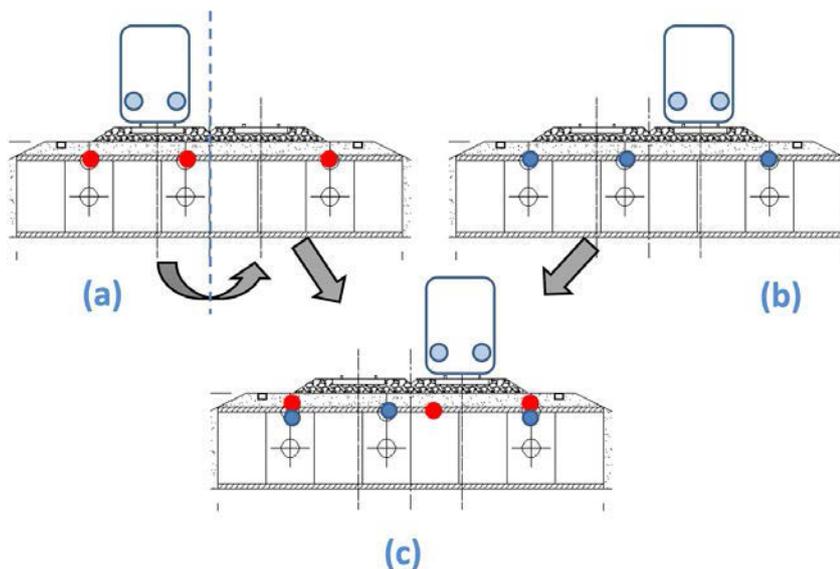


|           | S → V | V → S |
|-----------|-------|-------|
| Serie 121 | ○     | ○     |
| Serie 130 | *     | *     |
| Serie 102 | ◆     | ◆     |
| Serie 252 | □     | □     |



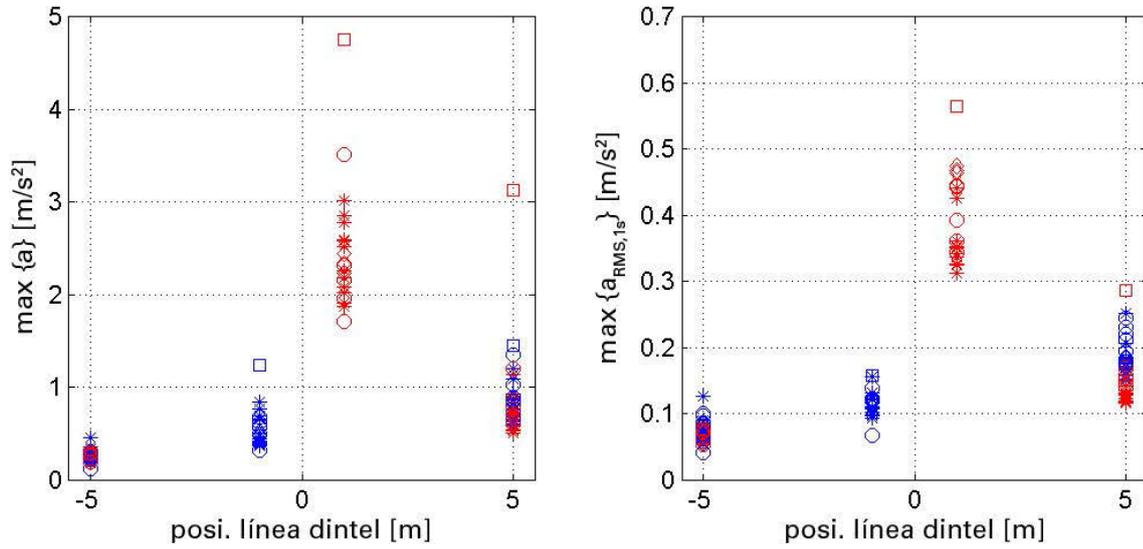
La Figura A2.6 presenta la posición relativa del tren según el sentido de paso. La figura sugiere una representación análoga de los valores máximos para comprobar su importancia. En esta nueva representación de las medidas anteriores, las abscisas serían la posición bien sobre la línea del dintel, bien sobre la línea del hastial. La dificultad de representar los dos sentidos de circulación simultáneamente puede resolverse fácilmente considerando para uno de ellos la posición simétrica de tren y sensores (ver parte inferior de la Figura A2.6).

**Figura A2.6.** Consideración de la posición relativa de los sensores



Esta nueva representación se ha realizado (ver Figura A2.7) tanto para la aceleración pico como para el máximo de la aceleración promedio considerando sólo los sensores del dintel, y el tren circulando en el eje positivo. Como era de esperar, los niveles medidos son mayores bajo la vía donde se produce la circulación. La coincidencia de puntos de distintos colores, es decir, distintos sentidos, demuestra que la posición relativa explica las diferencias de nivel, sin existir ningún sesgo especial asociado a uno de los sentidos de circulación.

**Figura A2.7.** Respuesta en el dintel en función de la distancia relativa. Los colores y formas siguen la leyenda de la Figura A2.5



## ESTRUCTURA NÚMERO 2: MARCO 5 × 3 (M003)

### 2.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se encuentra en las proximidades de la cárcel de Segovia, en el pk 74+160 del subtramo 12 de la LAV Segovia-Valladolid.

Se trata de un marco de 5 × 3 m de sección y de 19 m de longitud, con una junta de dilatación en la sección central (ver Figura A2.8). La parte inferior del marco se encuentra enterrada bajo una capa de zahorra. La capa de forma se encuentra a una distancia de entre 30 y 50 cm de la cota superior del marco.

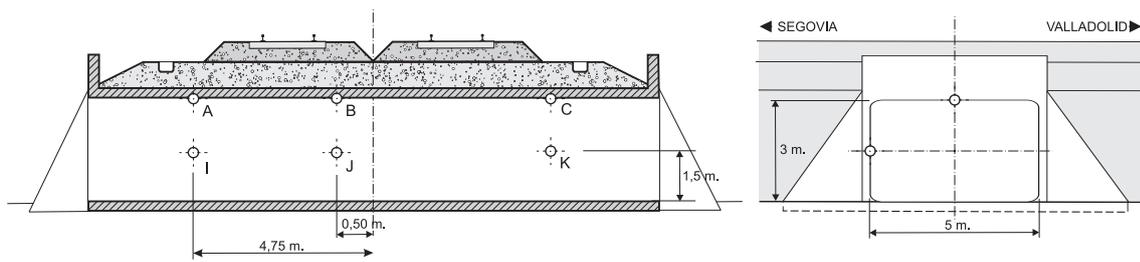
**Figura A2.8.** Vista de la estructura. Estructura m003



### 2.2. POSICIÓN DE LOS SENSORES

Se han dispuesto 6 sensores en la estructura según lo indicado en la Figura A2.9. La estructura se ha instrumentado en tres secciones longitudinales distintas, midiéndose en cada una la aceleración vertical en el centro del dintel, y la aceleración horizontal en el centro del hastial.

**Figura A2.9.** Croquis de campo de la configuración de los sensores en la estructura m003



### 2.3. MEDIDAS

Las medidas se realizaron en un único día, durante el que se registró el paso de 12 trenes. El Cuadro A2.2 recoge algunos datos de los trenes para los que se dispone de medidas.

**Cuadro A2.2.** Medidas realizadas. Estructura m003

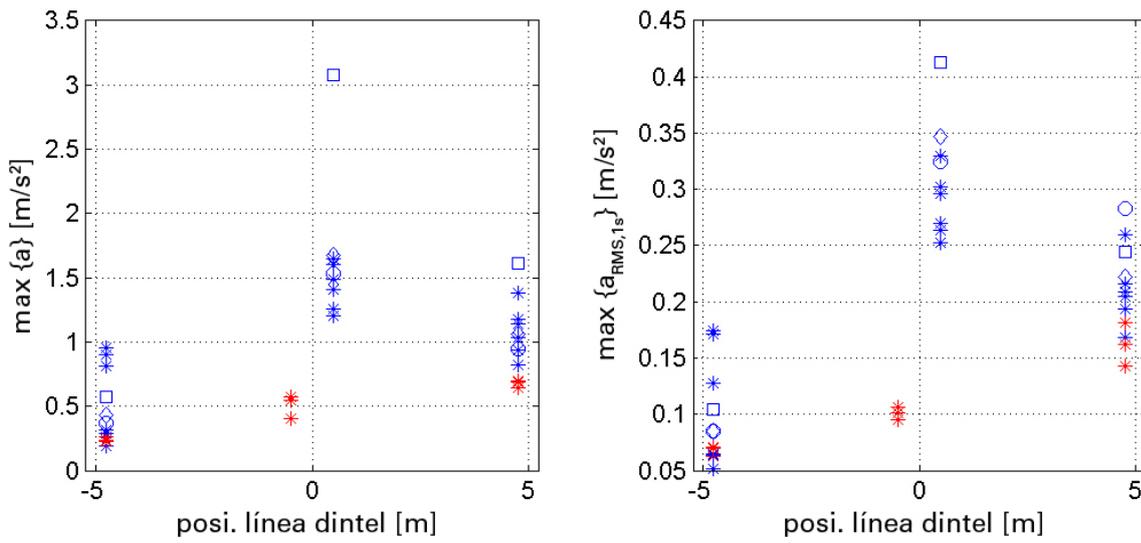
| Número tren | Hora paso | Sentido    | Velocidad [km/h] | Tipo |
|-------------|-----------|------------|------------------|------|
| 1           | 11:30     | Valladolid | 195              | 130  |
| 2           | 11:57     | Segovia    | 179              | 130  |
| 3           | 13:05     | Valladolid | 216              | 130  |
| 4           | 13:32     | Segovia    | 175              | 130  |
| 5           | 13:57     | Valladolid | 200              | 130  |
| 6           | 14:25     | Valladolid | 301              | 130  |
| 7           | 14:55     | Valladolid | 209              | 252  |
| 8           | 15:00     | Segovia    | 181              | 130  |
| 9           | 15:23     | Valladolid | 195              | 130  |
| 10          | 16:06     | Valladolid | 246              | 121  |
| 11          | 16:46     | Valladolid | 195              | 130  |
| 12          | 17:18     | Valladolid | 247              | 130  |

### 2.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

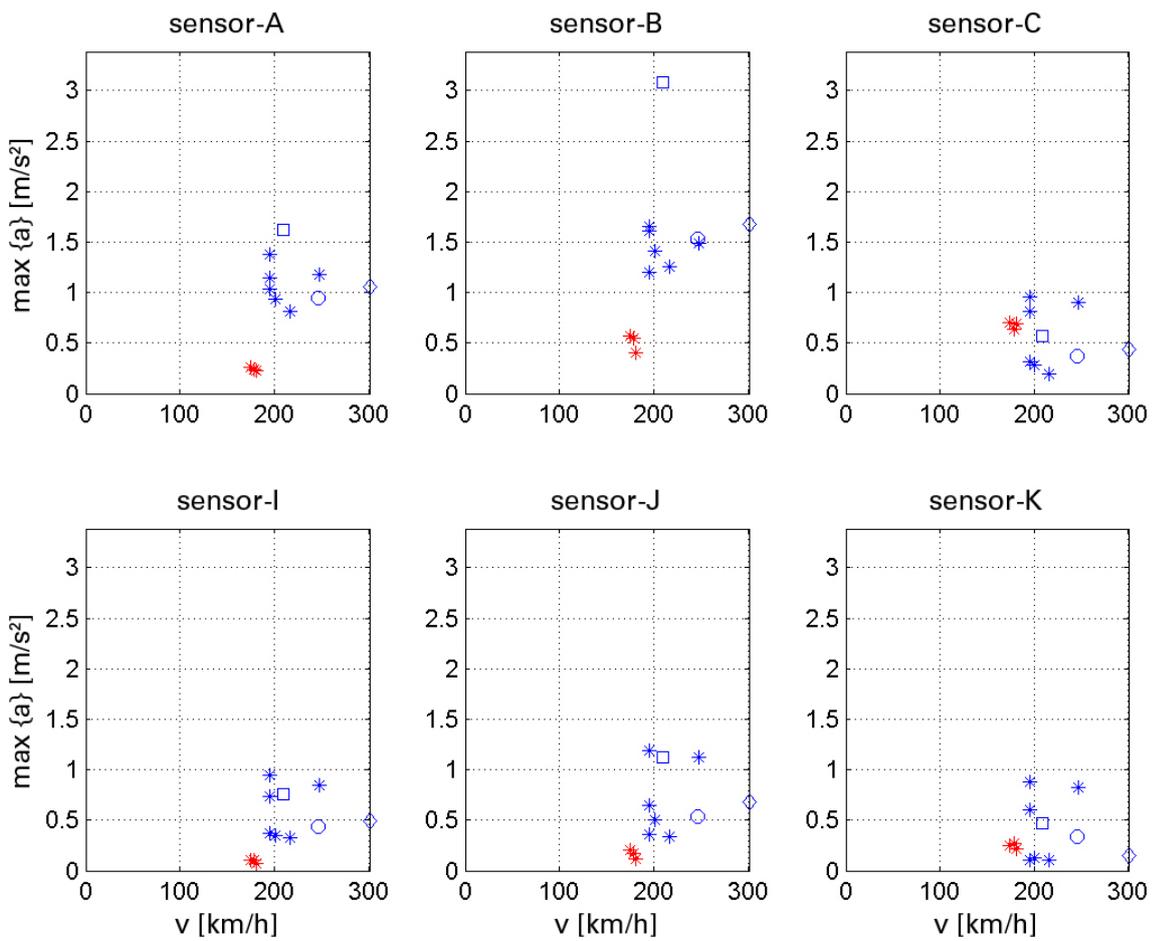
La Figura A2.11 y la Figura A2.10 tratan de proporcionar una primera visión global de los resultados de las medidas. Son análogas a la Figura A2.5 y la Figura A2.7 respectivamente.

Llama la atención en estas figuras el hecho de que los trenes con sentido Segovia produzcan niveles inferiores a aquellos con sentido Valladolid. Esto se debe a la menor velocidad de estos trenes, asociada a la cercanía de la estructura con la estación de Segovia.

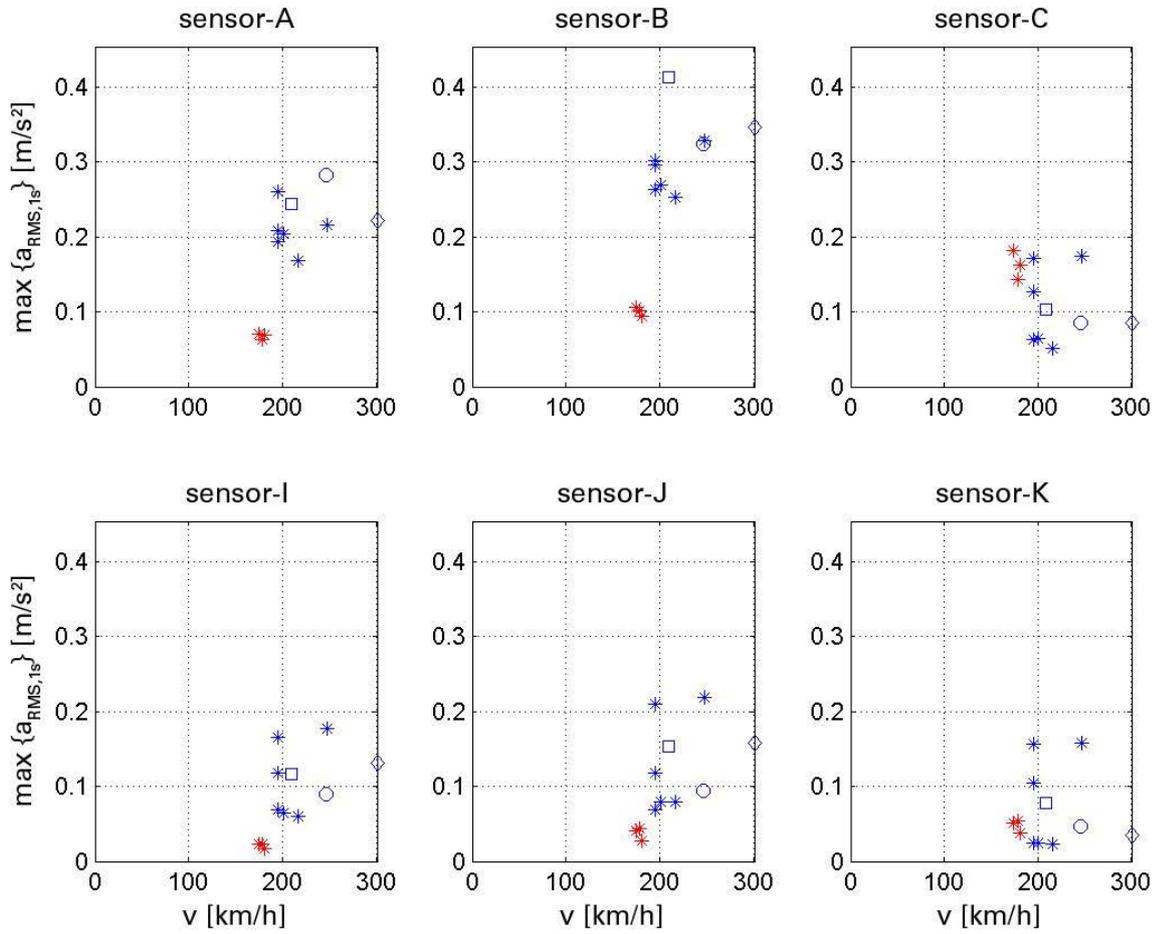
**Figura A2.10.** Respuesta en el dintel en función de la distancia relativa. Estructura m003



**Figura A2.11.** Valores de aceleración pico y RMS registrados en los sensores dispuestos en el marco en función de la velocidad. Cada color representa un sentido de paso. Estructura m003



|           | S → V | V → S |
|-----------|-------|-------|
| Serie 121 | ○     | ◉     |
| Serie 130 | *     | *◉    |
| Serie 102 | ◆     | ◉◆    |
| Serie 252 | □     | ◉□    |



## ESTRUCTURA NÚMERO 3: TUBO Ø1,8 M (T011)

### 3.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se encuentra en las proximidades del polígono industrial Nicomedes García de Segovia, en el pk 80+290 del subtramo 12 de la LAV Segovia-Valladolid.

Se trata de un tubo de 1,8 m de diámetro, formado por 8 módulos de 2,42 m de longitud, tejiéndose en total unos 19,4 m (ver Figura A2.12). La capa de forma se encuentra a una distancia de entre 50 y 80 cm de la cota superior del tubo.

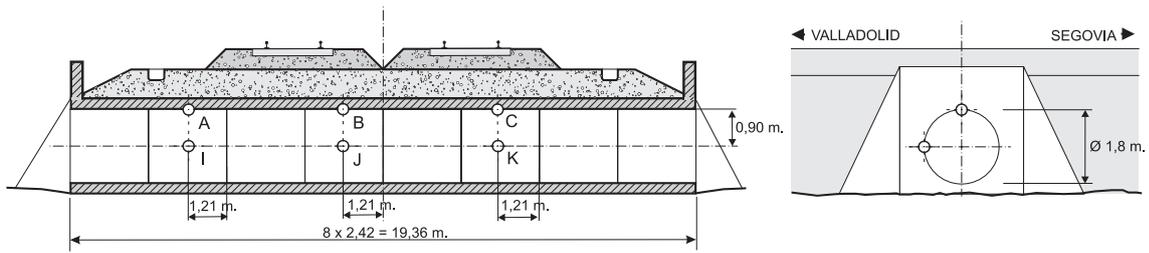
**Figura A2.12.** Vista de la estructura. Estructura t011



### 3.2. POSICIÓN DE LOS SENSORES

Se han dispuesto 6 sensores en la estructura según lo indicado en la Figura A2.13. La estructura se ha instrumentado en tres secciones longitudinales distintas, midiéndose en cada una la aceleración vertical en el centro del dintel, y la aceleración horizontal en el centro del hastial.

**Figura A2.13.** Croquis de campo de la configuración de los sensores en la estructura t011



### 3.3. MEDIDAS

Las medidas se realizaron en un único día, durante el que se registró el paso de 12 trenes. El Cuadro A2.3 recoge algunos datos de los trenes para los que se dispone de medidas.

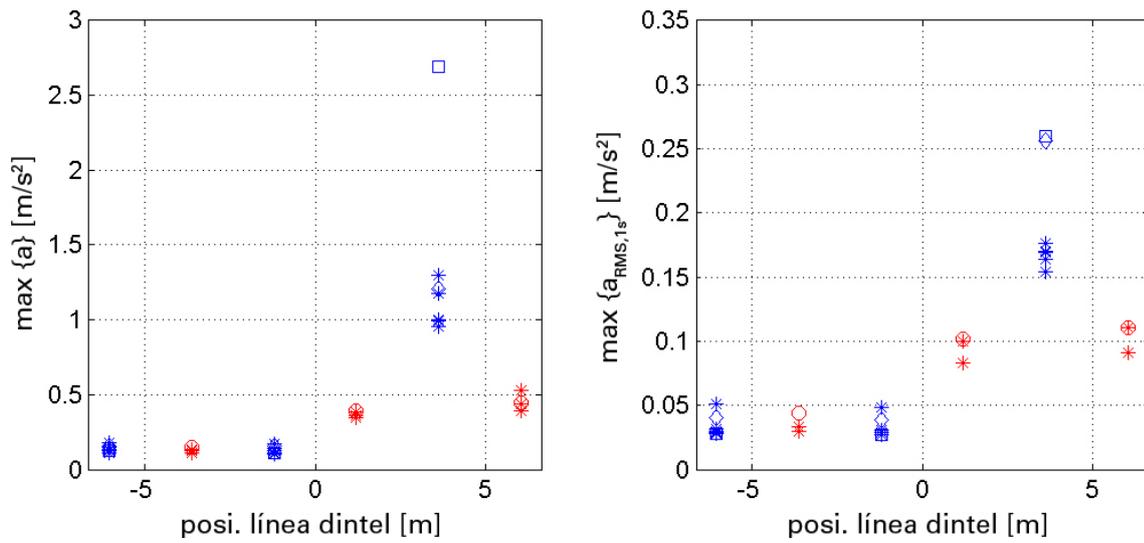
**Cuadro A2.3.** Medidas realizadas. Estructura t011

| Número tren | Hora paso | Sentido    | Velocidad [km/h] | Tipo |
|-------------|-----------|------------|------------------|------|
| 1           | 10:18     | Valladolid | 194              | 130  |
| 2           | 11:07     | Segovia    | 192              | 130  |
| 3           | 11:29     | Valladolid | 200              | 130  |
| 4           | 11:53     | Valladolid | 191              | 130  |
| 5           | 12:36     | Valladolid | 247              | 130  |
| 6           | 13:16     | Segovia    | 200              | 130  |
| 7           | 13:57     | Valladolid | 191              | 130  |
| 8           | 14:26     | Valladolid | 299              | 102  |
| 9           | 14:54     | Segovia    | 197              | 130  |
| 10          | 15:00     | Valladolid | 199              | 252  |
| 11          | 15:21     | Valladolid | 195              | 130  |
| 12          | 16:00     | Segovia    | 240              | 121  |

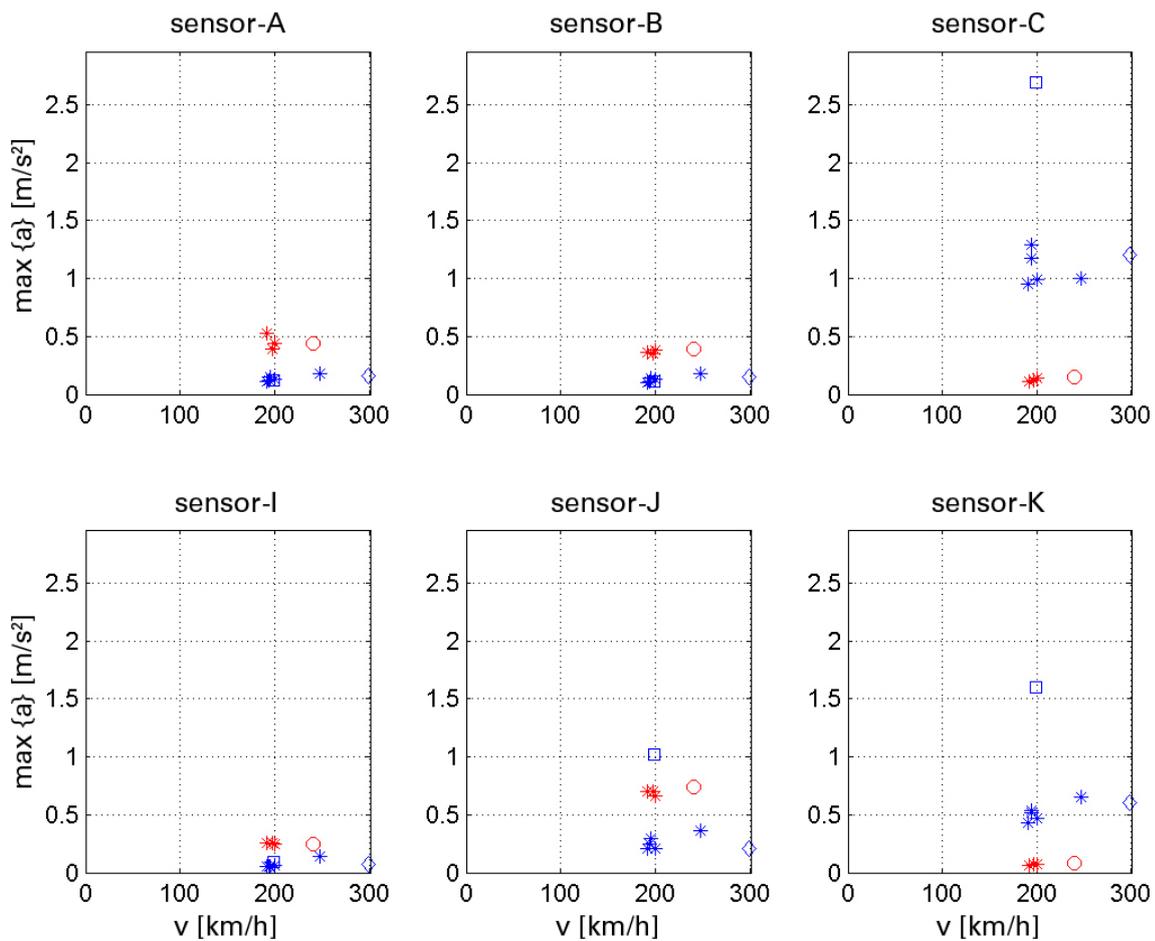
### 3.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La Figura A2.15 y la Figura A2.14 tratan de proporcionar una primera visión global de los resultados de las medidas. Son análogas a la Figura A2.5 y la Figura A2.7.

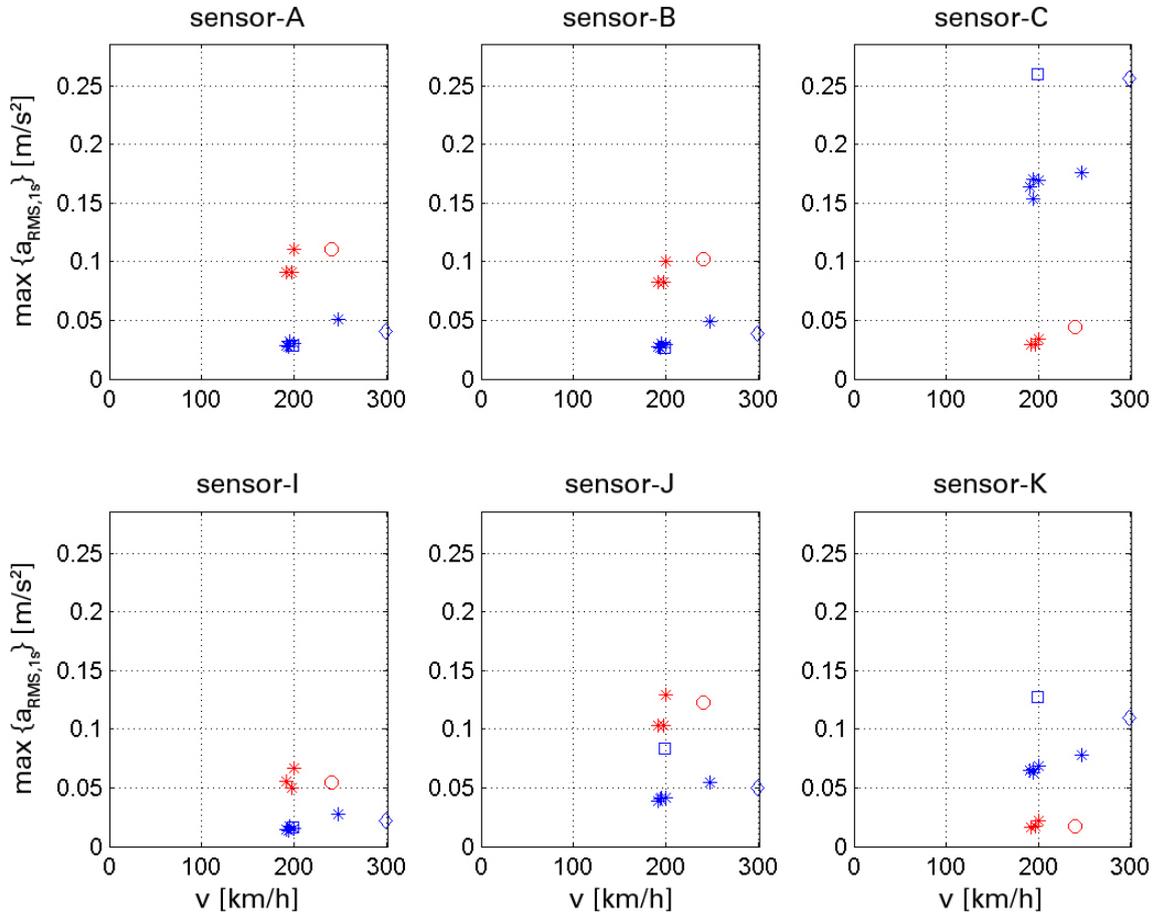
**Figura A2.14.** Respuesta en el dintel en función de la distancia relativa. Estructura t011



**Figura A2.15.** Valores de aceleración pico y RMS registrados en los sensores dispuestos en el tubo en función de la velocidad. Cada color representa un sentido de paso. Estructura t011



|           | S → V | V → S   |
|-----------|-------|---------|
| Serie 121 | ○     | ◉       |
| Serie 130 | *     | * (red) |
| Serie 102 | ◆     | ◆ (red) |
| Serie 252 | □     | ◻ (red) |



## ESTRUCTURA NÚMERO 4: MARCO 3 × 3 (M038)

### 4.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se encuentra en las cercanías de Nava de la Asunción (pk 309+595 del subtramo 17 de la LAV Segovia-Valladolid).

Se trata de un marco de 3 × 3 formado por 12 módulos prefabricados de 2 m de longitud, tejiéndose un total de 24 m (ver Figura A2.16). La parte inferior del marco se encuentra enterrada bajo una capa de zahorra. En uno de los laterales se ha dispuesto una canaleta. La capa de forma se encuentra a una distancia de unos 3 m de la cota superior del marco. Esta estructura se ha seleccionado por esta última característica, que la sitúa fuera de los límites fijados por la IAPF.

Figura A2.16. Vista de la estructura. Estructura m038

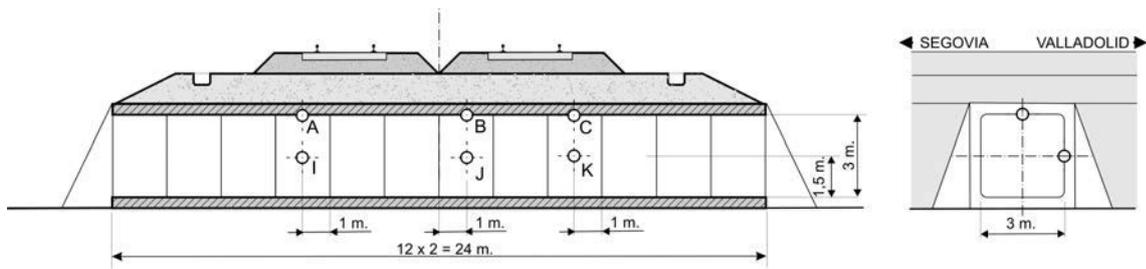


### 4.2. POSICIÓN DE LOS SENSORES

Se han dispuesto 6 sensores en la estructura según lo indicado en la Figura A2.17. La estructura se ha instrumentado en tres secciones longitudinales distintas, midiéndose en cada una la aceleración vertical en el centro del dintel, y la aceleración horizontal en el centro del hastial.

En esta estructura, además de los acelerómetros se han dispuesto dos bandas extensiométricas. Estas se han situado cerca de los sensores B y C, con la banda alineada según el eje de la vía.

**Figura A2.17.** Croquis de campo de la configuración de sensores en la estructura m038



### 4.3. MEDIDAS

Las medidas se realizaron en un único día, durante el que se registró el paso de 13 trenes. El Cuadro A2.4 recoge algunos datos de los trenes para los que se dispone de medidas.

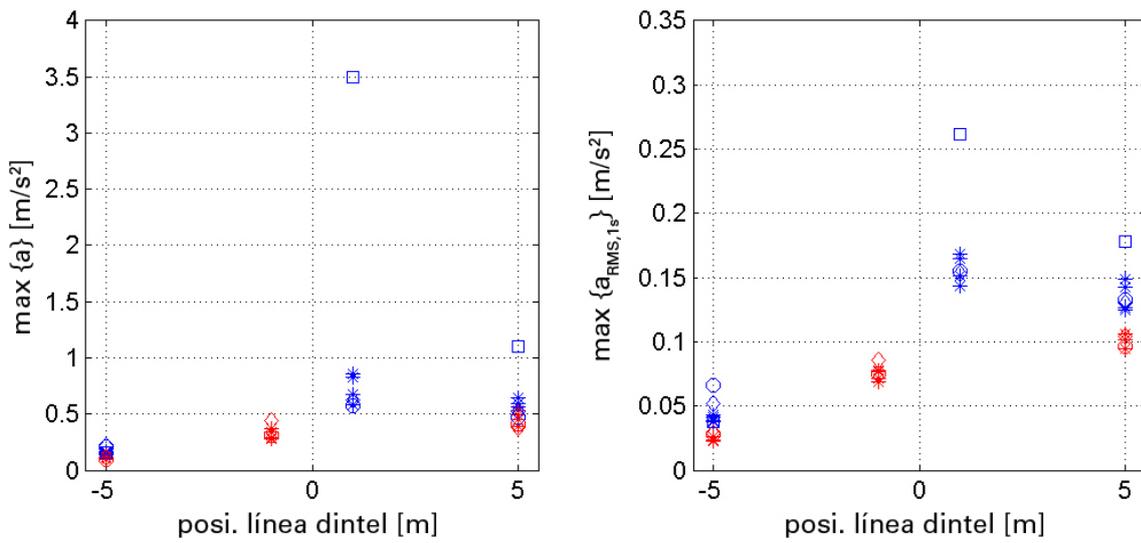
**Cuadro A2.4.** Medidas realizadas. Estructura m038

| Número tren | Hora paso | Sentido    | Velocidad [km/h] | Tipo |
|-------------|-----------|------------|------------------|------|
| 1           | 11:38     | Valladolid | 213              | 130  |
| 2           | 11:48     | Segovia    | 189              | 130  |
| 3           | 13:18     | Segovia    | 199              | 130  |
| 4           | 14:08     | Valladolid | 201              | 130  |
| 5           | 14:30     | Valladolid | 299              | 102  |
| 6           | 15:00     | Segovia    | 190              | 130  |
| 7           | 15:04     | Valladolid | 192              | 252  |
| 8           | 15:30     | Valladolid | 197              | 130  |
| 9           | 15:51     | Segovia    | 254              | 121  |
| 10          | 16:12     | Valladolid | 248              | 121  |
| 11          | 17:00     | Valladolid | 200              | 130  |
| 12          | 17:20     | Segovia    | 299              | 102  |
| 13          | 17:54     | Segovia    | 208              | 130  |

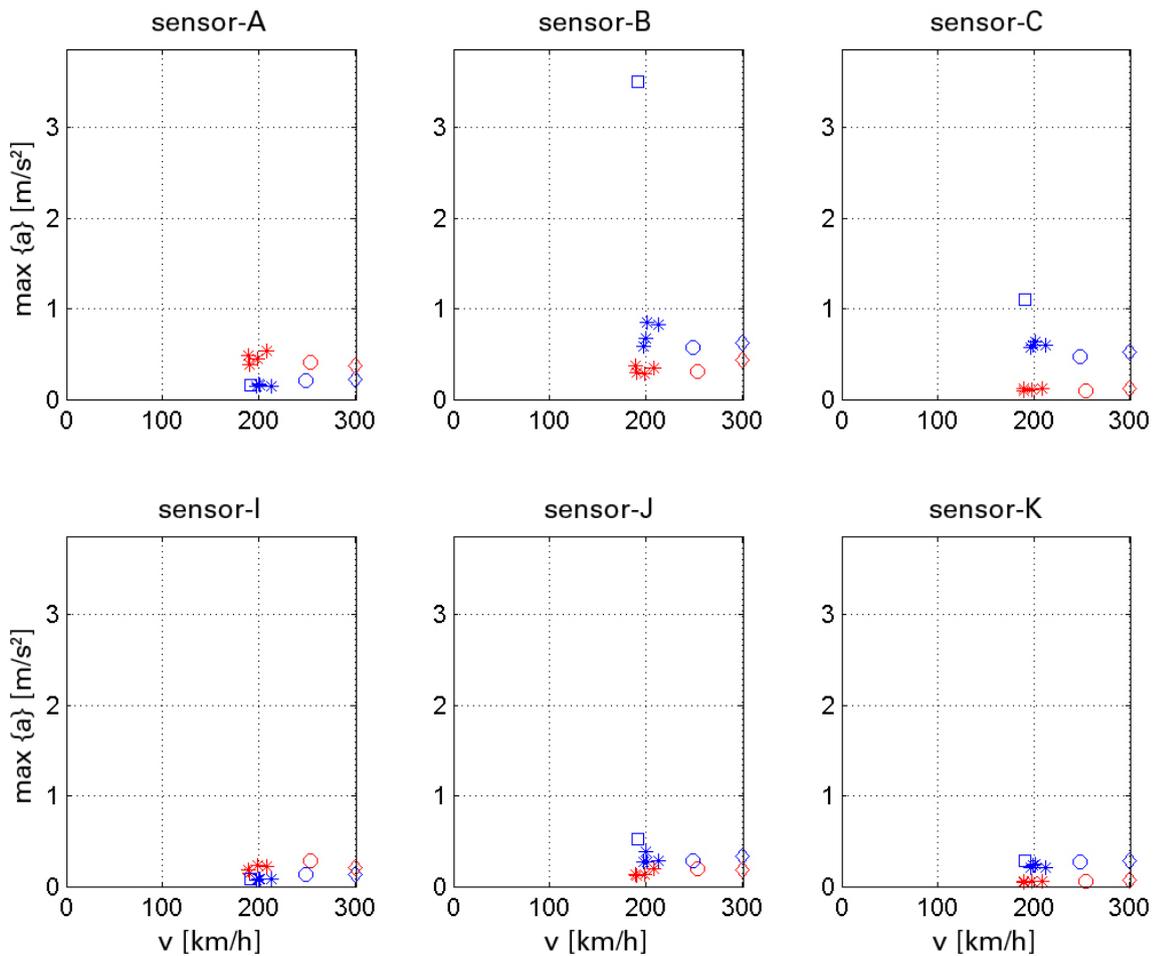
### 4.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La Figura A2.19 y la Figura A2.18 tratan de proporcionar una primera visión global de los resultados de las medidas. Son análogas a la Figura A2.5 y la Figura A2.7.

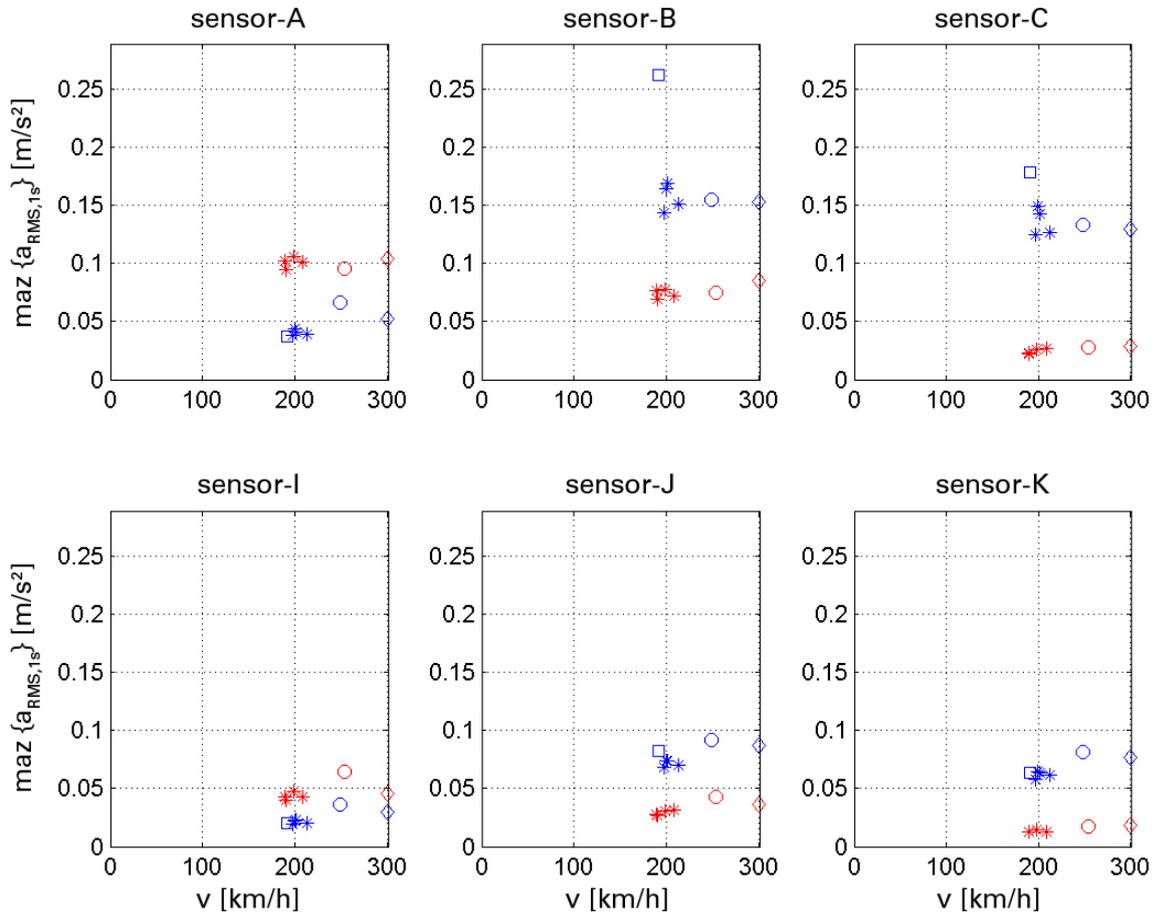
**Figura A2.18.** Respuesta en el dintel en función de la distancia relativa. Estructura m038



**Figura A2.19.** Valores de aceleración pico y RMS registrados en los sensores dispuestos en el marco en función de la velocidad. Cada color representa un sentido de paso. Estructura m038



|           | S → V | V → S |
|-----------|-------|-------|
| Serie 121 | ○     | ◉     |
| Serie 130 | *     | *◉    |
| Serie 102 | ◇     | ◊     |
| Serie 252 | □     | ◻     |



## ESTRUCTURA NÚMERO 5: MARCO 10 × 4,75 (M044)

### 5.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se encuentra en las cercanías de Nava de la Asunción (pk 312+025 del subtramo 17 de la LAV Segovia-Valladolid).

Se trata de un marco de 10 × 4,75 con una longitud de 22 m, con una junta de dilatación en la sección central (ver Figura A2.20). La parte inferior del marco se encuentra enterrada bajo una capa de zahorra. La capa de forma se encuentra a una distancia de aproximadamente 1 m de la cota superior del marco.

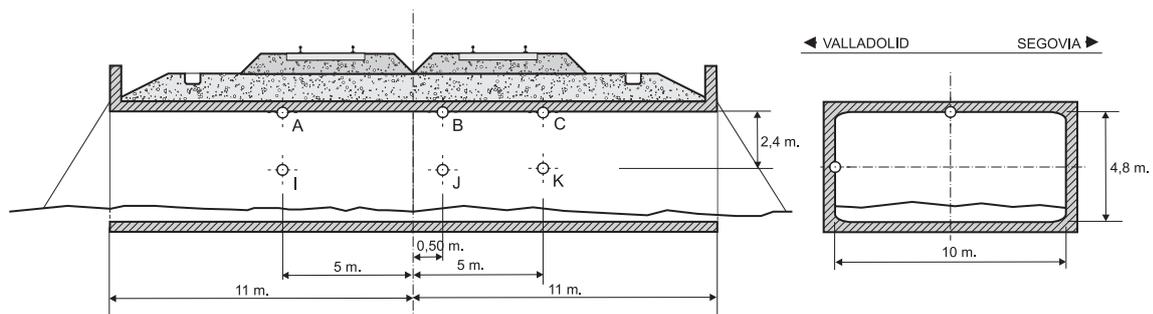
Figura A2.20. Vista de la estructura. Estructura m044



### 5.2. POSICIÓN DE LOS SENSORES

Se han dispuesto 6 sensores en la estructura según lo indicado en la Figura A2.17. La estructura se ha instrumentado en tres secciones longitudinales distintas, midiéndose en cada una la aceleración vertical en el centro del dintel, y la aceleración horizontal en el centro del hastial.

Figura A2.21. Croquis de campo de la configuración de sensores en la estructura m044



### 5.3. MEDIDAS

Las medidas se realizaron en un único día, durante el que se registró el paso de 11 trenes. El Cuadro A2.5 recoge algunos datos de los trenes para los que se dispone de medidas.

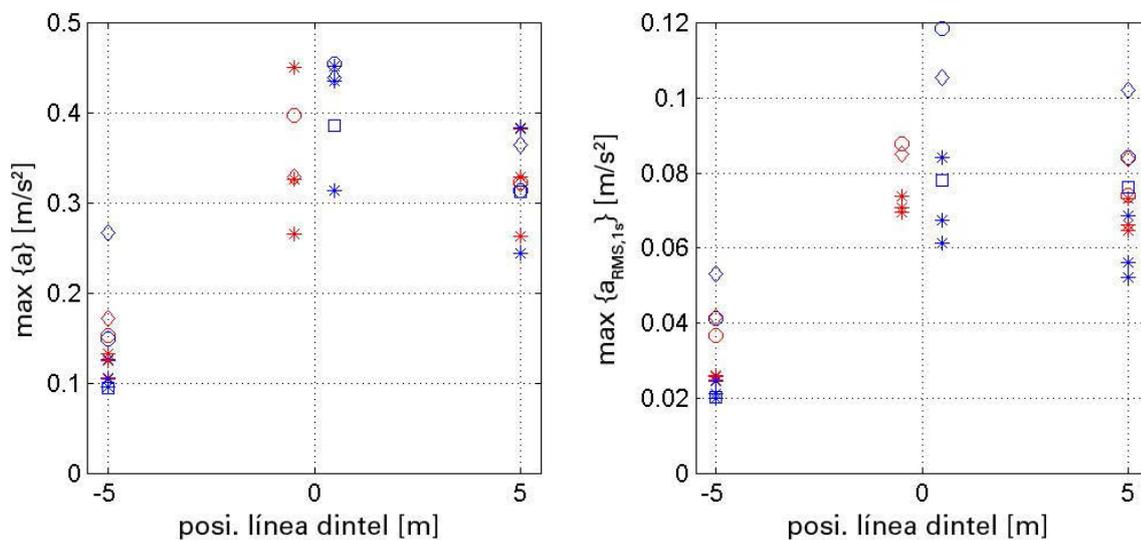
**Cuadro A2.5.** Medidas realizadas. Estructura m044

| Número tren | Hora paso | Sentido    | Velocidad [km/h] | Tipo |
|-------------|-----------|------------|------------------|------|
| 1           | 11:59     | Segovia    | 205              | 130  |
| 2           | 13:13     | Segovia    | 203              | 130  |
| 3           | 14:17     | Valladolid | 186              | 130  |
| 4           | 14:33     | Valladolid | 299              | 102  |
| 5           | 15:11     | Segovia    | 200              | 130  |
| 6           | 15:11     | Valladolid | 206              | 252  |
| 7           | 15:35     | Valladolid | 199              | 130  |
| 8           | 15:56     | Segovia    | 207              | 121  |
| 9           | 16:15     | Valladolid | 245              | 121  |
| 10          | 17:05     | Valladolid | 169              | 130  |
| 11          | 17:22     | Segovia    | 298              | 102  |

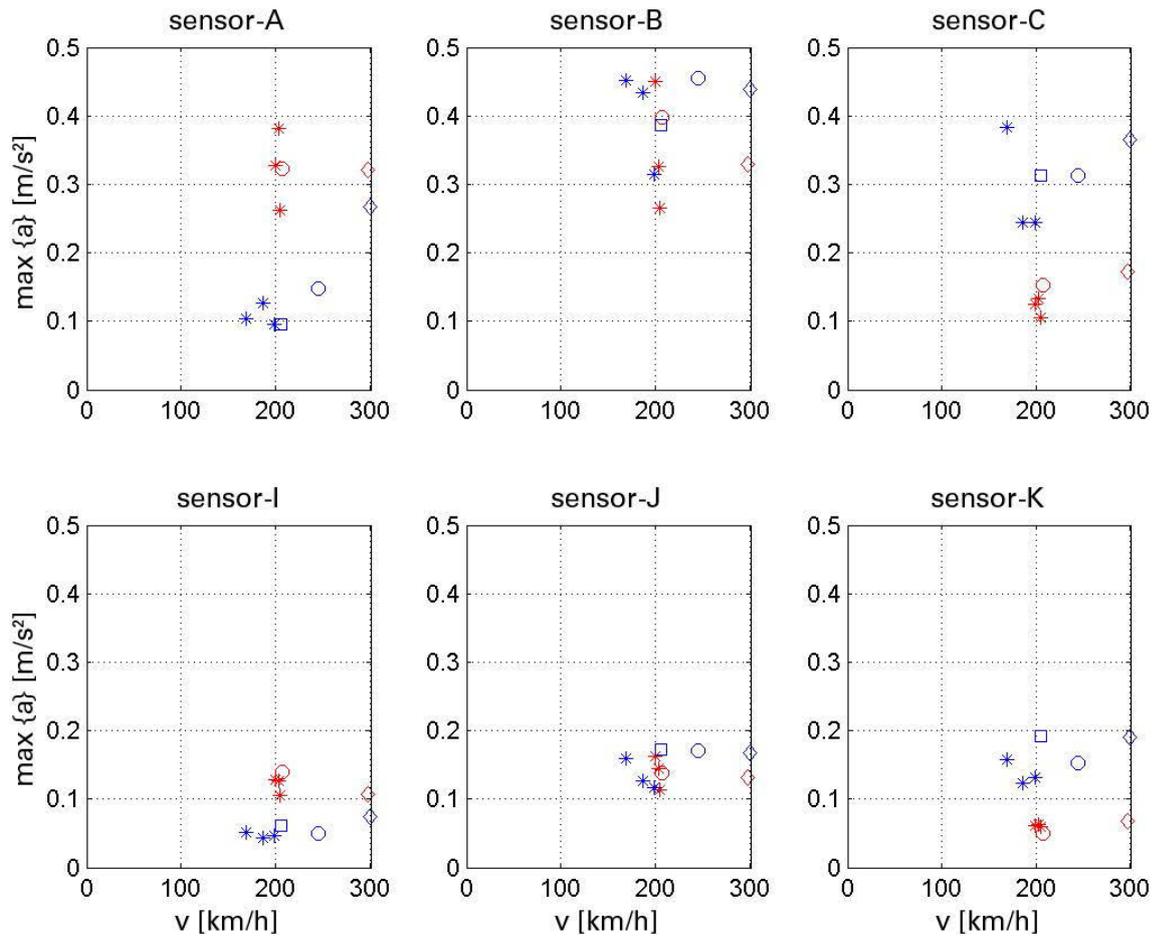
### 5.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La Figura A2.23 y la Figura A2.22 tratan de proporcionar una primera visión global de los resultados de las medidas. Son análogas a la Figura A2.5 y la Figura A2.7.

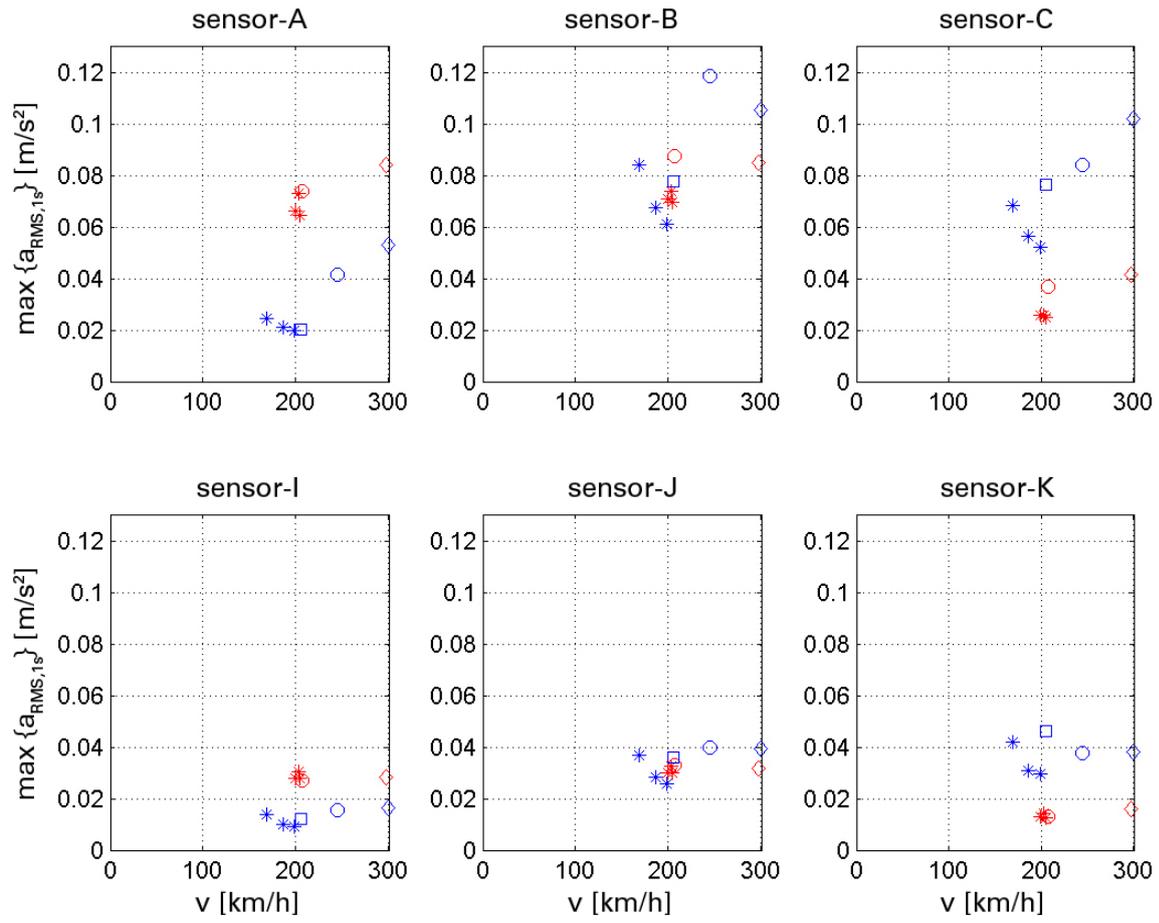
**Figura A2.22.** Respuesta en el dintel en función de la distancia relativa. Estructura m044



**Figura A2.23.** Valores de aceleración pico y RMS registrados en los sensores dispuestos en el marco en función de la velocidad. Cada color representa un sentido de paso. Estructura m044



|           | S → V | V → S |
|-----------|-------|-------|
| Serie 121 | ○     | ○     |
| Serie 130 | *     | *     |
| Serie 102 | ◆     | ◆     |
| Serie 252 | □     | □     |



## ESTRUCTURA NÚMERO 6: MARCO 8 × 4,75 M (M030)

### 6.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se encuentra en las cercanías de Nava de la Asunción (pk 304+289 del subtramo 16 de la LAV Segovia-Valladolid).

Se trata de un marco de 8 × 4,75 m con una longitud de 22 m. Está formado por elementos prefabricados (hastiales y parte inferior del dintel), y elementos hormigonados *in situ* (capa de compresión del dintel y solera). Hay siete elementos a lo largo del eje del paso, cada uno con una longitud de 2,29 m (ver Figura A2.24). La parte inferior del marco se encuentra enterrada bajo una capa de zahorra. A ambos lados del camino se sitúan sendas canaletas. La capa de forma se encuentra a una distancia de aproximadamente 1 m de la cota superior del marco.

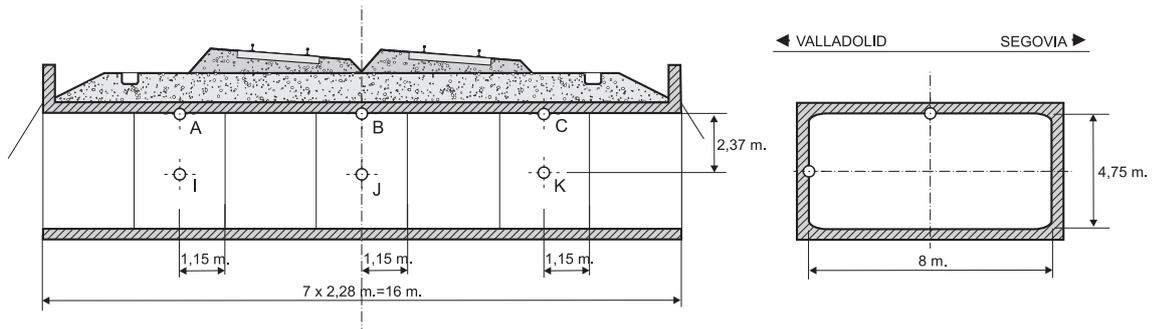
Figura A2.24. Vista de la estructura. Estructura m030



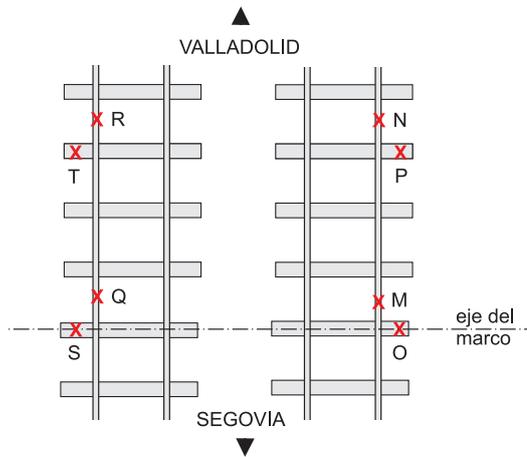
### 6.2. POSICIÓN DE LOS SENSORES

Se han dispuesto 6 sensores en la estructura según lo indicado en la Figura A2.25. La estructura se ha instrumentado en tres secciones longitudinales distintas, midiéndose en cada una la aceleración vertical en el centro del dintel, y la aceleración horizontal en el centro del hastial.

**Figura A2.25.** Croquis de campo de la configuración de sensores en la estructura m030



**Figura A2.26.** Croquis de campo con la configuración de los sensores en la superestructura de vía. Estructura m030



### 6.3. MEDIDAS

Las medidas se realizaron en un único día, durante el que se registró el paso de 11 trenes. El Cuadro A2.6 recoge algunos datos de los trenes para los que se dispone de medidas.

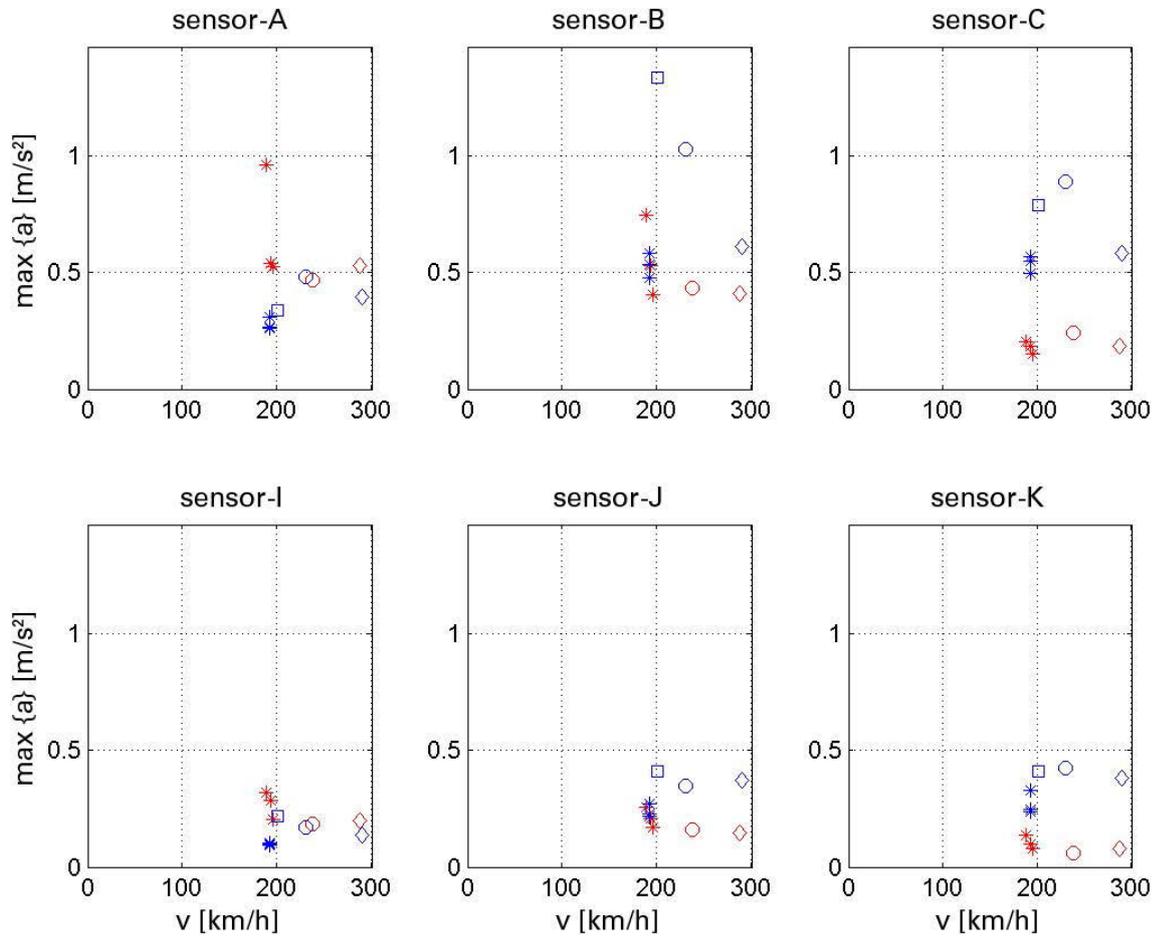
**Cuadro A2.6.** Medidas realizadas. Estructura m030

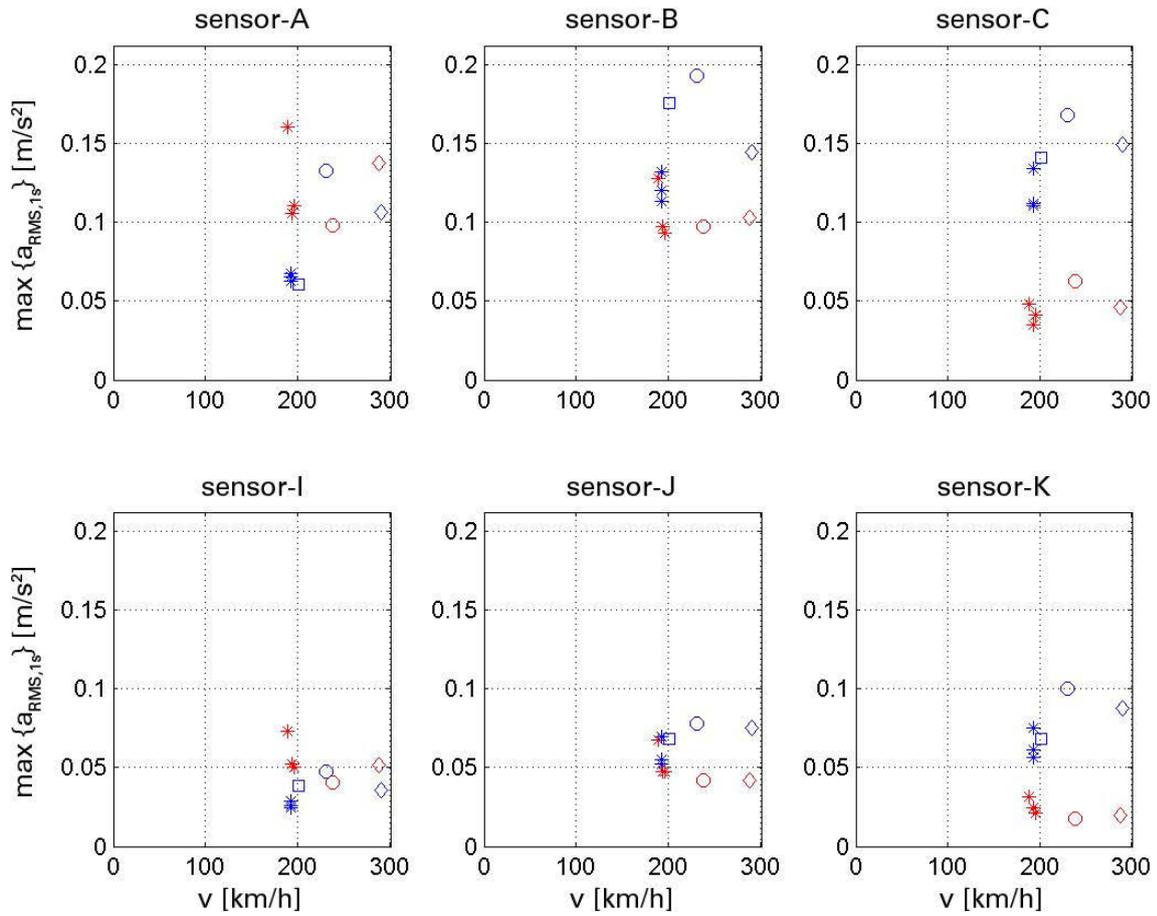
| Número tren | Hora paso | Sentido    | Velocidad [km/h] | Tipo |
|-------------|-----------|------------|------------------|------|
| 1           | 13:13     | Segovia    | 188              | 130  |
| 2           | 14:07     | Valladolid | 193              | 130  |
| 3           | 14:28     | Valladolid | 290              | 102  |
| 4           | 15:05     | Valladolid | 201              | 252  |
| 5           | 15:16     | Segovia    | 194              | 130  |
| 6           | 15:32     | Valladolid | 193              | 130  |
| 7           | 15:52     | Segovia    | 238              | 121  |
| 8           | 16:12     | Valladolid | 231              | 121  |
| 9           | 16:58     | Valladolid | 193              | 130  |
| 10          | 17:25     | Segovia    | 288              | 102  |
| 11          | 17:51     | Segovia    | 196              | 130  |

## 6.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

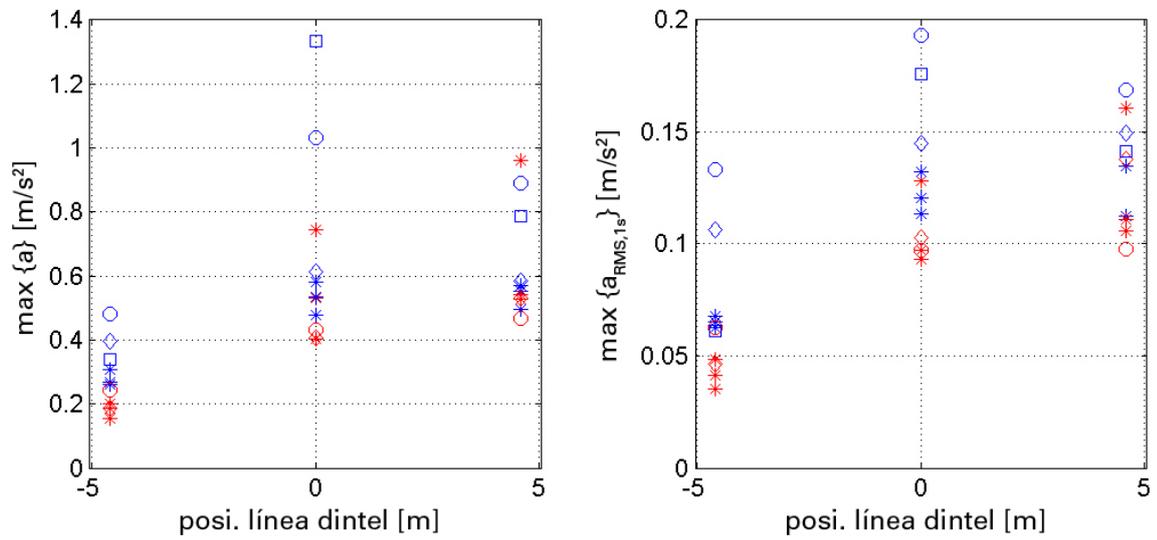
La Figura A2.27 y la Figura A2.28 tratan de proporcionar una primera visión global de los resultados de las medidas. Son análogas a la Figura A2.5 y la Figura A2.7.

**Figura A2.27.** Valores de aceleración pico y RMS registrados en los sensores dispuestos en el marco en función de la velocidad. Cada color representa un sentido de paso. Estructura m030





**Figura A2.28.** Respuesta en el dintel en función de la distancia relativa. Estructura m030



## ESTRUCTURA NÚMERO 7: MARCO 2,3 × 1,5 M (M103)

### 7.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se encuentra en las cercanías de Valdestillas, en el pk 0+810 del subtramo 22 de la LAV Segovia-Valladolid.

Se trata de un marco de 2,3 × 1,5 formado por 9 módulos prefabricados de 2 m de longitud, teniéndose un total de 18 m (ver Figura A2.29). La capa de forma se encuentra a una distancia de entre 30 y 50 cm de la cota superior del marco.

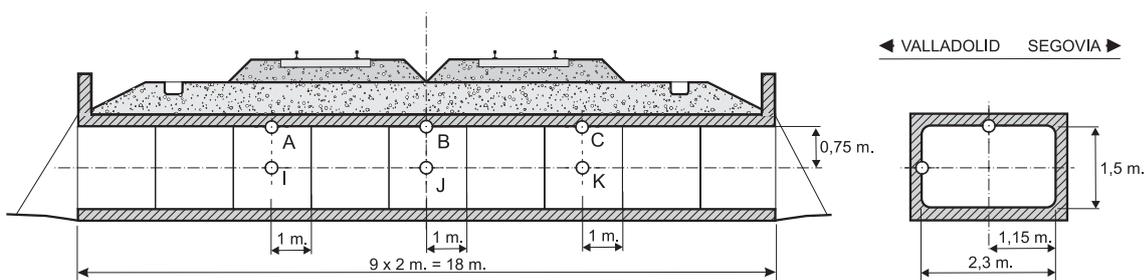
Figura A2.29. Vista de la estructura. Estructura m103



### 7.2. POSICIÓN DE LOS SENSORES

Se han dispuesto 6 sensores en la estructura según lo indicado en la Figura A2.30. La estructura se ha instrumentado en tres secciones longitudinales distintas, midiéndose en cada una la aceleración vertical en el centro del dintel, y la aceleración horizontal en el centro del hastial.

Figura A2.30. Croquis de campo de la configuración de sensores en la estructura m103



### 7.3. MEDIDAS

Las medidas se realizaron en un único día, durante el que se registró el paso de 10 trenes. El Cuadro A2.7 recoge algunos datos de los trenes para los que se dispone de medidas.

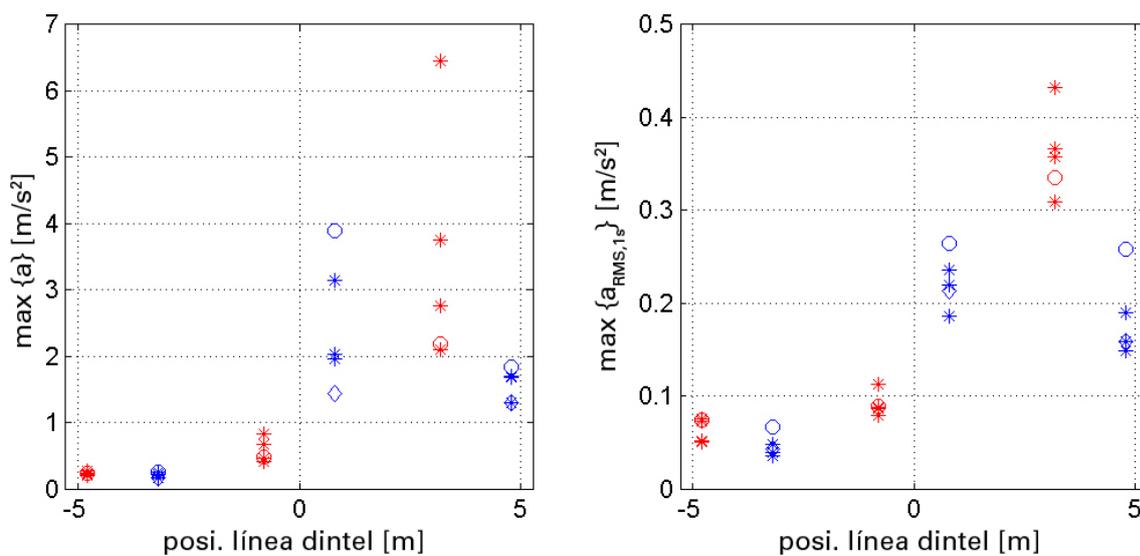
**Cuadro A2.7.** Medidas realizadas. Estructura m103

| Número tren | Hora paso | Sentido    | Velocidad [km/h] | Tipo |
|-------------|-----------|------------|------------------|------|
| 1           | 10:58     | Segovia    | 205              | 130  |
| 2           | 11:47     | Segovia    | 203              | 130  |
| 3           | 11:54     | Valladolid | 200              | 130  |
| 4           | 13:13     | Segovia    | 199              | 130  |
| 5           | 14:28     | Valladolid | 197              | 130  |
| 6           | 14:38     | Valladolid | 283              | 102  |
| 7           | 14:54     | Segovia    | 112              | 130  |
| 8           | 15:43     | Segovia    | 249              | 121  |
| 9           | 15:46     | Valladolid | 197              | 130  |
| 10          | 16:27     | Valladolid | 256              | 121  |

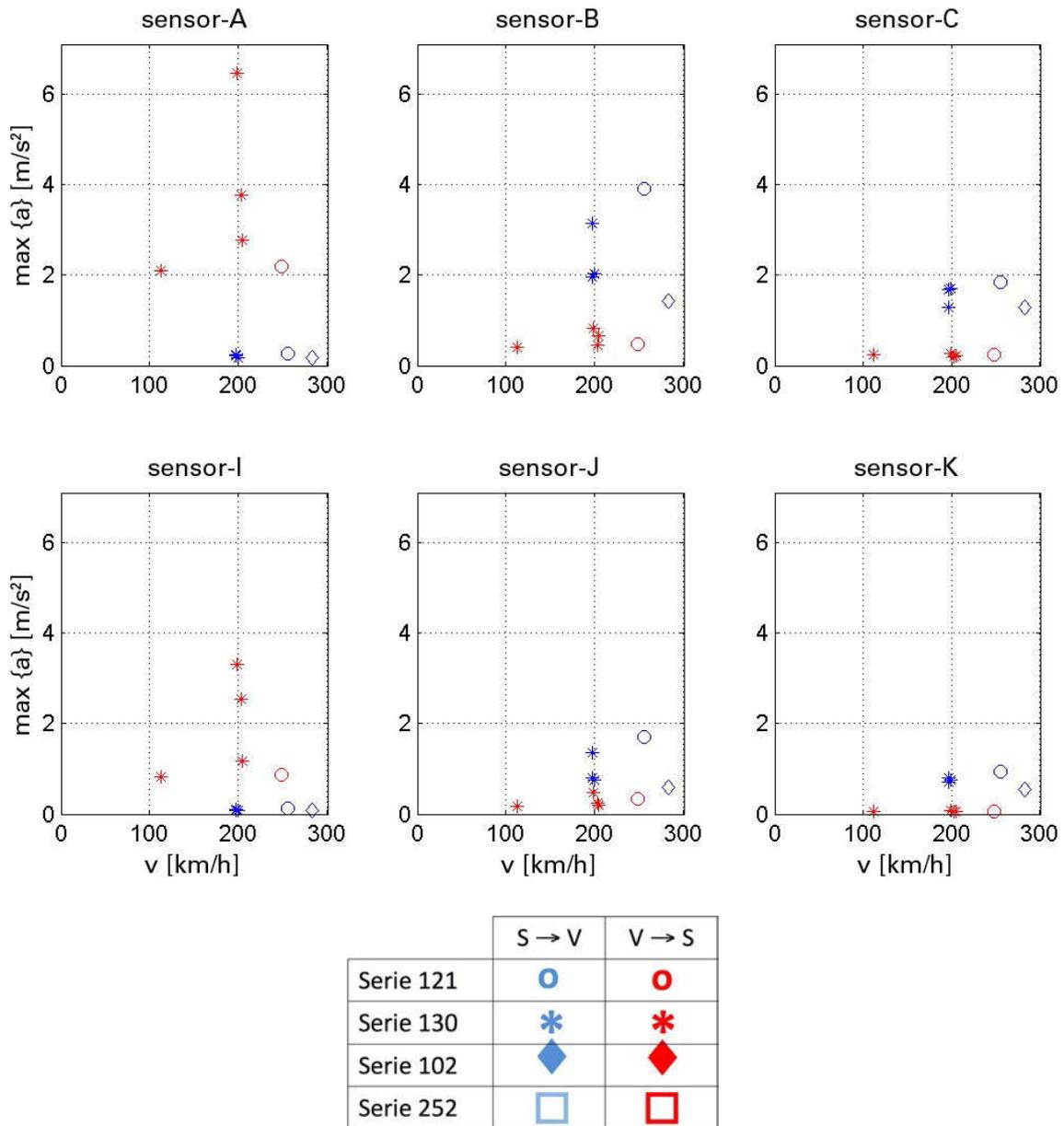
### 7.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

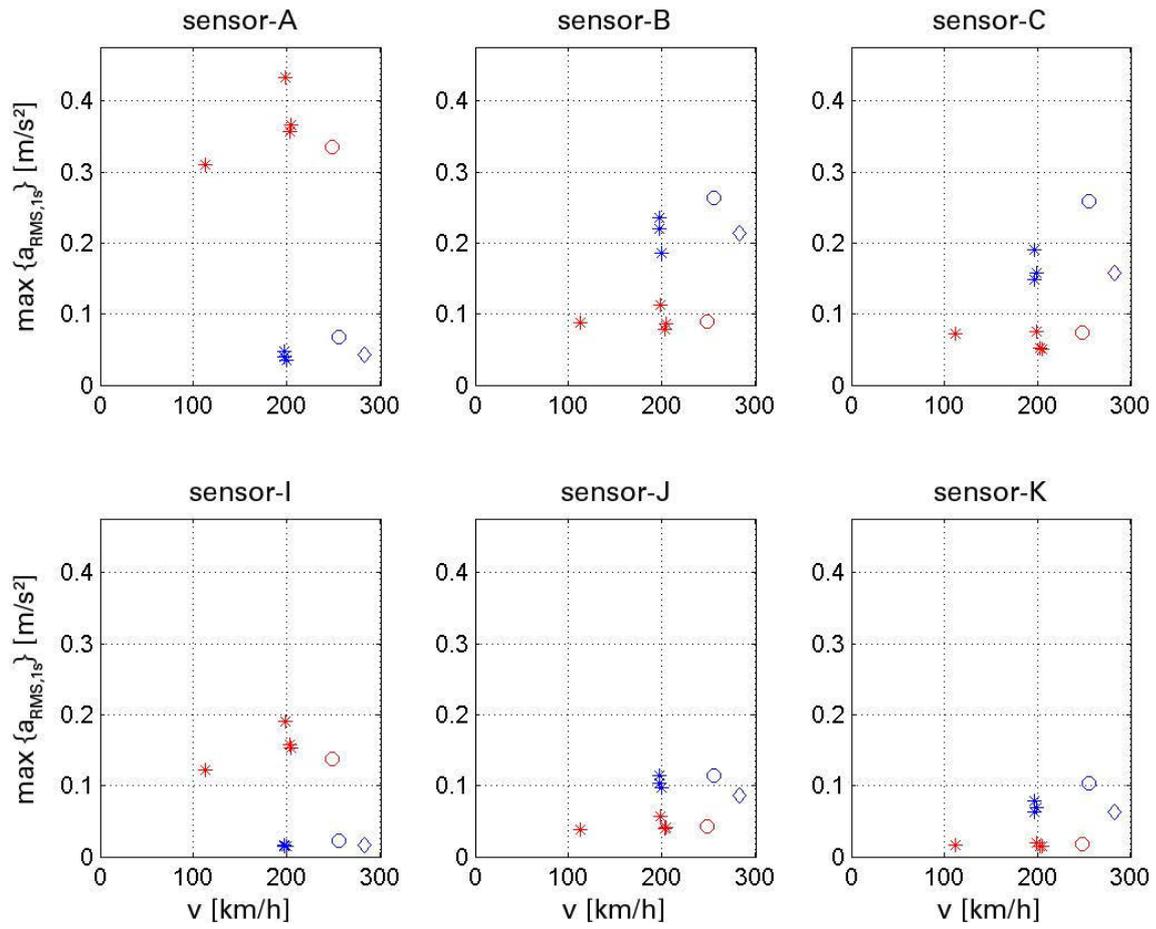
La Figura A2.32 y la Figura A2.31 tratan de proporcionar una primera visión global de los resultados de las medidas. Son análogas a la Figura A2.5 y la Figura A2.7.

**Figura A2.31.** Respuesta en el dintel en función de la distancia relativa. Estructura m103



**Figura A2.32.** Valores de aceleración pico y RMS registrados en los sensores dispuestos en el marco en función de la velocidad. Cada color representa un sentido de paso. Estructura m103





## ESTRUCTURA NÚMERO 8: PÓRTICO RECTANGULAR (P004)

### 8.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se encuentra en las cercanías de Valdestillas, en el pk 0+855 del subtramo 22 de la LAV Segovia-Valladolid.

Se trata de un pórtico rectangular de 8 m de vano y una altura, según planos de 6,5 m. La parte inferior se encuentra enterrada, situándose la rasante del camino a unos 5,3 m del dintel. La estructura está hormigonada *in situ* sin juntas de dilatación. Su longitud es de 16 m (ver Figura A2.33). La parte inferior del marco se encuentra enterrada bajo una capa de zahorra. La capa de balasto apoya directamente sobre la capa de impermeabilización de la cara superior del dintel.

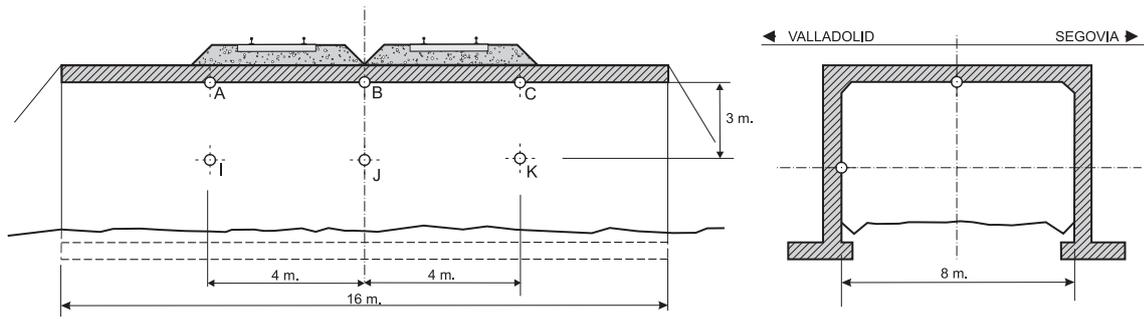
Figura A2.33. Vista de la estructura. Estructura p004



### 8.2. POSICIÓN DE LOS SENSORES

Se han dispuesto 6 sensores en la estructura según lo indicado en la Figura A2.34. La estructura se ha instrumentado en tres secciones longitudinales distintas, midiéndose en cada una la aceleración vertical en el centro del dintel, y la aceleración horizontal en el centro del hastial.

**Figura A2.34.** Croquis de campo de la configuración de sensores en la estructura p004



### 8.3. MEDIDAS

Las medidas se realizaron en un único día, durante el que se registró el paso de 11 trenes. El Cuadro A2.8 recoge algunos datos de los trenes para los que se dispone de medidas.

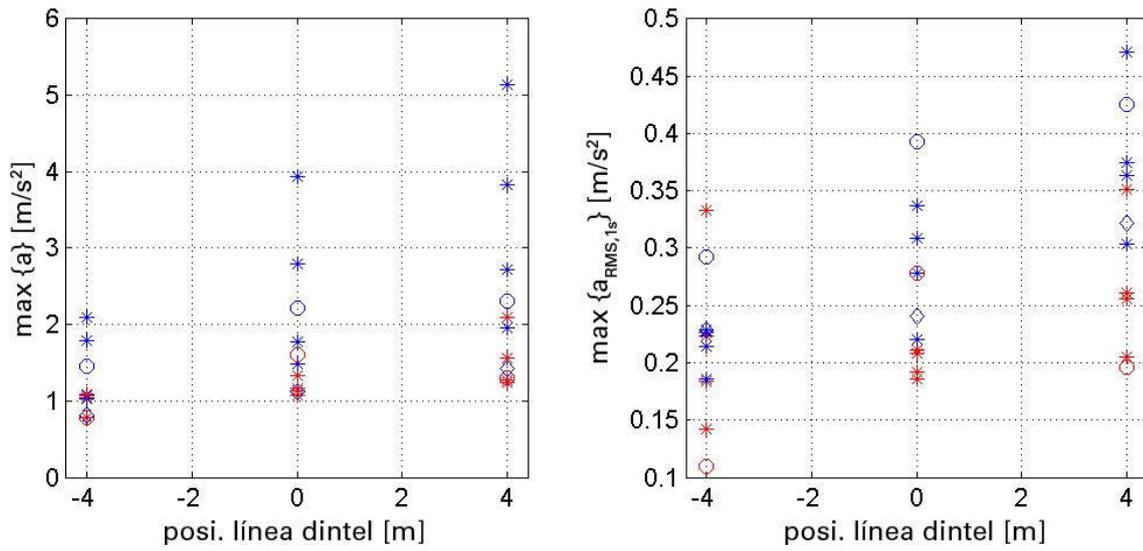
**Cuadro A2.8.** Medidas realizadas. Estructura p004

| Número tren | Hora paso | Sentido    | Velocidad [km/h] | Tipo |
|-------------|-----------|------------|------------------|------|
| 1           | 10:46     | Segovia    | 199              | 130  |
| 2           | 10:49     | Valladolid | 103              | 130  |
| 3           | 11:52     | Segovia    | 200              | 130  |
| 4           | 11:54     | Valladolid | 199              | 130  |
| 5           | 12:57     | Segovia    | 180              | 130  |
| 6           | 14:22     | Valladolid | 212              | 130  |
| 7           | 14:41     | Valladolid | 280              | 102  |
| 8           | 14:54     | Segovia    | 125              | 130  |
| 9           | 15:41     | Segovia    | 213              | 121  |
| 10          | 16:13     | Valladolid | 192              | 130  |
| 11          | 16:24     | Valladolid | 256              | 121  |

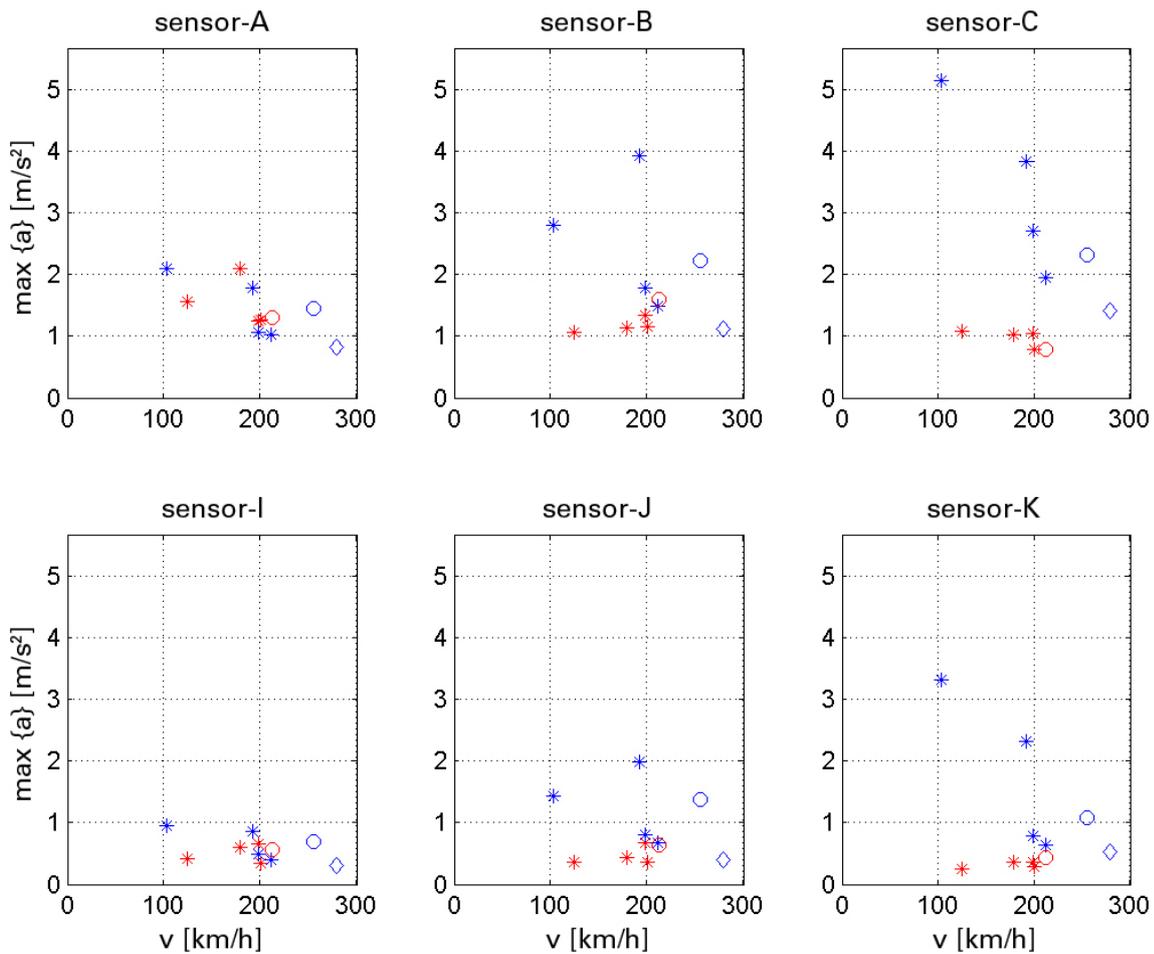
### 8.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La Figura A2.36 y la Figura A2.35 tratan de proporcionar una primera visión global de los resultados de las medidas. Son análogas a la Figura A2.5 y la Figura A2.7.

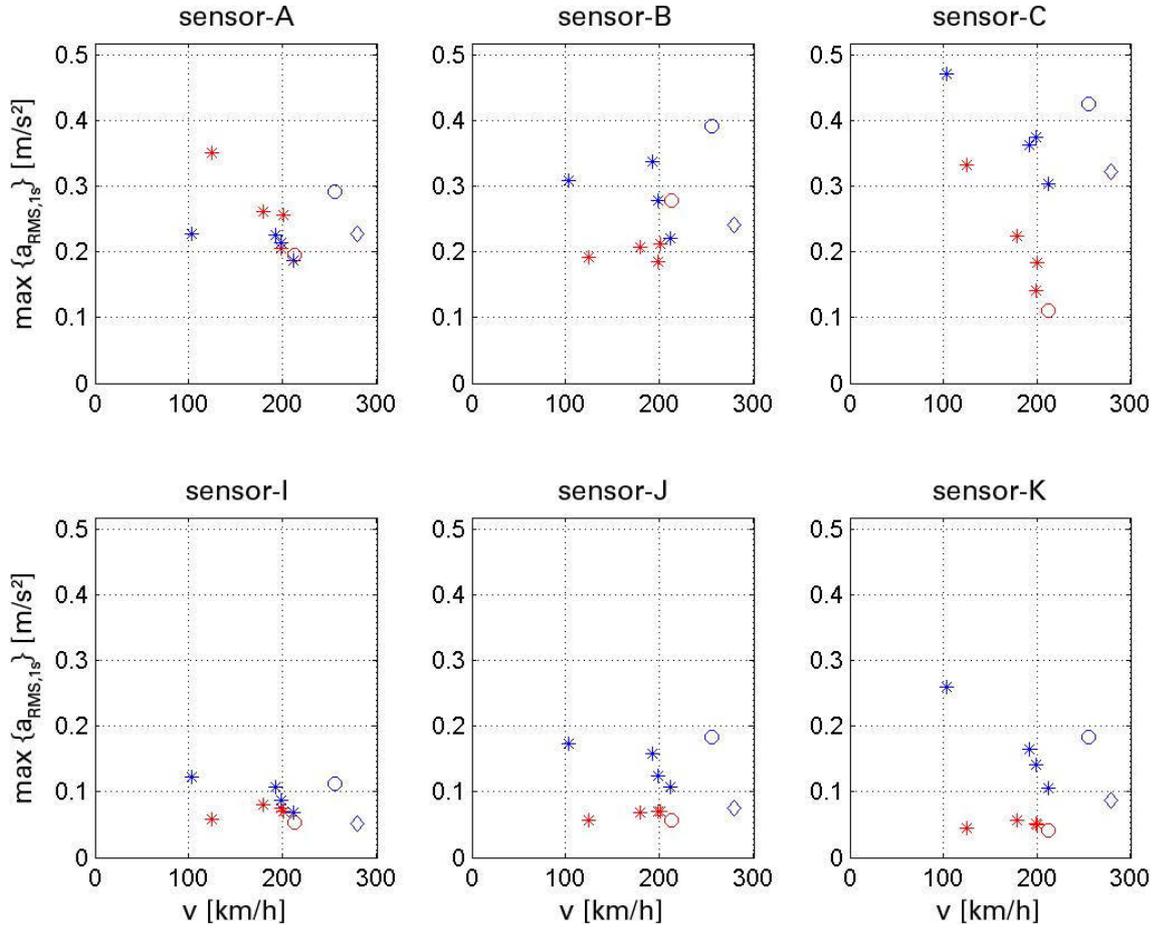
**Figura A2.35.** Respuesta en el dintel en función de la distancia relativa. Estructura p004



**Figura A2.36.** Valores de aceleración pico y RMS registrados en los sensores dispuestos en el marco en función de la velocidad. Cada color representa un sentido de paso. Estructura p004



|           | S → V | V → S   |
|-----------|-------|---------|
| Serie 121 | ○     | ◉       |
| Serie 130 | *     | * (red) |
| Serie 102 | ◆     | ◆ (red) |
| Serie 252 | □     | □ (red) |



## ESTRUCTURA NÚMERO 9: PÓRTICO ABOVEDADO (B004)

### 9.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se encuentra en las cercanías de Matapozuelos, en el pk 605+250 del subtramo 21 de la LAV Segovia-Valladolid.

Se trata de un pórtico abovedado de 10,52 m de ancho máximo. La altura total de la estructura, desde la base de la cimentación al punto más alto es de 7,11 m. La parte inferior de la estructura se encuentra enterrada, teniéndose una distancia desde la rasante del camino al punto más alto del dintel de unos 5 m. La estructura está formada por 12 grupos de 3 módulos prefabricados (clave y laterales) de 2 m de longitud, teniéndose en total 24 m de longitud (ver Figura A2.37). La capa de forma se encuentra a una distancia de entre 30 y 50 cm de la cota superior del marco.

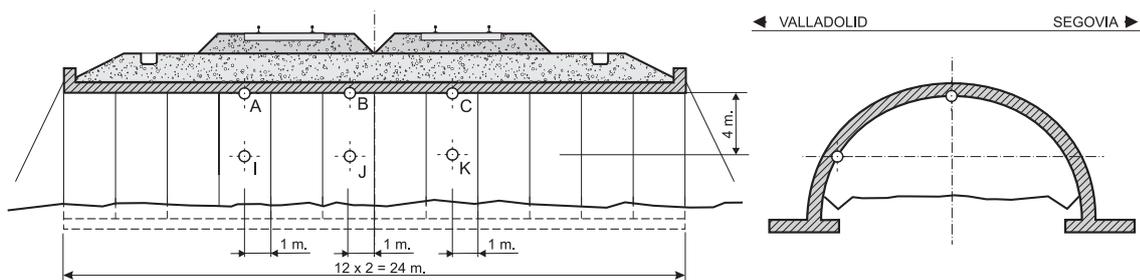
Figura A2.37. Vista de la estructura. Estructura b004



### 9.2. POSICIÓN DE LOS SENSORES

Se han dispuesto 6 sensores en la estructura según lo indicado en la Figura A2.38. La estructura se ha instrumentado en tres secciones longitudinales distintas, midiéndose en cada una la aceleración vertical en el centro del dintel, y la aceleración horizontal en el centro del hastial.

Figura A2.38. Croquis de campo de la configuración de sensores en la estructura b004



### 9.3. MEDIDAS

Las medidas se realizaron en un único día, durante el que se registró el paso de 12 trenes. El Cuadro A2.9 recoge algunos datos de los trenes para los que se dispone de medidas.

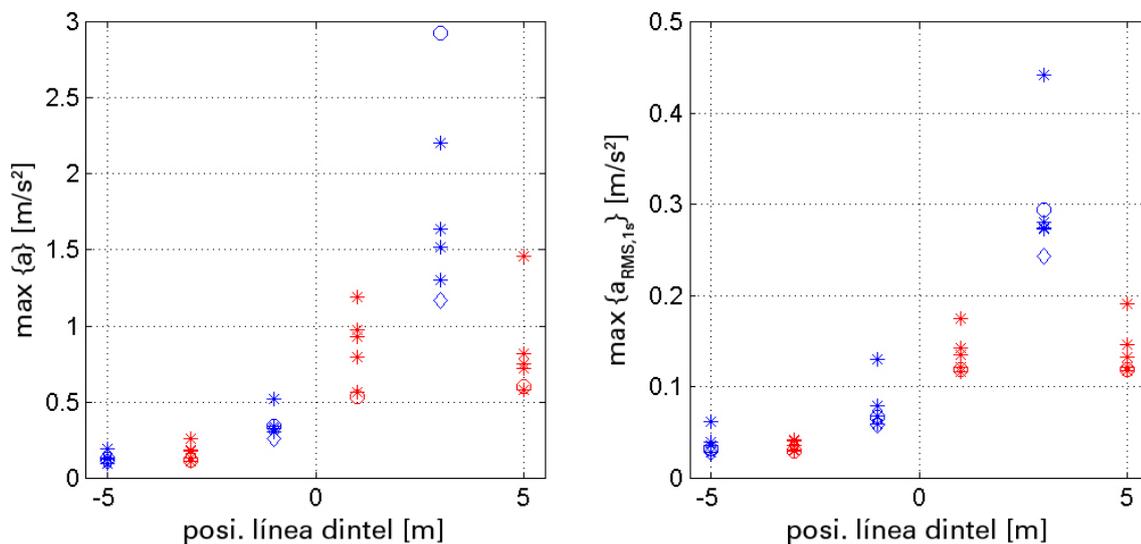
**Cuadro A2.9.** Medidas realizadas. Estructura b004

| Número tren | Hora paso | Sentido    | Velocidad [km/h] | Tipo |
|-------------|-----------|------------|------------------|------|
| 1           | 10:42     | Valladolid | 241              | 130  |
| 2           | 10:52     | Segovia    | 215              | 130  |
| 3           | 11:13     | Segovia    | 215              | 130  |
| 4           | 11:53     | Segovia    | 184              | 130  |
| 5           | 11:58     | Valladolid | 196              | 130  |
| 6           | 12:59     | Segovia    | 130              | 130  |
| 7           | 14:23     | Valladolid | 155              | 130  |
| 8           | 14:42     | Valladolid | 160              | 102  |
| 9           | 15:11     | Segovia    | 147              | 130  |
| 10          | 15:46     | Segovia    | 162              | 121  |
| 11          | 15:54     | Valladolid | 167              | 130  |
| 12          | 16:23     | Valladolid | 155              | 121  |

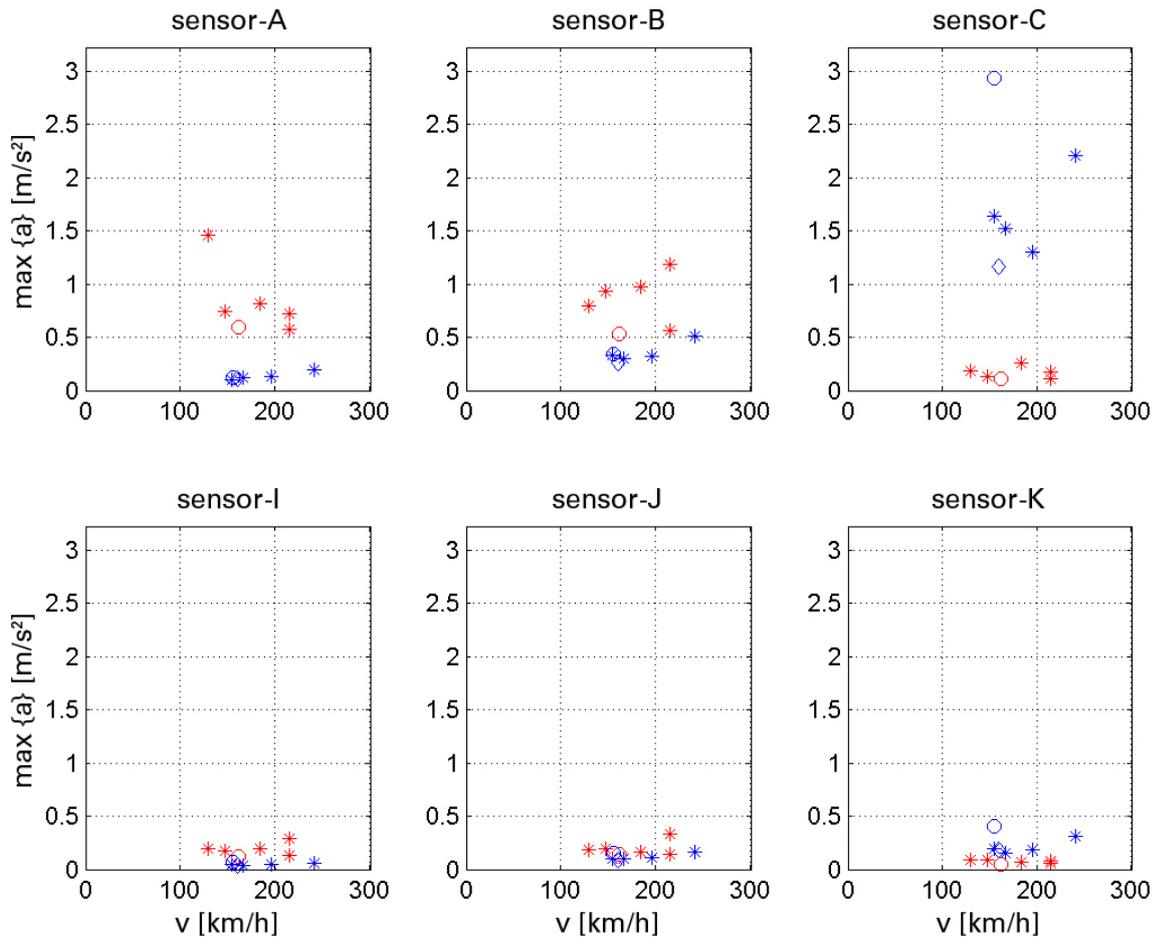
### 9.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La Figura A2.40 y la Figura A2.39 tratan de proporcionar una primera visión global de los resultados de las medidas. Son análogas a la Figura A2.5 y la Figura A2.7.

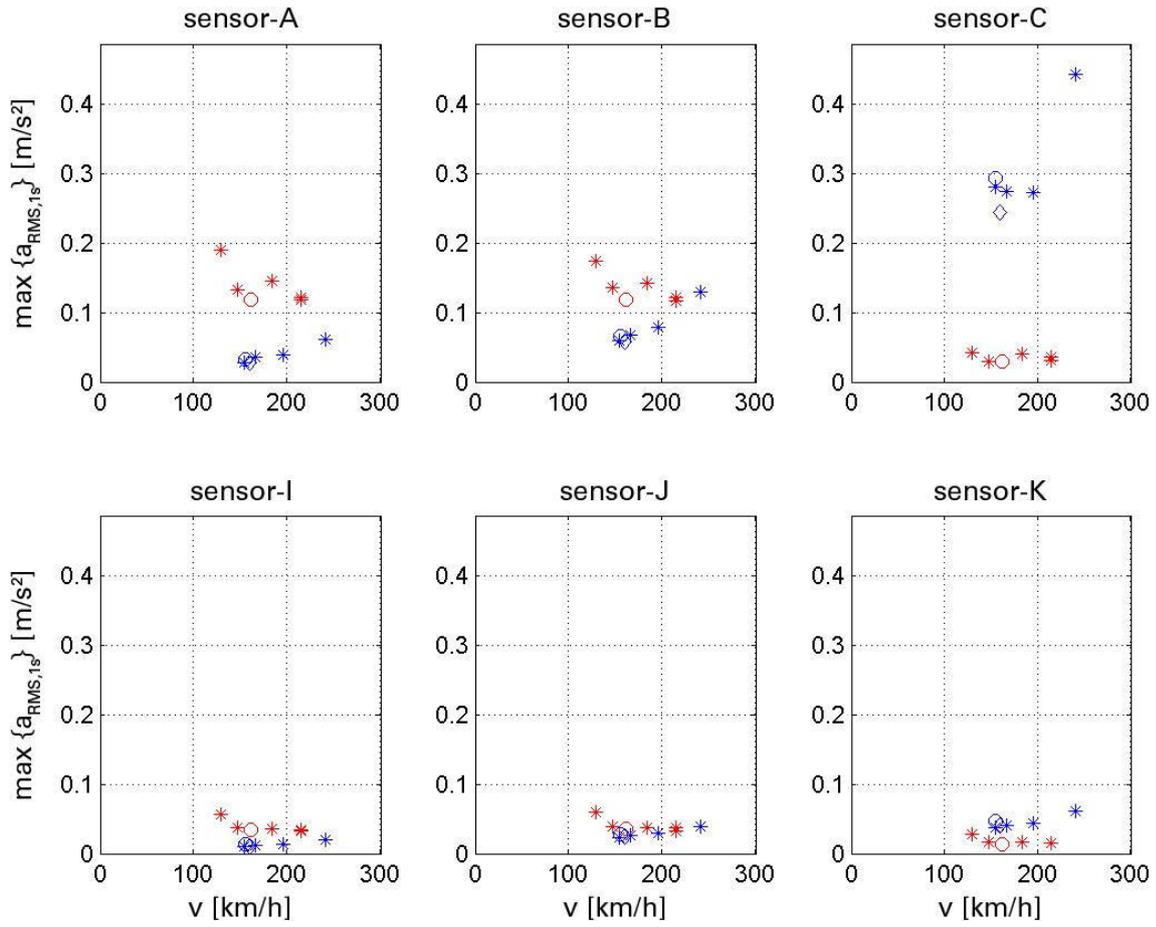
**Figura A2.39.** Respuesta en el dintel en función de la distancia relativa. Estructura b004



**Figura A2.40.** Valores de aceleración pico y RMS registrados en los sensores dispuestos en el marco en función de la velocidad. Cada color representa un sentido de paso. Estructura b004



|           | S → V | V → S |
|-----------|-------|-------|
| Serie 121 | ○     | ◉     |
| Serie 130 | *     | *◉    |
| Serie 102 | ◆     | ◈     |
| Serie 252 | □     | ◻     |



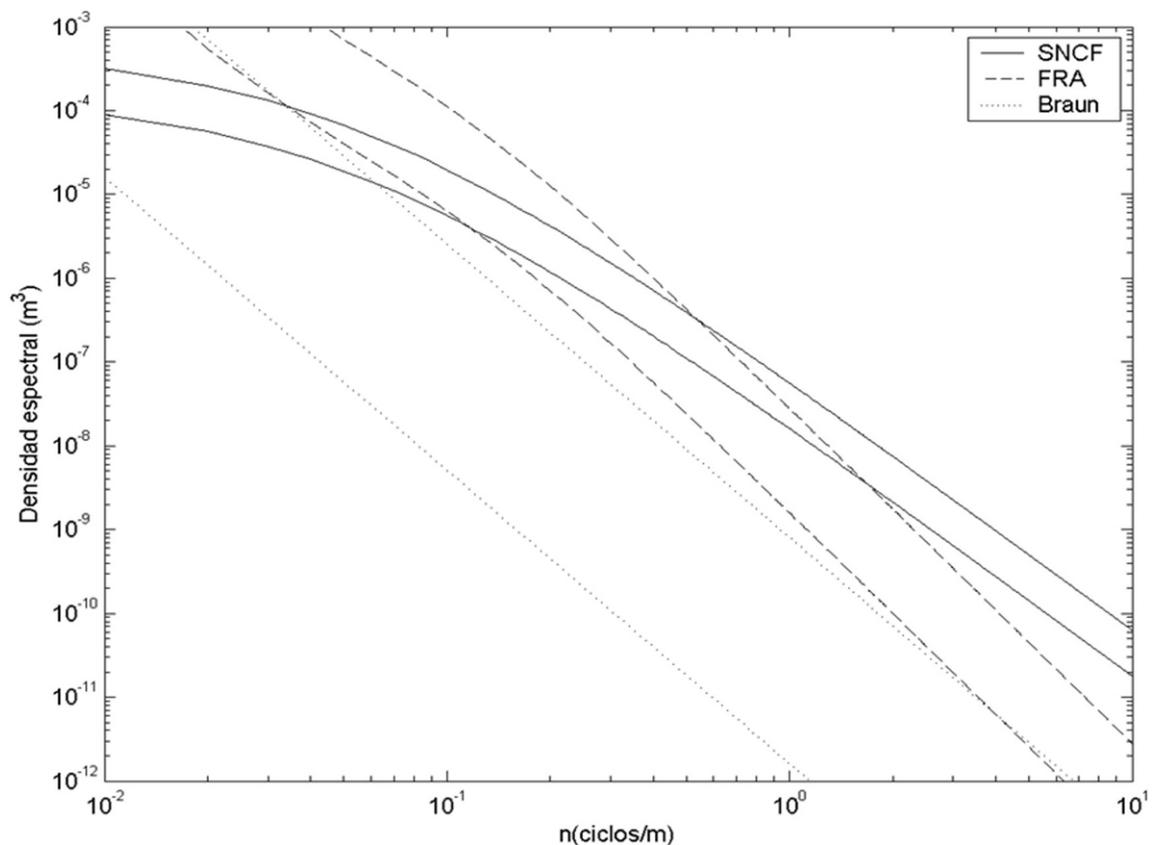
**ANEXO 3**  
**MODELO DE REFERENCIA**  
**Y METODOLOGÍA DE AJUSTE**

---

## 1.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

El modelo tiene una primera parte en la que se realiza una simulación de la irregularidad del carril. Existen diversos modelos para tener en cuenta la citada irregularidad y se ha optado por tomar la densidad espectral de irregularidades que se propusieron Braun y Hellenbroich en 1991, basado en un tamaño de irregularidad variable con su longitud de onda según se muestra en la Figura A3.1, en comparación con las densidades espectrales de otros autores.

**Figura A3.1.** Densidad espectral de la irregularidad



La expresión de la densidad espectral es:

$$G_{rr}(n) = G_{rr}(n_0) \left( \frac{n}{n_0} \right)^{-\omega}$$

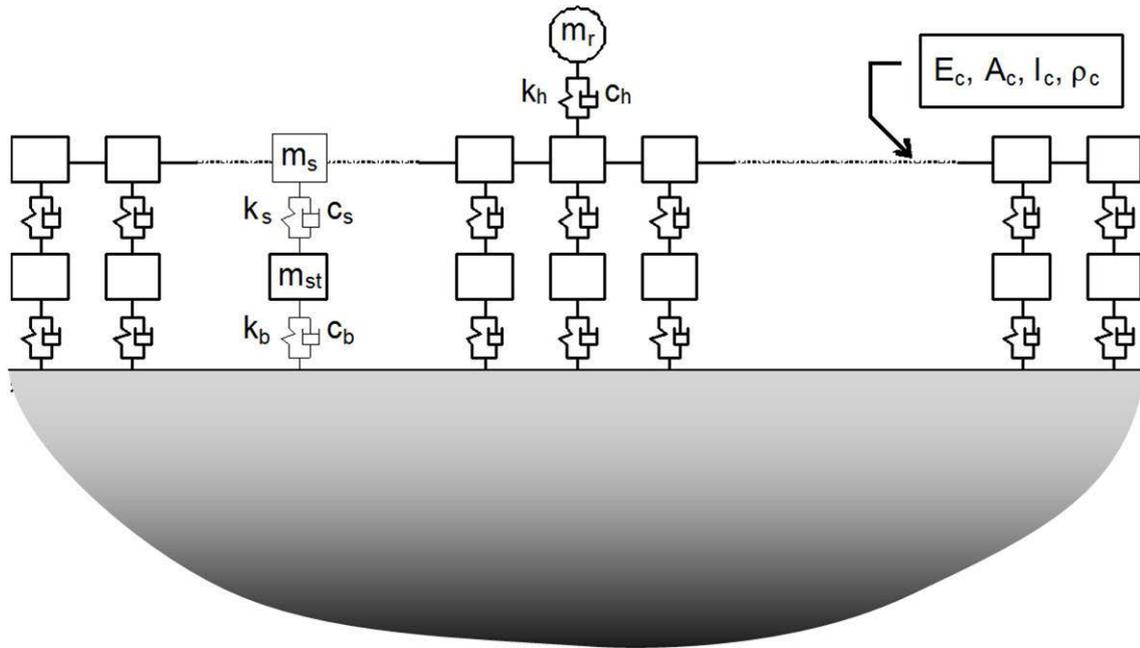
donde  $n_0 = 1/2\pi$ , y el exponente  $\omega = 3,5$ . El nivel viene fijado por el valor  $G_{rr}(n_0)$ . Los autores proponen un límite inferior  $1,0 \times 10^{-9} \text{ m}^3$  (para una vía en buen estado) y uno superior de  $5,0 \times 10^{-7} \text{ m}^3$

(para una vía en mal estado). En vías de alta velocidad los valores suelen estar más cerca del límite inferior que del superior.

Con el valor de la densidad espectral de la irregularidad se ha obtenido un perfil de irregularidad del carril y se ha implementado un modelo numérico en el que se ha hecho circular la masa no suspendida del vehículo por encima del carril evaluando la fuerza en los puntos de la interfase.

Un esquema del modelo numérico empleado se muestra en la Figura A3.2:

**Figura A3.2.** Modelo numérico para obtener la fuerza del contacto debido a la irregularidad



Donde se ha representado:

- la masa no suspendida ( $m_r$ ) y la pareja rigidez-amortiguamiento del contacto ( $k_h$  y  $c_h$ ), todos ellos móviles sobre el carril en función de la velocidad,
- el carril representado con elementos viga y sus características comunes módulo de Young, área, inercia y densidad ( $E_c$ ,  $A_c$ ,  $I_c$ ,  $\rho_c$ );
- la sujeción representada por la mitad de su masa, rigidez y amortiguamiento ( $m_s$ ,  $k_s$  y  $c_s$ );
- el balasto con su rigidez y amortiguamiento ( $k_b$  y  $c_b$ ) y apoyos equidistantes cada 60 cm;
- entre medias de los anteriores la traviesa como elemento masa a la que se añade el resto de masa de la sujeción y parte del balasto ( $m_{st}$ );
- el terreno como un medio elástico semiinfinito tridimensional, con las propiedades correspondientes a cada emplazamiento.

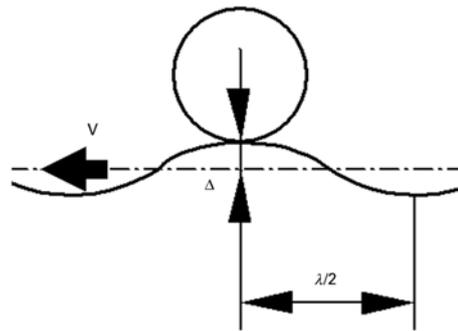
Las propiedades de cada uno de los parámetros se indican en páginas posteriores.

La acción se representa introduciendo un desplazamiento relativo impuesto rueda-carril correspondiente al perfil de la irregularidad y en consecuencia dependiente de la velocidad de paso del tren.

Numéricamente la dificultad se encuentra al aplicar ese desplazamiento impuesto relativo, ya que generalmente se definen de forma absoluta. Transformando las ecuaciones dinámicas que rigen el movimiento, es posible representar la irregularidad introduciendo una fuerza autoequilibrada sobre los extremos de la rigidez del contacto (rigidez de Hertz).

El resultado anterior sólo representa la irregularidad del carril al que hay que añadir el peso propio del eje. El proceso se realiza con el mismo modelo de elementos finitos empleado para la irregularidad, haciendo pasar una carga unitaria a la velocidad de cálculo.

**Figura A3.3.** Irregularidad de la vía dependiente de la velocidad



Según se observa se trabaja en el dominio del tiempo y el resultado final es la historia temporal de fuerzas en el conjunto de puntos de la interfase con el suelo para los dos modelos: el de la irregularidad y el de la carga unitaria.

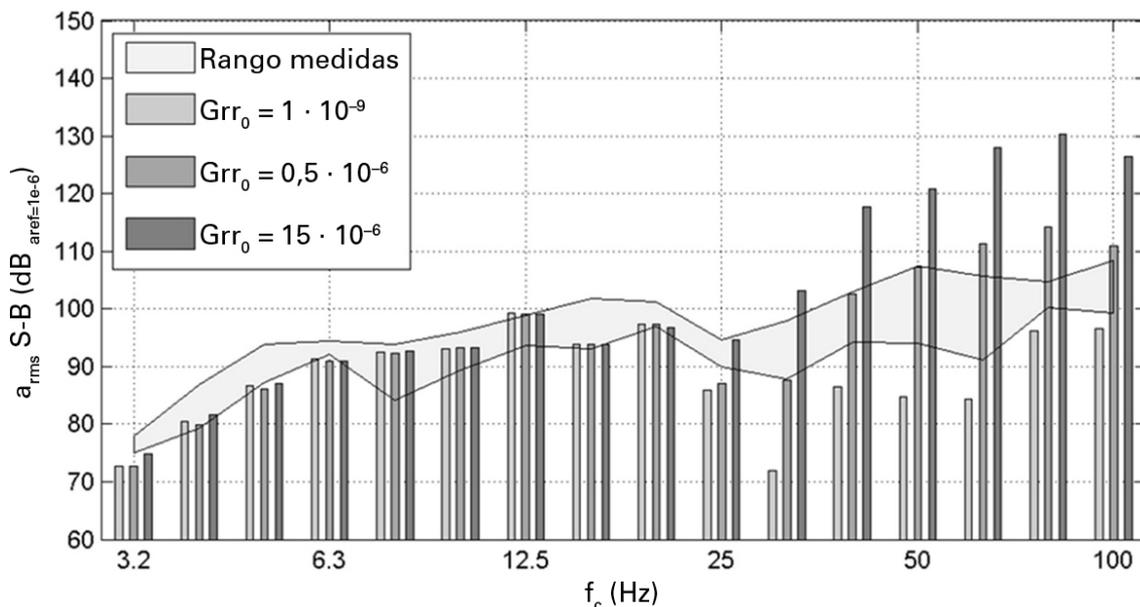
El resultado final se compone para el paso de las diferentes unidades ferroviarias analizadas mediante la superposición de la respuesta que genera cada eje en cada punto de la interfase. La superposición se realiza para cada eje con su peso e irregularidad, teniendo en cuenta el desfase que provoca su posición y la velocidad del tren.

## 1.2. ESTUDIO DE SENSIBILIDAD

Con objeto de valorar la influencia en las respuestas medidas del nivel de rugosidad considerado se ha realizado un estudio de sensibilidad considerando la aceleración en la posición del sensor B. Se ha considerado el paso de un tren de la serie 121 a 200 km/h. Los resultados se presentan en la Figura A3.4 junto con el rango de las medidas tomadas.

En las bandas inferiores de frecuencia, la irregularidad prácticamente no influye. A esas frecuencias son importantes las distancias entre ejes. Es a altas frecuencias, por encima de 20 Hz donde es importante. Se aprecia que allí las diferencias entre las respuestas correspondientes a los valores extremos considerados son del orden de 30-40 dB.

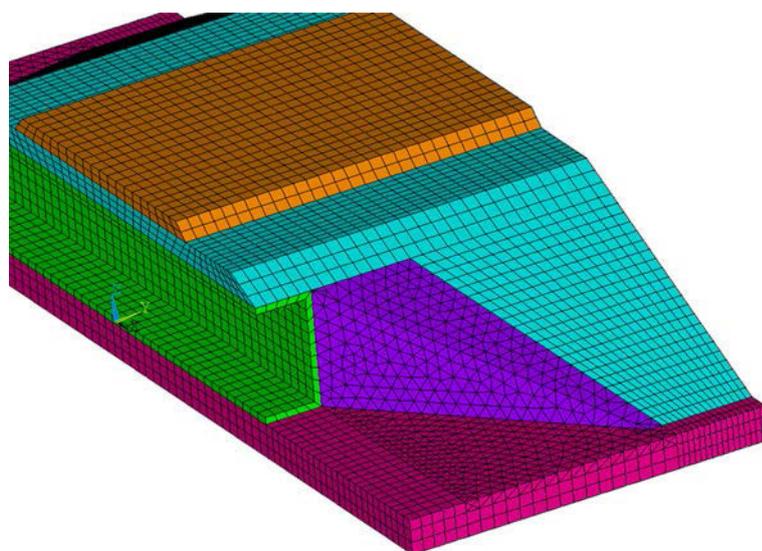
**Figura A3.4.** Sensibilidad de la respuesta en la traviesa modificando los valores característicos del modelo de rugosidad



## 2.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

El efecto que las fuerzas aplicadas en puntos discretos bajo las traviesas tienen sobre los puntos cuya historia de desplazamientos se desea conocer, se determina mediante modelos (uno por cada marco real sometido a ensayos) de elementos finitos 3D construido empleando un software comercial. Éste representa una porción del suelo y del terraplén, además del paso inferior. La Figura A3.5 representa el caso de la estructura anteriormente presentada.

**Figura A3.5.** Perspectiva de la malla de elementos finitos. Cada color corresponde a un material distinto

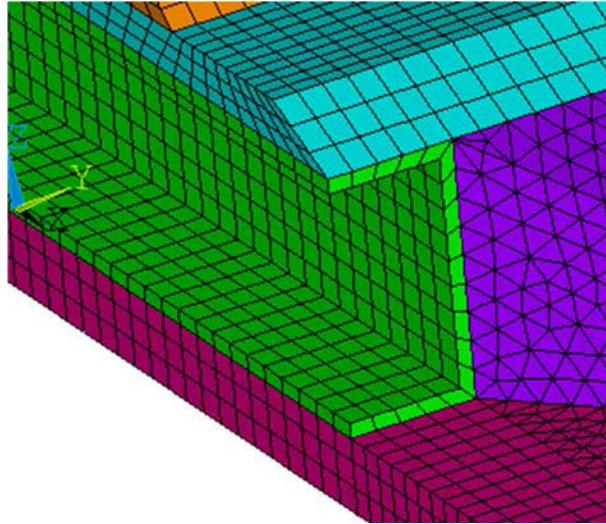


El modelo se extiende 15 m a cada lado del paso inferior en la dirección de la línea de ferrocarril. En dirección perpendicular a la misma, se han considerado los primeros 17 m. El terreno se encuentra representado hasta una profundidad de 3 m. El modelo es perfectamente rectangular en planta.

El elemento básico es el hexaedro de 8 nudos. En algunas zonas del modelo existen elementos degenerados (prismas de 6 nudos y tetraedros de 4). La malla se ha construido de manera que se tenga el máximo número de hexaedros. Para ello se han realizado numerosos cortes, quedando los elementos degenerados confinados a la zona de material granular tratado con cemento en los trasdós del marco, y en una capa superficial de terreno (ver Figura A3.6).

En los planos del modelo donde se ha realizado el truncamiento de la malla (que no corresponden a superficies libres en la realidad) se han dispuesto elementos viscosos puntuales que modelan un contorno absorbente de Lysmer. El modelo emplea cuatro materiales distintos: para el suelo, para el terraplén, para el material granular tratado con cemento en los trasdós del marco, y para el marco. Sus valores característicos se han determinado a partir de la información disponible: planos e informe de geología y geotecnia principalmente.

**Figura A3.6.** Corte del modelo por el plano de simetría vertical del marco



**Cuadro A3.1.** Propiedades de los materiales del modelo de EF

| Material                   | $E$ (GPa) | $c_s$ (m/s) | $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> ) | $\nu$ |
|----------------------------|-----------|-------------|-----------------------------|-------|
| Suelo                      | 0,66      | 350         | 2.000                       | 0,35  |
| Terraplén                  | 0,34      | 250         | 2.000                       | 0,35  |
| Terreno granular + cemento | 1,10      | 430         | 2.200                       | 0,35  |
| Hormigón                   | 38,53     | 2.534       | 2.500                       | 0,2   |
| Balasto                    | 0,28      | 394         | 1.800                       | 0,4   |

En total se tienen cerca de un millón de grados de libertad.

## 2.2. ESTUDIO DE SENSIBILIDAD

Con objeto de valorar la sensibilidad que las propiedades de los materiales del modelo tienen en las respuestas medidas a las propiedades se ha llevado a cabo un estudio paramétrico. Se han modificado las propiedades según lo indicado en el Cuadro A3.2.

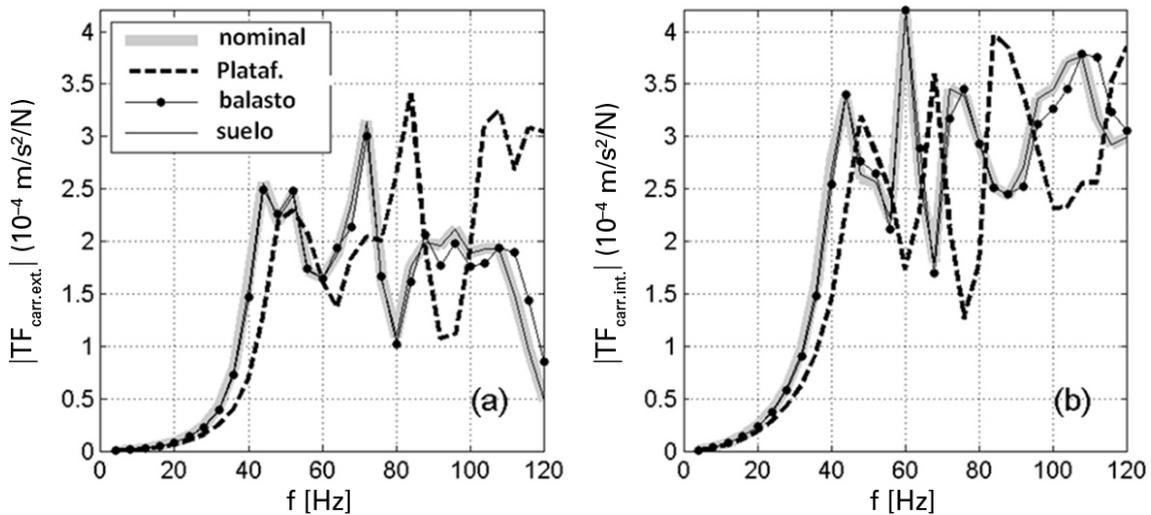
La Figura A3.7 contiene la comparación de las funciones de transferencia entre los dos puntos de emisión sobre la mitad del vano (carril exterior e interior) y la posición del sensor B. Puede apreciarse que las diferencias son relativamente pequeñas.

**Cuadro A3.2.** Propiedades de los materiales en el estudio paramétrico

| Modelo      | Propiedad modificada | Valor nominal | Valor modificado |
|-------------|----------------------|---------------|------------------|
| Plataforma* | $c_s$                | 200 m/s       | 300 m/s          |
| Balasto     | $E$                  | 280 MPa       | 350 MPa          |
| Suelo       | $c_s$                | 350 m/s       | 250 m/s          |

\* Se ha empleado un mismo material para representar el subbalasto, la capa de forma y el terraplén.

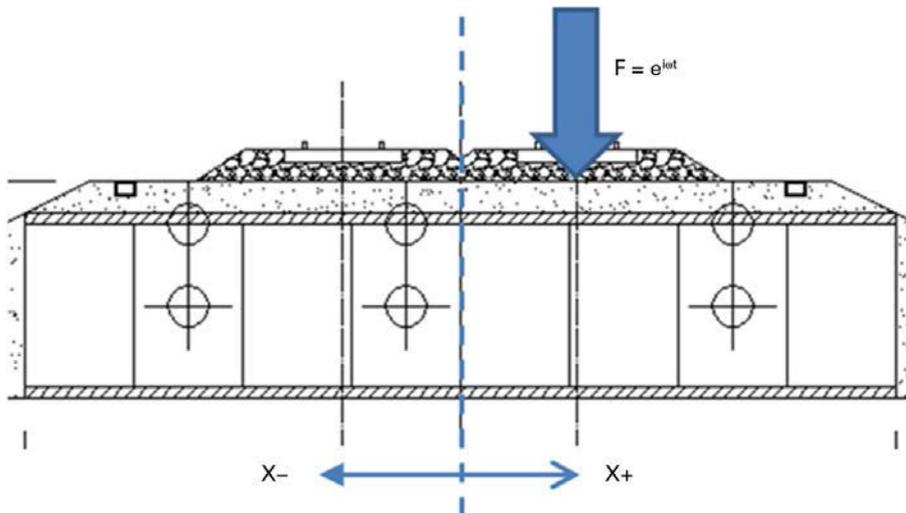
**Figura A3.7.** Estudio de sensibilidad a las variaciones de rigidez de plataforma, balasto y terreno de cimentación (suelo), de la FT carril exterior a la posición del sensor B



### 2.3. CONSIDERACIÓN DE LA RESPUESTA ARMÓNICA

En este apartado se pretende profundizar en el comportamiento dinámico de las estructuras enterradas. Se estudiará la respuesta armónica de todo el dintel al aplicar una carga armónica vertical sobre la plataforma, en el eje de una vía (ver Figura A3.8). Es decir, la carga se sitúa en el punto en el que a priori la sollicitación es mayor. El estudio se ha realizado para 20 frecuencias equidistribuidas entre 4 y 80 Hz.

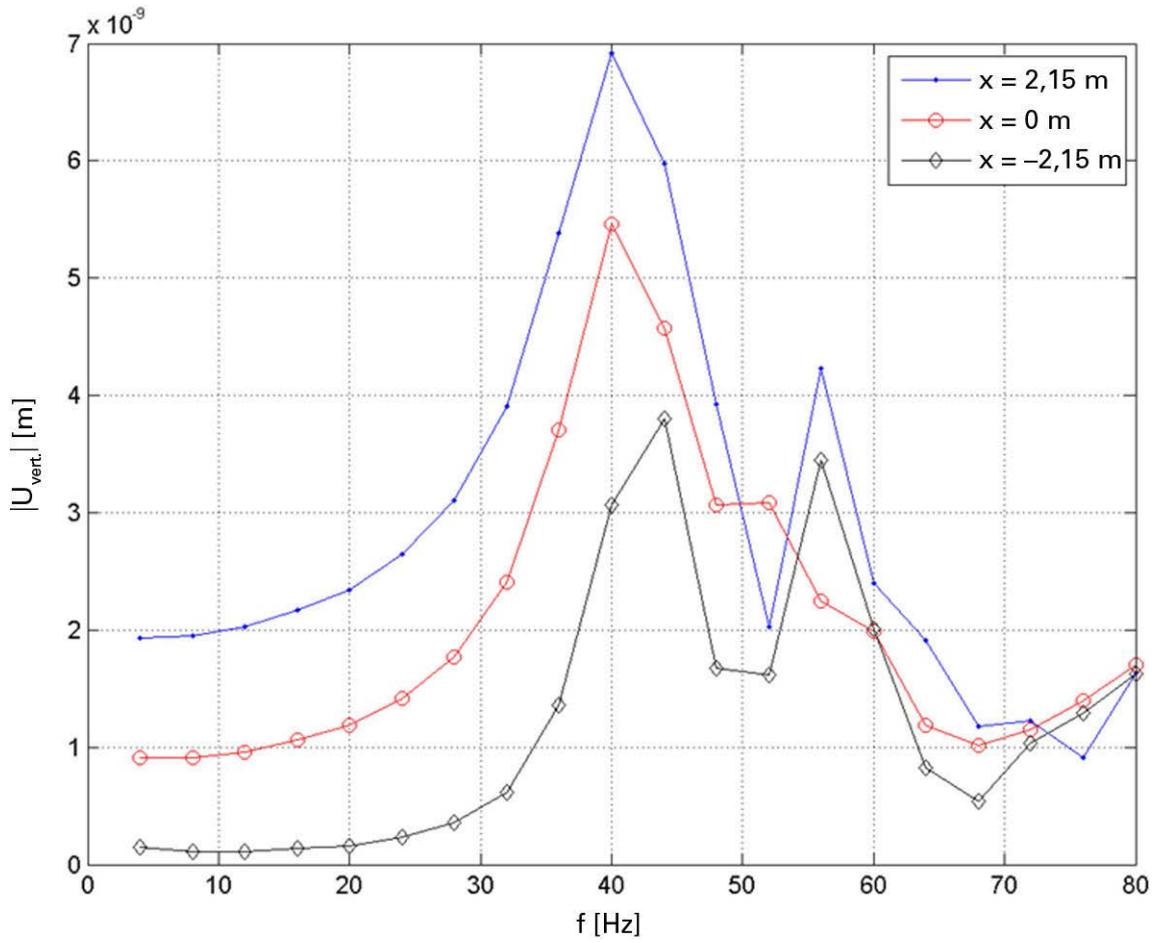
**Figura A3.8.** Esquema de la carga aplicada en el cálculo armónico



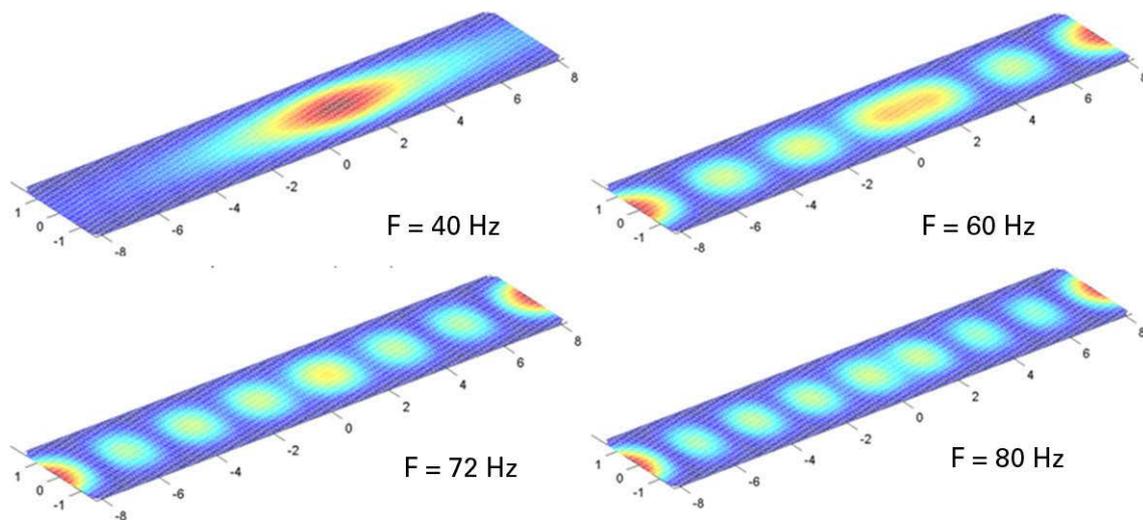
La Figura A3.9 presenta el módulo de la respuesta compleja en tres puntos de la línea media del dintel del marco: los dos puntos bajo los ejes de las vías, y el central. En él se aprecia la existencia de una resonancia a unos 40 Hz. Un segundo pico a 56 Hz sólo aparece en los puntos bajo las vías. Estas diferencias de comportamiento se entienden mejor al considerar la distribución de respuesta para cada frecuencia.

La Figura A3.10 representa la distribución de respuesta (módulo del desplazamiento) en todo el dintel para las 4 frecuencias. El color rojo indica valores elevados mientras que el azul indica valores bajos. La Figura A3.11 representa la distribución de la respuesta (módulo del desplazamiento) en la línea media del dintel para las 3 frecuencias.

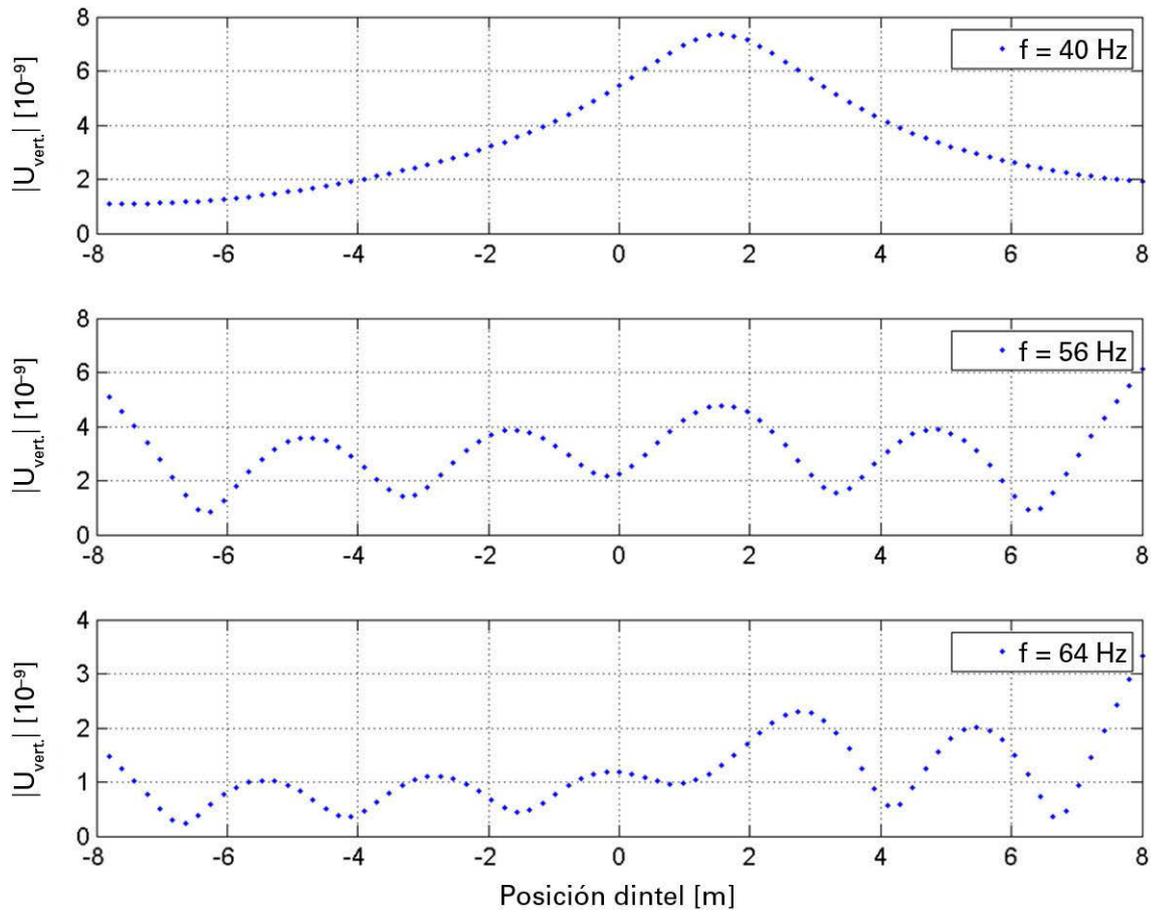
**Figura A3.9.** Desplazamientos armónicos en función de la frecuencia para tres puntos de la línea media del dintel



**Figura A3.10.** Desplazamientos modales para todos los puntos del dintel para 4 frecuencias de excitación. El color rojo indica valores elevados, mientras que el azul indica valores bajos



**Figura A3.11.** Desplazamientos modales en los puntos de la línea media del dintel para 3 frecuencias de excitación



**ANEXO 4**  
**ESTUDIO PARAMÉTRICO**

---

## ESTUDIO PARAMÉTRICO PARA MARCOS RECTANGULARES

Se presentan en este apartado los parámetros que se han hecho variar para estudiar la respuesta de los marcos. Los rangos de variación de la mayor parte de estas variables fueron fijados en el Anexo 1: «Revisión de proyectos, definición de estructuras tipo y establecimiento de rangos para las diferentes variables de cada estructura tipo».

### 1.1. GEOMETRÍAS Y MATERIALES

Se consideran las siguientes variaciones de cuatro características del modelo:

- Dimensiones interiores del paso<sup>1</sup>. Siete casos: 2 × 2 m, 3 × 3 m, 4 × 3 m, 6 × 4 m, 8 × 5 m, 10 × 5 m, 12 × 5 m.
- Razón canto-vano. Tres casos: 0,06, 0,1 y 0,14 para las dos dimensiones menores, y 0,06, 0,75 y 0,09 para los mayores. Esta distinción se debe a que el rango fijado previamente para esta característica conduce, en los marcos de gran dimensión, a cantos alejados de las habitualmente empleadas en los diseños reales.
- Monteras. Tres casos: 0,5, 1,5 y 2,5 m.
- Terrenos de cimentación. Tres casos caracterizados por distintas celeridades de ondas de cortante:  $c_s = 150, 250$  y  $350$  m/s.

Si se consideran todas las combinaciones de estos parámetros se tienen  $7 \times 3 \times 3 \times 3 = 189$  casos distintos.

### 1.2. TRENES Y VELOCIDADES

Se han utilizado trece trenes: tres trenes reales (series 103, 121 y 130) y diez trenes de la familia HSLM-A (ver EN1991-2, Anexo E).

El rango de velocidades varía según el parámetro de respuesta considerado. Para el estudio del **coeficiente de impacto** es capital conocer la flecha estática de la estructura. Ésta se asimila al valor que se produce cuando el tren circula a 20 km/h. El límite superior de velocidad se fija en  $1,2 \times 350 = 420$  km/h. Entre las dos velocidades, se considerarán velocidades con incrementos de 20 km/h. Se tienen por tanto 21 valores de velocidad de paso.

Para el estudio de la **aceleración** en la plataforma, la mínima velocidad considerada ha sido 100 km/h. El límite superior se ha fijado también en 420 km/h, y el incremento de velocidades se ha mantenido en 20 km/h. Se tienen por tanto 17 valores de velocidad.

---

<sup>1</sup> Dimensiones indicadas en la forma luz x alto.

Se han realizado alrededor de 52 000 simulaciones, que resultan de la combinación de 189 geometrías, 13 trenes y 21 velocidades. En cada caso se ha determinado la historia temporal de flechas en el dintel, y se ha determinado su valor máximo.

## 2.1. CARACTERIZACIÓN DEL EFECTO DINÁMICO

### 2.1.1. RESULTADOS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

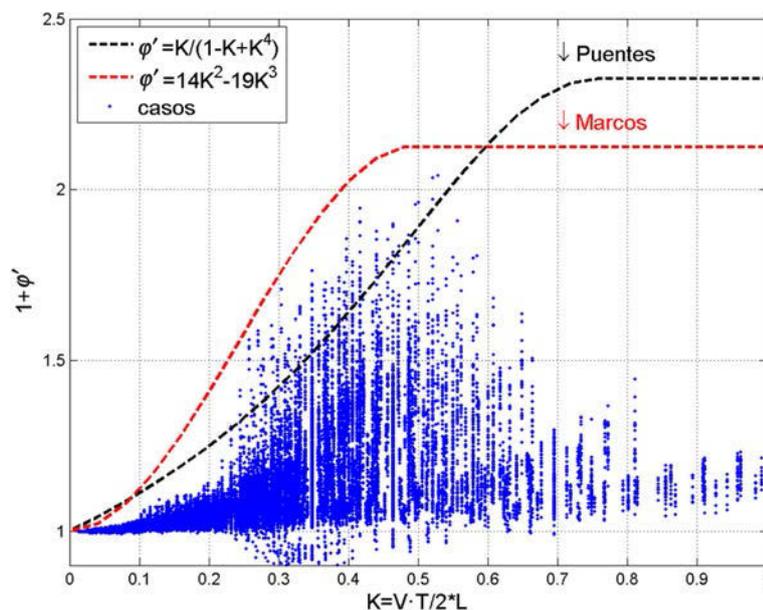
Se busca en primer lugar caracterizar la relación entre efectos dinámicos y estáticos sin rugosidad. Es decir, el valor  $1 + \varphi'$  de la siguiente expresión.

$$\Phi = \frac{\delta_{din,real}}{\delta_{st,UIC71}} = \frac{\delta_{din,real}}{\delta_{st,real}} \frac{\delta_{st,real}}{\delta_{st,UIC71}} = (1 + \varphi' + r\varphi'') \frac{\delta_{st,real}}{\delta_{st,UIC71}} \quad (\text{ec. 1})$$

Las simulaciones se han realizado sin considerar la irregularidad del carril. Por tanto la relación entre la flecha dinámica y la estática es directamente  $1 + \varphi'$ . En la Figura se presentan todos estos valores, en función del parámetro  $K$ , que no es otro que la velocidad  $V$  adimensionalizada considerando la luz del vano de la estructura  $L$  y el periodo de fundamental vibración  $T$ .

$$K = \frac{VT}{2L} \quad (\text{ec. 2})$$

Figura A4.1. Valores  $1 + \varphi'$  en función del parámetro  $K$



Cada punto de la figura corresponde a una de las aproximadamente 52.000 simulaciones. Junto a ellas se presenta la curva envolvente  $1 + \varphi'$  obtenida mediante la expresión D.2 de EN 1991-2, de validez en el caso de puentes. Puede apreciarse que algunos valores quedan por encima de esta última curva. Como alternativa se propone la segunda curva, válida para todos los casos, y cuya dependencia con el parámetro  $K$  se presenta a continuación:

$$\begin{aligned}\varphi' &= 14k^2 - 19K^3 \\ K &= \min\left(\frac{VT_n}{2L}, 0,5\right)\end{aligned}\quad (\text{ec. 3})$$

### 2.1.2. PROCESO DE DETERMINACIÓN DE $1 + \varphi'$

La utilización de la ecuación 3 para deducir una cota superior de  $1 + \varphi'$  requiere conocer el periodo fundamental de vibración para poder adimensionalizar el valor de la velocidad. Su determinación no es inmediata por lo que, para facilitar la tarea del proyectista, se ha buscado una expresión sencilla. Se ha realizado un ajuste por mínimos cuadrados sobre los resultados de las 189 geometrías de que se dispone para el estudio paramétrico.

La expresión obtenida depende del ancho del marco  $L$ , la montera  $O$ , y la inercia equivalente  $I_{eq}$  de una porción de 1 m de dintel y montera, homogeneizada a las propiedades del dintel.

$$f_n = 121 \cdot L^{-0,8} \cdot I_{eq}^{0,1} \cdot O^{-0,3} \quad (\text{ec. 4})$$

$f_n$ : frecuencia natural (Hz)

$L$ : luz del marco (m)

$I_{eq}$ : inercia equivalente ( $\text{m}^3$ )

$O$ : montera (m)

La montera incluye todo el material por encima del dintel salvo el balasto. Es decir comprende el terraplén, la capa de forma y el subbalasto. La inercia equivalente se determina homogeneizando a las propiedades del hormigón la sección compuesta por dintel y montera<sup>2</sup>.

La Figura A4.2 presenta, en función de la luz del vano, cuatro curvas de nivel de la superficie de predicción de la frecuencia fundamental, junto con los 189 valores identificados en las geometrías del estudio paramétrico.

Con esta expresión el proceso de obtención de una cota superior para  $1 + \varphi'$  sería el esquematizado en la Figura A4.3, cuyos pasos son los siguientes:

1. Determinar la inercia equivalente de una porción de 1 m de ancho de dintel y montera, homogeneizando los materiales al hormigón del dintel.
2. Determinar la frecuencia fundamental de la estructura con la ecuación 4, y adimensionalizar la velocidad de proyecto.
3. Utilizar la ecuación 3 para determinar  $1 + \varphi'$ .

<sup>2</sup> Véase un ejemplo en el apartado 5.1 del documento principal.

Figura A4.2. Regresión para caracterizar la frecuencia fundamental del marco

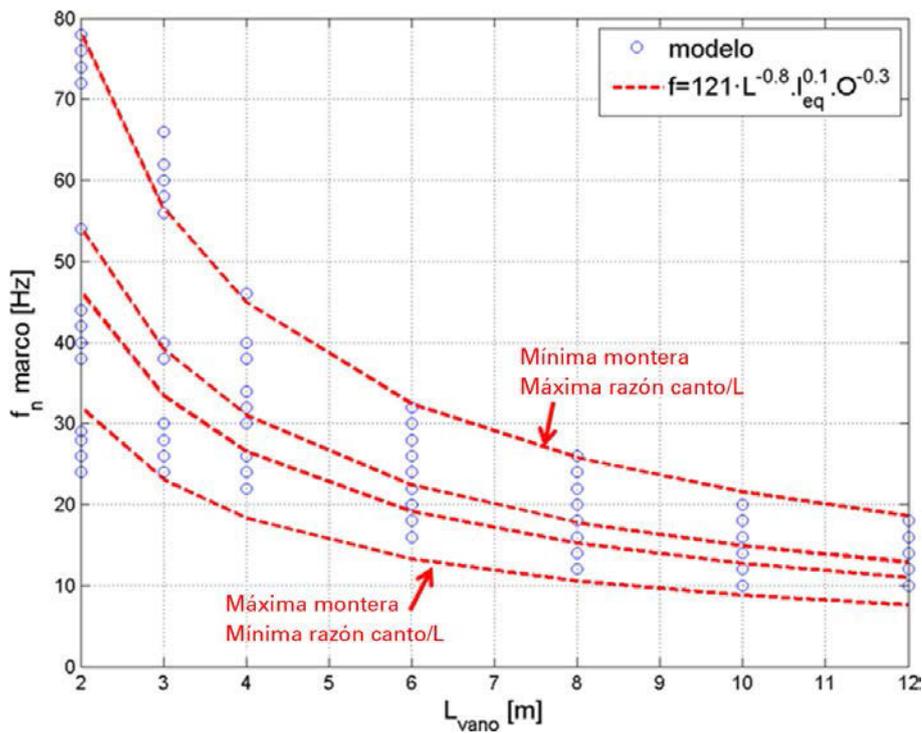
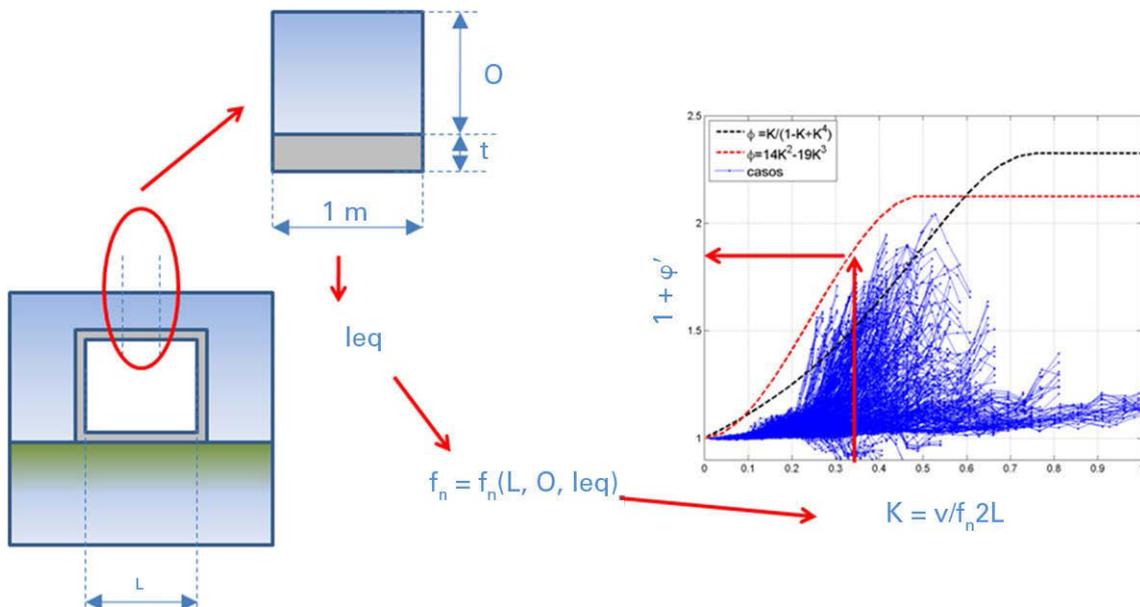


Figura A4.3. Esquema del proceso de predicción propuesto



## 2.2. CARACTERIZACIÓN DEL COEFICIENTE DE IMPACTO

A partir de los resultados anteriores se ha buscado determinar un coeficiente de impacto global para las 189 estructuras consideradas. El proceso, para cada una de ellas, es el siguiente. Para cada tren, se toman todas las simulaciones realizadas, es decir, todas las velocidades. Se determina el valor máximo de  $1 + \phi'$ . A continuación se adiciona el valor  $r\phi''$  resultante de la expresión C.6 de EN 1991-2.

$$\phi'' = a \left[ 0,56e^{-(L/10)^2} + 0,50 \left( \frac{f_0 L}{80} - 1 \right) e^{-(L/20)^2} \right] \quad (\text{ec. 5})$$

Se considerarán dos valores para el coeficiente  $r$ :  $r = 0,5$  asociado a un grado de mantenimiento bueno, y  $r = 1$  asociado a un grado de mantenimiento normal (ver C-1 y C-2 EN 1991-2).

Posteriormente, se toma el valor  $(1 + \varphi' + r\varphi'')$  resultante y se corrige multiplicando por la razón entre la flecha estática del tren considerado y el tren UIC71 con factor de clasificación 1.21, según la ecuación 1.

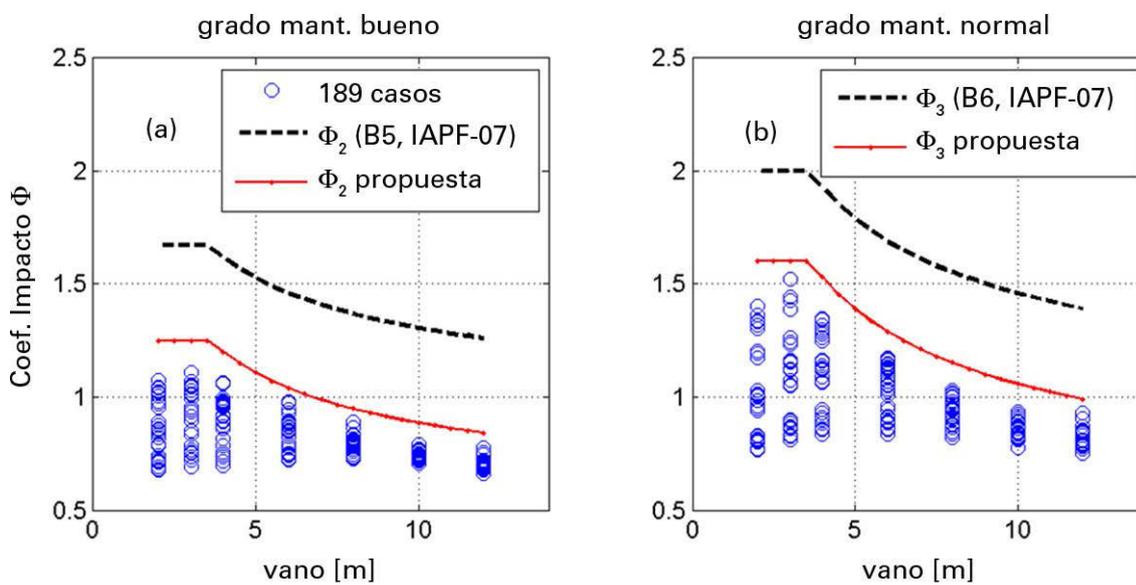
El último paso es tomar, para cada estructura, el mayor de los valores obtenidos para los distintos trenes. Esta sería la cota superior para cada estructura. Los valores obtenidos se presentan, en función del vano, en la Figura A4.4. En ella se distinguen los dos grados de mantenimiento considerados: bueno (a) y normal (b). Junto a ellos se presentan la curva obtenida mediante la expresión 6.4 (gráfica a) y 6.5 (gráfica b) de EN 1991-2. Aunque estas últimas no son de aplicación en el caso de marcos, serían válidas aunque muy conservadoras.

En la misma Figura A4.4 se presentan unas segundas curvas, resultantes de desplazar verticalmente las anteriores, y más ajustadas a los resultados. Sus expresiones, en función únicamente de la luz del vano [m], son las siguientes:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,4 \quad (1,0 \leq \Phi_2 \leq 1,25) \quad (\text{ec. 6})$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,33 \quad (1,0 \leq \Phi_3 \leq 1,60) \quad (\text{ec. 7})$$

**Figura A4.4.** Comparación de los coeficientes de impacto globales calculados para grado de mantenimiento bueno (a) y normal (b), y las expresiones 6.5 y 6.6 de EN 1991-2, respectivamente. Se incluyen además dos propuestas



Se han realizado alrededor de 42.000 simulaciones, que resultan de la combinación de 89 geometrías, 13 trenes y 17 velocidades. En cada caso se ha determinado la historia temporal de aceleraciones en el punto de la plataforma (interfaz entre terraplén y balasto) situado sobre el centro del vano. De esa historia temporal se ha obtenido el valor pico, es decir, el máximo de los valores absolutos.

### 3.1. EXPRESIÓN PARA LA PREDICCIÓN DE LA ACELERACIÓN PICO EN PLATAFORMA

Cabe destacar que, a diferencia del caso anterior, en estos cálculos sí se incluye la irregularidad del carril, y que el rango de frecuencias es muy superior, entre 0 y 125 Hz, pues la irregularidad introduce la influencia de frecuencias altas.

En un primer momento se ha buscado obtener (a partir de las 42.000 muestras de las que se dispone) una expresión en función del parámetro  $K = VT/2L$ . Esto es posible, pero la dispersión es tal que los márgenes de seguridad resultan enormes.

Por ello, como camino alternativo se ha buscado una regresión en función de la velocidad, y las características geométricas de la estructura. Tras algunas pruebas considerando distintos factores, se ha llegado a la expresión siguiente para la aceleración, en función de la velocidad de paso del tren y de la inercia equivalente ya presentada en el apartado 2.1.2.

$$a_{\text{máx, patf.}} = 2,7 \cdot 10^{-4} \cdot V^{1,75} \cdot I_{eq}^{-0,4} \quad (\text{ec. 8})$$

$a_{\text{máx, patf.}}$ : aceleración pico ( $\text{m/s}^2$ )

$V$ : velocidad de paso ( $\text{m/s}$ )

$I_{eq}$ : inercia equivalente ( $\text{m}^3$ )

Esta expresión se ha obtenido sumando una desviación típica a la superficie promedio obtenida por mínimos cuadrados. Puede sorprender que no aparezcan ni la longitud del vano ni la montera en esta expresión, pero están implícitas en la inercia equivalente, ya que el canto del dintel es directamente proporcional a la luz.

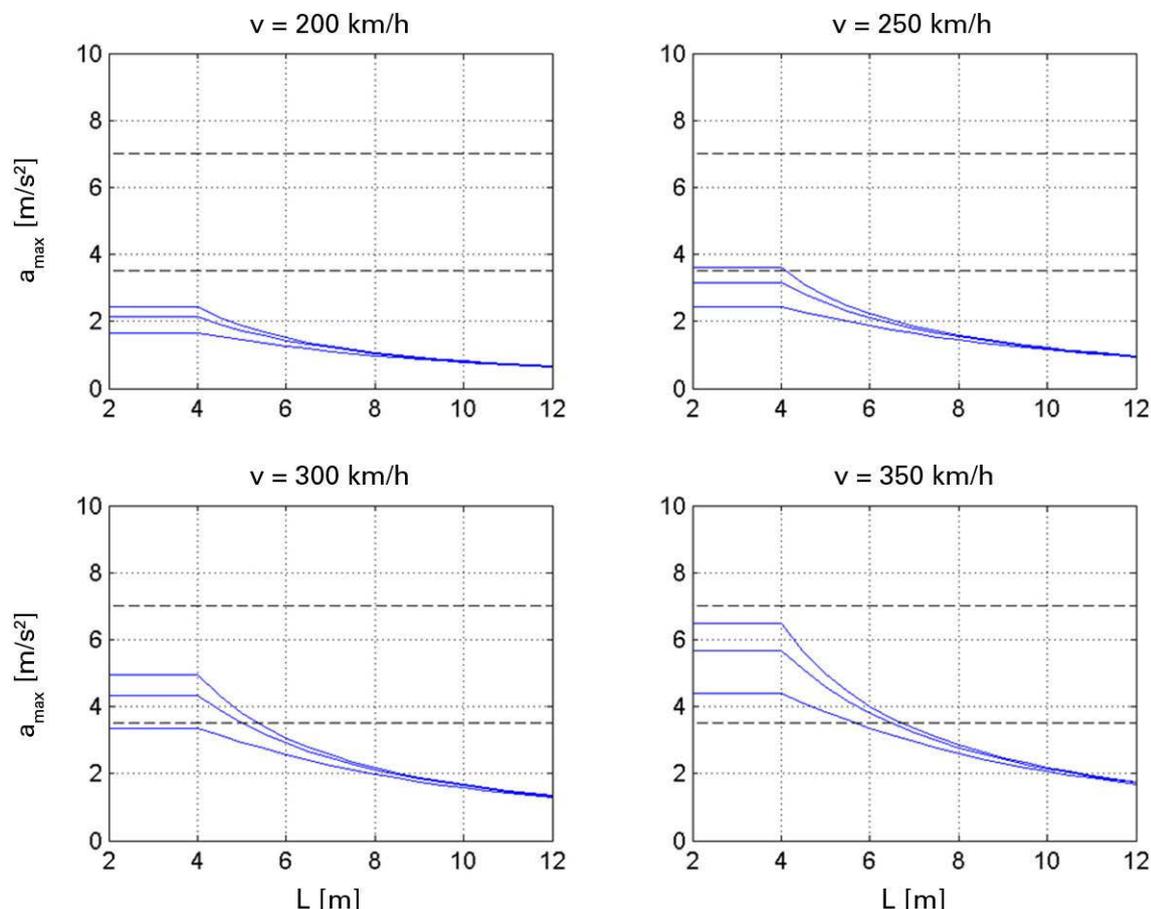
En la Figura A4.5, se muestran las predicciones que se obtienen utilizando la ecuación 8, en función de la luz del vano para el caso en que todas las estructuras tienen un dintel cuyo canto es 0,1 la longitud del vano. Cada curva corresponde a un espesor de montera (0,5, 1,5 y 2,5 m) correspondiendo los menores valores de la montera a los mayores valores de aceleración en la plataforma.

Las curvas envolventes se mantienen horizontales para vanos de luz inferior a 4 m ya que, como se verá en el apartado siguiente, las simulaciones indican que para vanos de luz inferior a ese valor el comportamiento se estabiliza. El tratamiento para obtener la predicción en ese tramo también se detallará más tarde.

La Figura A4.5 incluye dos líneas discontinuas horizontales para valores de aceleración de 3,5 y 7  $\text{m/s}^2$ . El primero de ellos corresponde al valor del estado límite según EN 1990-2 apartado A2.4.4.2. Este valor se supone afectado de un factor de seguridad 2, por lo que el fenómeno de la desagregación del balasto, debería comenzar en el segundo de los valores.

Considerando estos dos valores límite, las estructuras representadas en la Figura A4.5 no tendrían problemas de desagregación del balasto hasta velocidades de 350 km/h. Sin embargo, sí se superaría el estado límite definido, para valores bajos de la montera a partir de velocidades cercanas a 250 km/h.

**Figura A4.5.** Aceleración en plataforma. Superficies promedio más una desviación típica. Las tres líneas corresponden a monteras de 0,5, 1,5 y 2,5 m. Relación entre canto y longitud de vano  $t/L = 0,1$



### 3.2. COMPARACIÓN CON LAS REGRESIONES

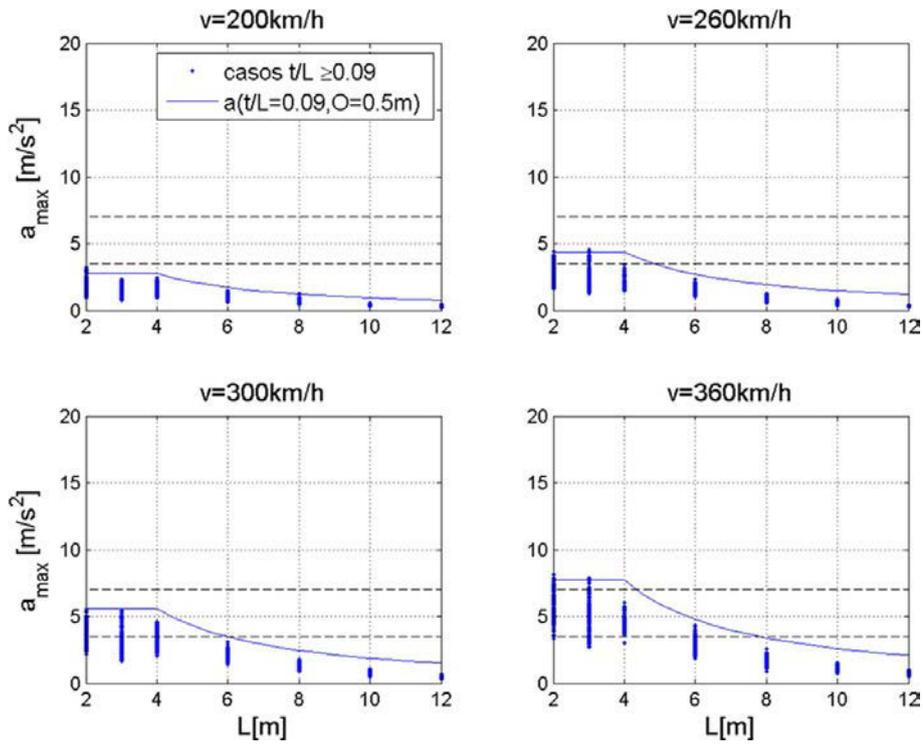
En las tres figuras siguientes se comparan las predicciones obtenidas mediante la ecuación 8 con los resultados de las simulaciones. Los dos parámetros claves son evidentemente la velocidad y la  $I_{eq}$ , por ello las comparaciones se harán para una velocidad determinada, y considerando una razón canto-longitud de vano constante. Para simplificar, las predicciones se harán considerando una montera mínima, es decir,  $O = 0,5$  m. Este valor se ha tomado para obtener la envolvente superior. Las simulaciones corresponden a todos los valores de la misma.

En la Figura A4.6 las predicciones se hacen considerando que la razón entre el canto y la longitud es como mínimo de  $t/L = 0,09$ . Este es el valor máximo considerado en el estudio paramétrico para los marcos con  $L \geq 4$  m, aunque es intermedio para los marcos de menor luz. La comparación se hace a cuatro velocidades distintas, con una gráfica para cada una. Junto a la curva de predicción, aparecen todas las simulaciones correspondientes a cada velocidad.

Puede apreciarse que la ecuación 8 proporciona una buena cota superior en todos los casos.

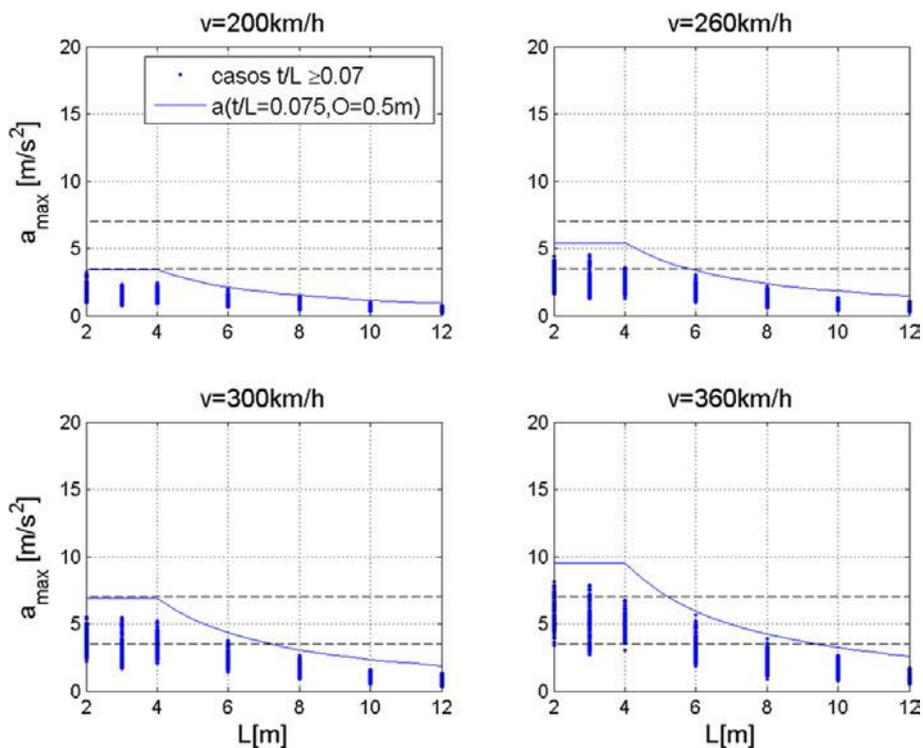
En las siguientes dos figuras, la predicción se realiza nuevamente con  $O = 0,5$  m pero con otros dos valores de la razón canto-vano  $t/L$ . En la Figura A4.7  $t/L \geq 0,075$  y en la Figura A4.8  $t/L \geq 0,06$ . Puede apreciarse que nuevamente, salvo para  $v = 360$  km/h, al considerar los marcos con menor relación  $t/L$ , la ecuación 8 proporciona una buena cota superior para los valores de aceleración en plataforma.

**Figura A4.6.** Cota superior según la ecuación 7 ( $t/L = 0,09$ , montera = 0,5 m) y valores de las simulaciones

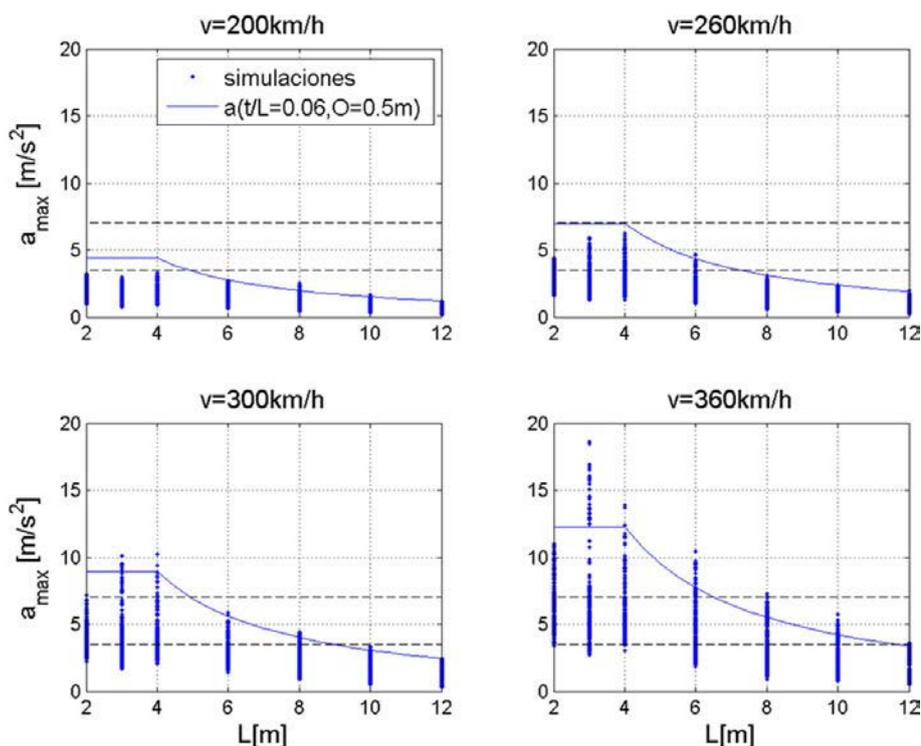


Los puntos que quedan por encima de la predicción para  $v = 360$  km/h corresponden a los marcos de  $3 \times 3$  m con un canto de 0,18 m, y marcos  $4 \times 3$  m con un canto de 0,24 m, ambos con monteras de 0,5 m. Es decir, los puntos corresponden a casos extremos (muy flexibles) del estudio paramétrico.

**Figura A4.7.** Cota superior según la ecuación 7 ( $t/L = 0,075$ , montera = 0,5 m) y valores de las simulaciones



**Figura A4.8.** Cota superior según la ecuación 7 ( $t/L = 0,06$ , montera = 0,5 m) y valores de las simulaciones



### 3.3. PROCESO DE DETERMINACIÓN DE LA COTA SUPERIOR PARA LA ACELERACIÓN EN PLATAFORMA

En las figuras anteriores, las curvas de predicción presentan una rama horizontal para valores de vano del marco inferior a 4 m. Esto equivale a suponer para estos últimos, un marco equivalente con vano 4 m e idéntica relación de cantos. Por tanto, el proceso de determinación de la cota superior para la aceleración en plataforma sería el siguiente.

1. Determinar la inercia equivalente de una porción de 1 m de ancho de dintel y montera, homogeneizando los materiales al hormigón del dintel. El canto del dintel a considerar dependerá de la luz del marco:
  - 1.1. Caso  $L \geq 4$  m: considerar el valor real.
  - 1.2. Caso  $L < 4$  m: considerar el valor corregido:  $t^* = t/L \times 4$ .
2. Identificar la velocidad de proyecto.
3. Aplicar la ecuación 8.

Por ejemplo: la predicción, en el caso de un marco  $8 \times 5$  m, con canto = 0,75 m, 1 m de montera y una velocidad de paso de 350 km/h se determinaría como sigue. La inercia equivalente, resultante de reducir la sección compuesta a las propiedades del hormigón, suponiendo una relación de rigideces entre el hormigón y el material del relleno de 250 valdría:  $0,0385 \text{ m}^3$ . La aplicación de la ecuación 8 proporciona un valor de:

$$a_{\text{máx, patf.}} = 2,7 \cdot 10^{-4} \cdot (350/3,6)^{1,75} \cdot 0,0385^{-0,4} = 2,99 \text{ m/s}^2 \quad (\text{ec. 9})$$

Un segundo ejemplo para un caso con  $L < 4$  m. La predicción, suponiendo un marco  $3 \times 3$  m, con canto = 0,2 m, 1 m de montera y una velocidad de paso de 300 km/h se determinaría como sigue. En primer lugar se considera un canto modificado:  $t^* = t/3 \times 4 = 0,27$  m. La inercia equivalente, resultante de reducir la sección compuesta a las propiedades del hormigón, suponiendo la misma

relación de rigideces del caso anterior, valdría:  $0,0035 \text{ m}^3$ . La aplicación de la ecuación 8 proporciona un valor de:

$$a_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x},\text{patf.}} = 2,7 \cdot 10^{-4} \cdot (350/3,6)^{1,75} \cdot 0,0035^{-0,4} = 5,96 \text{ m/s}^2 \quad (\text{ec. } 10)$$

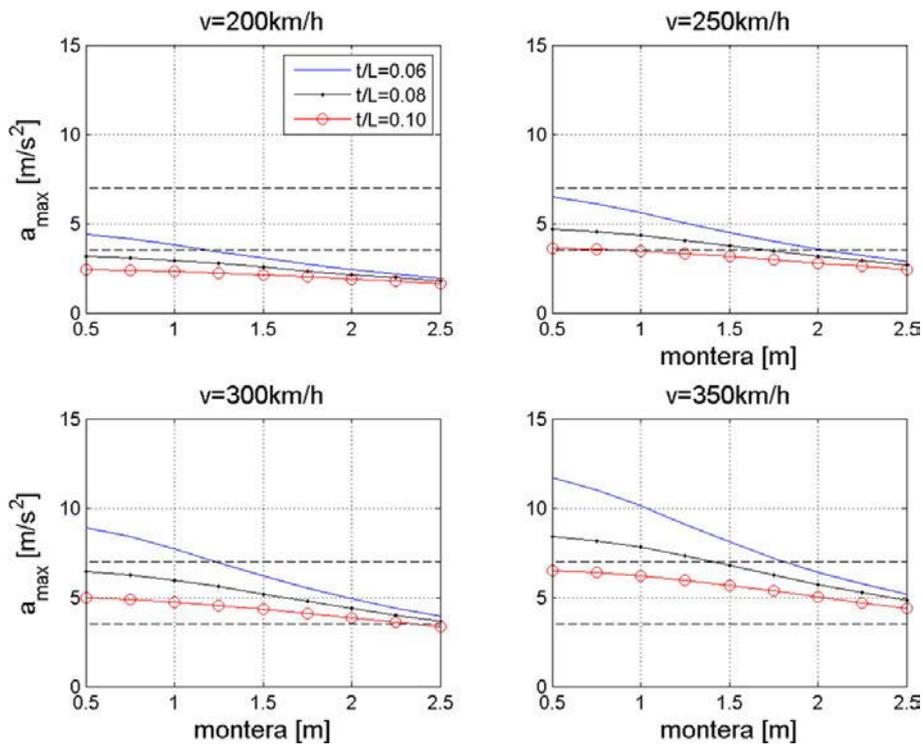
### 3.4. REDUCCIÓN DE RESPUESTA EN MARCOS DE PEQUEÑA LUZ

En los apartados anteriores se ha podido comprobar que los marcos que producen mayores valores de aceleración en plataforma son aquellos que tienen pequeña luz y pequeña montera. Además, cuanto menor sea la razón canto-vano, mayor será también la respuesta.

Confrontado a un marco de pequeña longitud en el que se supere el valor límite prescrito, el proyectista puede optar por dos soluciones: bien aumentar el canto, bien aumentar la montera. Aunque generalmente esto último en ocasiones no es factible.

La Figura A4.9 trata de proporcionar una indicación sobre el efecto relativo de ambas opciones. En ella aparecen cuatro gráficas, cada una correspondiente a una velocidad. En cada una de ellas aparecen tres curvas, correspondientes a tres valores de la razón  $t/L$ , de evolución de la aceleración pico en función de la montera. Así, para cada velocidad el aumento de montera supone desplazarse sobre una curva hacia la derecha, y el aumento de canto supone cambiar de curva manteniéndose en la vertical.

**Figura A4.9.** Predicciones para marcos con luces menores de 4 m. Efecto del incremento del canto y de la montera a distintas velocidades



#### 4.1. CASOS PARA EL ESTUDIO PARAMÉTRICO

Los tubos de drenaje son estructuras con mucha menor variación en sus dimensiones. En el anexo 1 se constató que la gran mayoría de las obras corresponden a los casos con  $\varnothing$  1,8 m. De hecho, en la IGP 2.2 se dice «Se ha elegido como conducto mínimo, con carácter general, el tubo de 1,8 m de diámetro (2,0 m en las zonas donde el organismo competente lo exija), que en ocasiones excepcionales podrá ser sustituido por el tubo de 1,5 m».

Por estas razones en este estudio se considerarán dos diámetros interiores  $\varnothing$  1,8 m y  $\varnothing$  1,5 m. En cada caso se considerará un único espesor del tubo, ya que su variación es, en general, bastante pequeña. Los valores adoptados son 0,18 y 0,155 m respectivamente. Se considerarán los mismos valores de montera, y los mismos tipos de suelo que en estudio paramétrico de marcos. Se tienen por tanto 18 geometrías distintas resultantes de las combinaciones de 2 tipos de tubo, 3 monteras y 3 tipos de suelo.

Los trenes elegidos y el rango de variación de velocidades son los mismos que los empleados en el caso de los marcos.

#### 4.2. COEFICIENTE DE IMPACTO

Se realizan dos comprobaciones. En primer lugar, se comprueba que el coeficiente  $1 + \phi'$  queda por debajo del valor definido en la ecuación 3 (Figura A4.10). En segundo lugar, se comprueba que el coeficiente global de impacto  $\Phi$  también está por debajo de la expresión definida en la ecuación 6 (sustituyendo  $L_{\phi}$  por el diámetro del tubo) en el caso de mantenimiento bueno, y de la expresión 7 en el caso de mantenimiento normal (Figura A4.11).

#### 4.3. RESULTADOS PARA LA ACELERACIÓN EN LA PLATAFORMA

En lo relativo a la estimación de la aceleración en la plataforma se buscará el marco equivalente al tubo considerado. Es decir, se buscará relacionar las características del tubo con aquellas del marco que produce una respuesta similar según la ecuación 7 (procedimiento descrito en el apartado 3.3). Para ello se procederá según el planteamiento que se expone a continuación.

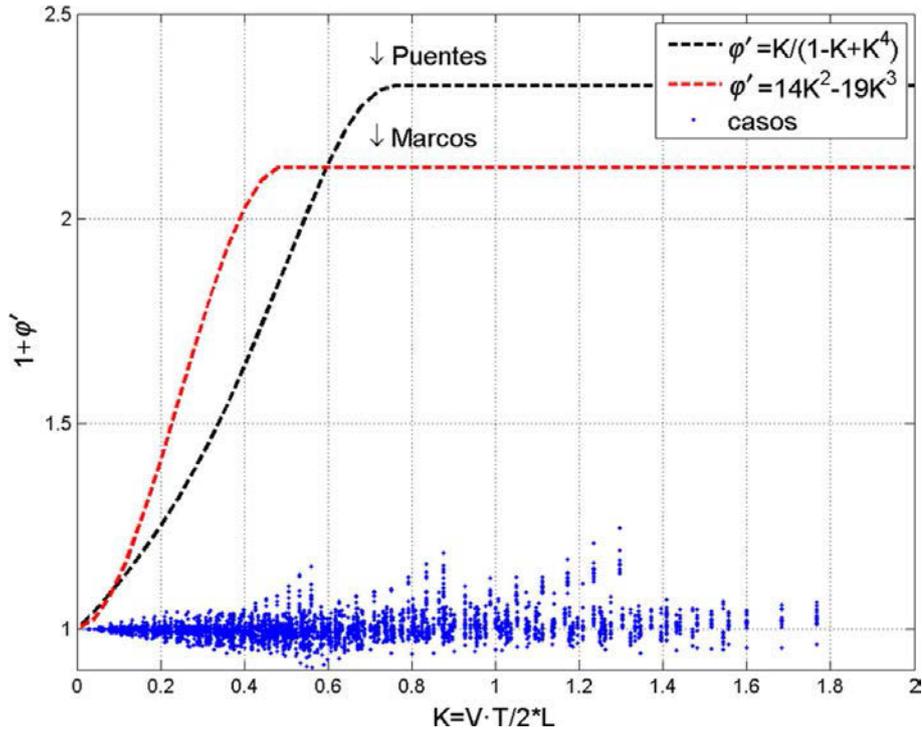
Según la ecuación 8, los factores determinantes son la inercia equivalente y la velocidad. En lo relativo a inercia equivalente, en el estudio paramétrico se tienen seis combinaciones diferentes (3 casos del estudio paramétrico para cada una de ellas). Para cada una de ellas se buscará un ajuste de la forma siguiente:

$$a_{\text{máx, patf.}} = K_{\text{tubo}} \cdot V^{1,75} \quad (\text{ec. 11})$$

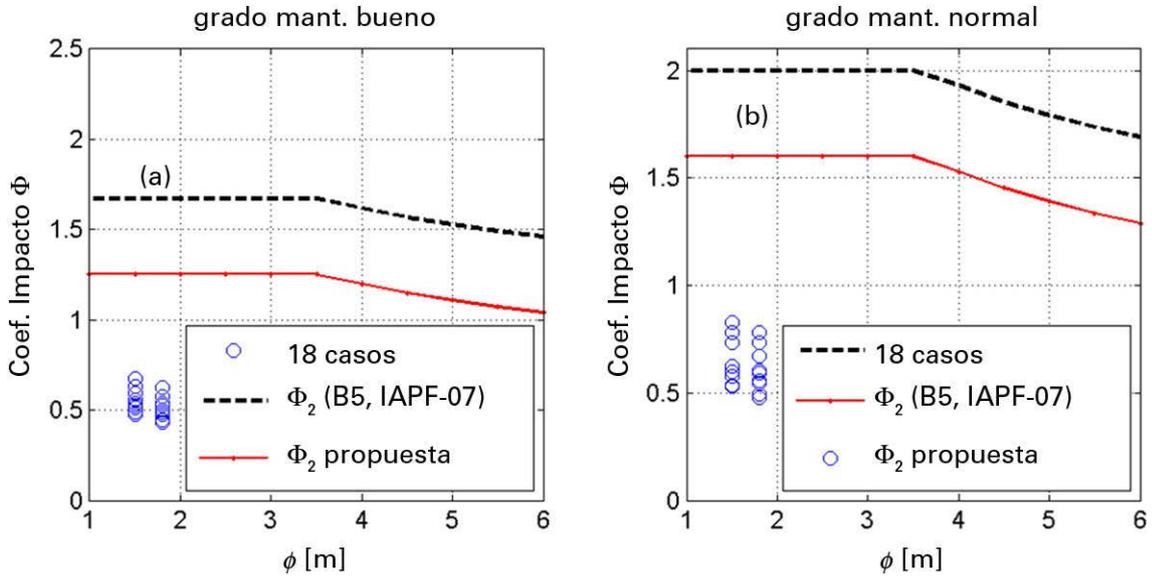
Este ajuste se realiza tomando también una cota superior (media más una desviación típica). A partir del valor de  $K_{\text{tubo}}$ , se puede deducir el valor de la inercia equivalente del marco que tiene el mismo nivel de respuesta, y que se denominará  $I_{\text{eq}}^*$

$$2,7 \cdot 10^{-4} \cdot (I_{\text{eq}}^*)^{-0,4} = K_{\text{tubo}} \quad (\text{ec. 12})$$

**Figura A4.10.** Valores de  $1 + \phi'$  en función del parámetro  $k$  obtenidos en el estudio paramétrico (resultados parciales)



**Figura A4.11.** Coeficientes de impacto globales para las 18 geometrías del estudio paramétrico grado mant. bueno



A partir de este valor relativo del marco rectangular equivalente, que engloba tanto la contribución del dintel, cuyo valor se desconoce, como de la montera, que se supondrá igual a la del tubo en cuestión, se puede deducir el valor del canto del dintel equivalente. Este se denominará  $t^*$ . La relación ente el canto equivalente del marco y la del espesor del tubo ( $t^*/t$ ) será igual a la relación entre la luz del marco equivalente y el diámetro del tubo, para razones canto longitud fijas. Es decir, será igual a la relación entre la luz del marco con igual razón canto longitud y que produce una respuesta equivalente de aceleraciones en la plataforma, y el diámetro del tubo considerado.

**Cuadro A4.1.** Espesores del dintel del marco rectangular equivalente a los distintos tubos de drenaje considerados (\*resultado parcial)

| Ø tubo (m) | Montera (m) | $t^*/t$ | Ø tubo (m) | Montera (m) | $t^*/t$ |
|------------|-------------|---------|------------|-------------|---------|
| 1,8        | 0,5         | 3,7     | 1,5        | 0,5         | 4,4     |
| 1,8        | 1,5         | 3,6     | 1,5        | 1,5         | 4,2     |
| 1,8        | 2,5         | 3,2     | 1,5        | 2,5         | 3,7     |

En el Cuadro A4.1 se presentan los resultados de los ajustes para cada combinación geométrica (tres casos de terreno en cada una). Lógicamente la razón de cantos disminuye al aumentar la montera, puesto que cuanto mayor es esta última, menos influye la estructura que está por debajo. El factor 3 puede tomarse como cota inferior.

El procedimiento para determinar la aceleración en la plataforma sobre un tubo sería el siguiente:

1. Determinar la inercia equivalente considerando un espesor del tubo 3 veces mayor al real.
2. Identificar la velocidad de proyecto.
3. Aplicar la ecuación 7.

## **ANEXO 5**

### **DIFUSIÓN DE LOS RESULTADOS**

---

## PUBLICACIONES EN REVISTAS

VEGA, J., FRAILE, A., ALARCÓN, E. y HERMANNNS, L. (2012). «Dynamic response of underpasses for high-speed train lines», *Journal of Sound and Vibration*, ISSN: 0022-460X, vol. 331, Issue 23, 5125-5140, DOI: 10.1016/j.jsv.2012.07.005. 5 November 2012.

VEGA, J., HERMANNNS, L., ALARCÓN, E. y FRAILE, A. (2014). «Measuring dynamic effects on underpasses of high-speed railway lines», *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, ISSN: 1573-2479, vol. 10, Issue 1, pp. 41-56. Taylor & Francis Ed. DOI: 10.1080/15732479.2012.692698. January 2014.

VEGA, J., HERMANNNS, L., ALARCÓN, E. y FRAILE, A. (2014). «Fórmulas para el cálculo del factor de impacto de estructuras semienterradas en líneas de ferrocarril de alta velocidad», *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería (RIMNI)*. ISSN: 0213-1315, vol. 30, Issue 3, pp. 188-193. Elsevier Ed. DOI: 10.1016/j.rimni.2013.06.008. July-September 2014.

## PONENCIAS EN CONGRESOS CIENTÍFICOS

ALARCÓN, E., VEGA, J., MONTAÑÉS, E. y FRAILE, A. (2010). «Dynamic effects on culverts for high speed trains». *Workshop on Dynamics, Structural and Earthquake Engineering: Research and Practice*. Ispra (Italia), 16 julio.

VEGA, J., HERMANNNS, L., ALARCÓN, E. y FRAILE, A. (2011). «Dynamic effects on culverts for high speed trains». *Congress on Numerical Methods in Engineering*, Coimbra, junio.

HERMANNNS, L., VEGA, J., ALARCÓN, E. y FRAILE, A. (2012). «A Parametric Study of the Dynamic Effects of Underpasses of High-Speed Railway Lines». En J. POMBO (ed.), *Proceedings of the First International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance*, Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, Paper 10 (doi:10.4203/ccp.98.10). Las Palmas de Gran Canaria. 18-20 de abril.

# **ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS FERROVIARIAS CON VÍA EN PLACA**

*Manuel Cuadrado Sanguino, Jorge Nasarre y de Goicoechea,  
Pedro González Requejo, Eduardo Romo Urroz y Adolfo Rincón Piña (FCH)*

En este informe se extrae una parte del proyecto de investigación «*Estudio del comportamiento a medio y largo plazo de las estructuras ferroviarias de balasto y placa*».

En particular, se incluyen los resultados del subproyecto 2 que trata sobre los estados límite de servicio (ELS) que se deben requerir a las estructuras (viaductos) con vía en placa, y en particular los aspectos de interacción longitudinal entre la vía y la estructura.

El trabajo se desarrolló en el marco de un proyecto de investigación desarrollado entre los años 2007 y 2009, financiado por el Ministerio de Fomento de España a través del CEDEX ligado al plan estratégico de infraestructuras y transporte (PEIT), según convocatoria publicada en BOE de 24 de julio 2006 y concesión de 5 de diciembre 2006, referencia PT-2006-024-19CCPM.

Esta investigación se ha desarrollado como un proyecto coordinado, siendo el investigador y organismo responsable José M.<sup>a</sup> Goicolea Ruigómez, de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid (EICC/UPM). Los distintos subproyectos coordinados han sido realizados por la propia EICC/UPM, la Fundación Caminos de Hierro (FCH), el Centro de Investigaciones Técnicas de Guipúzcoa (CEIT) y la Universidad del País Vasco (UPV/EHU) y la escuela de ingenieros de la Universidad de Sevilla (US). Debe mencionarse también la colaboración en una primera fase del Centro de Investigación del Transporte de la Universidad Politécnica de Cataluña (CENIT/UPC) y de una investigadora de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Oporto (FEUP).

## 2.1. INTRODUCCIÓN

### 2.1.1. MOTIVACIÓN

La normativa relativa al cálculo y diseño de puentes ferroviarios [1][2][3] establece las verificaciones a realizar en Estado Límite de Servicio. Algunas de las limitaciones impuestas son específicas para vía sobre balasto, y el caso de vía sobre placa requiere un estudio específico.

En el caso de la interacción longitudinal vía-estructura, la metodología para abordar el estudio de la vía sobre balasto está bastante desarrollada y su aplicación viene avalada por la normativa existente al respecto. Sin embargo, en el caso de la vía en placa es necesario realizar una síntesis de los métodos de análisis existentes, de normativa internacional, así como de las experiencias reales sobre el fenómeno.

### 2.1.2. ANTECEDENTES

La normativa europea (Eurocódigos EN 1991-2 [1] y EN 1990 Anexo A2 [2]) y la nacional (IAPF-07 [3]) imponen una serie de criterios funcionales referentes a deformaciones y vibraciones de los viaductos. Estos criterios, junto con las comprobaciones relativas a la interacción longitudinal vía-estructura, establecen limitaciones en las deformaciones dinámicas y aceleraciones de los tableros de puentes para asegurar que la rodadura de los vehículos ferroviarios se realice en condiciones adecuadas de seguridad y comodidad para los usuarios.

Estos criterios son generales, tanto para vía con balasto como para vía en placa, y están orientados a asegurar que la infraestructura mantendrá las características funcionales adecuadas durante la vida útil de la superestructura. Sin embargo, en el caso de la vía en placa, hay que hacer algunas consideraciones de importancia.

Como indica la propia normativa, algunas de estas limitaciones tienen en cuenta el hecho de que algunos efectos de las acciones (asientos en cimentación, efectos de la fluencia, etc.) se pueden reducir o eliminar con el mantenimiento de la vía. En este sentido es necesario recordar dos aspectos importantes. Por una parte que las posibilidades de corrección de la geometría de la vía en placa son mucho más reducidas que las de la vía con balasto (ya que se limitan casi exclusivamente a las posibilidades de ajuste de las sujeciones). Por otra, que la vida útil de la vía en placa debe considerarse similar a la de la infraestructura (100 años), mientras que la de la vía con balasto es más reducida. Además de lo anterior, algunas de las limitaciones son específicas de vía con balasto.

Por todo ello, el dimensionado de los viaductos destinados a soportar la vía en placa requiere algunos estudios específicos que dependerán del sistema de vía adoptado, y en especial del comportamiento deformacional, longitudinal y vertical, de las sujeciones.

### 2.1.3. ALCANCE

Los objetivos globales del trabajo que se resumen en el presente capítulo son los siguientes:

1. Revisión de limitaciones de normativa para los ELS en estructuras en el caso de vía en placa:
  - Establecimiento de limitaciones a revisar.
  - Establecimiento de método de cálculo y casos de estudio.
  - Análisis de los casos de estudio y conclusiones.
2. Análisis de interacción longitudinal de vía-estructura en el caso de vía en placa:
  - Establecimiento de leyes de comportamiento longitudinal.
  - Establecimiento de limitaciones a verificar.
  - Establecimiento de casos de estudio representativos.
  - Análisis de los casos de estudio y conclusiones.

## **2.2. REVISIÓN DE LIMITACIONES EN LOS ELS EN ESTRUCTURAS CON VÍA EN PLACA**

### **2.2.1. LIMITACIONES A VERIFICAR**

En cuanto a criterios funcionales referentes a deformaciones y vibraciones, la normativa de referencia es general, para vía sobre balasto y vía sobre placa.

Las limitaciones específicas para la vía en placa son las siguientes:

- a) Aceleración vertical del tablero: aunque se especifican valores distintos para la aceleración máxima, dependiendo de si se trata de puentes con balasto o sin balasto, la limitación de aceleraciones verticales sólo condiciona el diseño en casos excepcionales, por lo que en principio no se realizará un análisis comparativo entre vía en placa y vía con balasto.
- b) Giro del tablero en sus extremos: la IAPF-07 indica explícitamente que las limitaciones reflejadas en la norma son válidas en vías con balasto, o en vía con balasto a un lado de la junta y sin balasto al otro, requiriéndose un estudio específico en vías sin balasto a ambos lados de la junta.

El Eurocódigo EN 1990 indica que las limitaciones a la rotación del tablero en el caso de vía con balasto están implícitas en el Eurocódigo EN 1991-2, en el capítulo 6.5.4, dedicado a interacción longitudinal, pero que los requerimientos para vía sin balasto pueden especificarse en el Anexo Nacional o en cada proyecto individualmente.

Por su parte el Eurocódigo EN 1991-2 señala que en el caso de vía sin balasto en uno o ambos lados de la junta será necesario un estudio específico en función del tipo de carril y de las características de la sujeción. Los criterios para determinar los valores límite vendrán determinados por las fuerzas de tracción en las sujeciones. En este sentido, la norma alemana de vía en placa indica que la máxima tracción en las sujeciones a ambos lados de la junta no deberá superar la que descomprime la placa de asiento, valor que depende de la sujeción y que se puede determinar mediante el ensayo normalizado de fuerza de apriete [4].

La Ficha UIC 776-3 [5] fija unas limitaciones menos restrictivas que la IAPF-07. No obstante, el principal interés de esta ficha es fijar un criterio de diseño en cuanto a la limitación de tensiones en carril, indicando que cuando existen sujeciones directas a ambos lados de la junta, la variación de ángulo y el levantamiento deberían limitarse con el objetivo de no superar una tensión del orden de  $80 \text{ N/mm}^2$  en el carril, calculada esta tensión teniendo en cuenta la posición y la rigidez reales de las sujeciones. Para carril 60 E1, esta tensión máxima equivale a un momento flector máximo de 26,8 kNm.

**Cuadro 2.1.** Limitaciones de flexión y movimiento vertical de la vía según ficha UIC 776-3

|                     | Vía con balasto a ambos lados | Fijación directa a un lado | Fijación directa a ambos lados |
|---------------------|-------------------------------|----------------------------|--------------------------------|
| Variación de ángulo | 0,010 rad                     | 0,005 rad                  | Se requiere análisis           |
| Levantamiento       | 6 mm                          | 3 mm                       |                                |
| Momento flector     | 50 kNm                        | 50 kNm                     |                                |

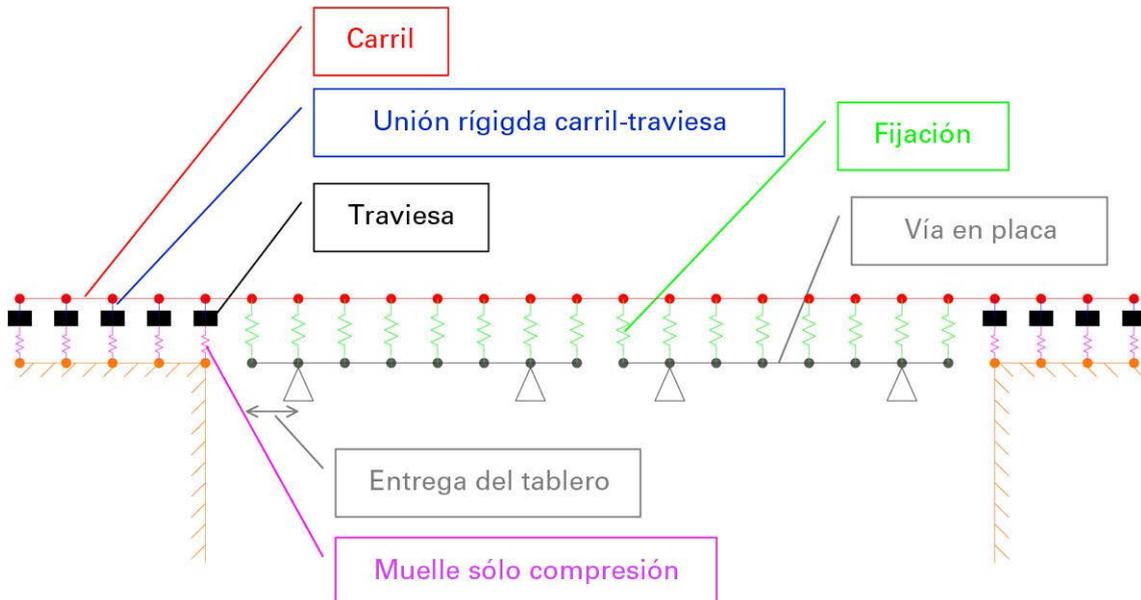
A partir de lo expuesto anteriormente, en el presente estudio los criterios para determinar los giros y resaltos máximos en la junta considerados son:

- Cumplir los resaltos máximos establecidos en la normativa europea y española.
- Limitar el momento en carril de forma que no se supere una tensión de  $80 \text{ N/mm}^2$ , tal y como hace la ficha UIC 776-3.
- Limitar la fuerza de tracción en las sujeciones de forma que no se supere la fuerza de apriete determinada en ensayo normalizado, tal y como indica la norma alemana.

### 2.2.2. MÉTODO DE CÁLCULO

Para la determinación de momentos flectores y tracciones en sujeciones será necesario utilizar los modelos de cálculo adecuados, que idealicen de forma suficientemente aproximada el comportamiento deformacional del sistema. Para ello, se ha desarrollado un modelo en dos dimensiones implementado sobre un programa de Elementos Finitos comercial (ver Figura 2.1). El comportamiento a tracción de las sujeciones se ha obtenido de los ensayos normalizados de la fuerza de apriete.

**Figura 2.1.** Esquema de modelo tipo



En la vía con balasto, carril y traviesa tienen una unión vertical rígida, ya que se ha verificado que la flexibilidad vertical de la sujeción no influye en los resultados. El muelle simula por tanto la flexibilidad vertical conjunta de la vía a compresión. Dicho muelle no admite tracciones, para simular la posibilidad de que la traviesa se levante, separándose del balasto.

Un parámetro importante es la «entrega», entendida como la distancia entre la última traviesa o sujeción sobre el tablero y la vertical del apoyo. Para los cálculos realizados se ha utilizado un valor máximo de 0,60 m, coincidente con la distancia entre apoyos o traviesas. Esto es compatible con los valores límites establecidos para balasto y con los valores de giro y resalto del Cuadro 2.1. De este modo, se han realizado los cálculos para los dos casos extremos: entrega igual a 0,6 m, y entrega nula.

En la Figura 2.1 se ha representado un caso en el que sobre la plataforma hay vía con balasto y sobre el tablero vía en placa. Además de este caso, vía con balasto a un lado de la junta (lado plataforma) y en placa al otro (lado tablero), se han estudiado otros casos, como son vía con balasto a ambos lados de la junta y vía en placa a ambos lados. El único caso que se ha descartado, por improbable, es el de vía en placa del lado plataforma y vía con balasto del lado tablero.

El comportamiento a tracción de las sujeciones se ha obtenido de los ensayos normalizados de la fuerza de apriete.

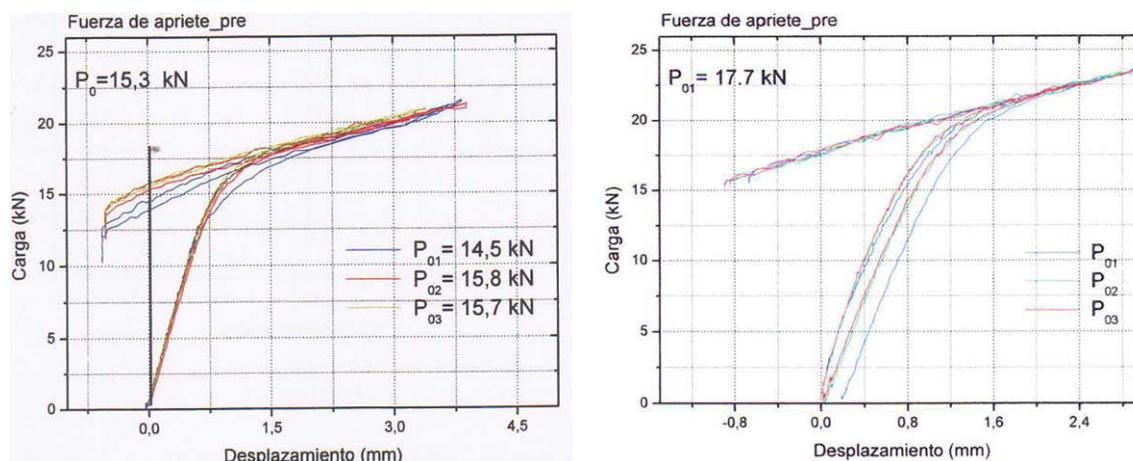
Se han considerado dos sujeciones representativas<sup>1</sup>:

- Sujeción IOARV 300-1 polivalente montada sobre traviesa del sistema Rheda 2000 [6].
- Sujeción PLACA FASTCLIP SFC para vía en placa [7].

En la Figura 2.2 adjunta se muestran los resultados de los ensayos de fuerza de apriete.

Como resultados principales del cálculo se obtienen las fuerzas en sujeciones y momentos flectores en carril.

**Figura 2.2.** Resultados ensayo fuerza de apriete: izq.) sujeción IOARV 300-1; der.) sujeción PLACA FASTCLIP SFC



### 2.2.3. RESULTADOS 1. LIMITACIONES EN FUNCIÓN DEL TIPO DE VÍA

#### CASO 1. JUNTA ENTRE TABLERO Y ESTRIBO

Se han considerado cuatro situaciones: placa con sujeción SFC a ambos lados de la junta y placa con sujeción SFC del lado tablero y balasto del lado estribo; placa con sujeción loarv 300-1 a ambos lados de la junta y placa con sujeción loarv 300-1 del lado tablero y balasto del lado estribo.

Por otra parte, se han realizado dos hipótesis en la entrega de la última traviesa: entrega máxima igual a 0,60 m; entrega nula.

<sup>1</sup> Para el caso de los sistemas de vía con un segundo nivel elástico entre bloque y placa (como es el sistema Stedef), aunque no se han obtenido valores de ensayos, se tienen referencias de que la resistencia al arrancamiento y la rigidez vertical de este segundo nivel son muy altas, por lo que no se han considerado en la caracterización de la deformabilidad vertical de los sistemas de fijación.

De los resultados obtenidos se pueden extraer las conclusiones siguientes:

- En el caso de entrega igual a 0,6 m, los valores máximos de momento flector en carril se alcanzan para un giro de 3,7 mrad (en el caso más restrictivo de placa con sujeción SFC a ambos lados de la junta). Este valor es menos restrictivo que el de resalto del tablero de 2 mm, que para una entrega de tablero igual a la de la traviesa (0,6 m) implica un giro máximo de 3,3 mrad.

Los valores límite de tracción en sujeciones se alcanzan para un giro de 3,3 mrad (en el caso de placa con sujeción SFC a ambos lados de la junta que también aquí es el más restrictivo). Coincidiría entonces con la limitación del resalto para la entrega de 0,6 m.

- En el caso de entrega nula, los valores de tracción en sujeciones son pequeños. Los valores máximos de momento flector en carril se alcanzan para un giro de 5,4 mrad (en el caso más restrictivo de placa con sujeción SFC a ambos lados de la junta). Este valor es menos restrictivo que el de 5 mrad que fija la norma para el caso de placa a un lado de la junta y balasto al otro.
- En definitiva, los límites de la normativa para el caso de placa a un sólo lado de la junta serían suficientes para limitar los momentos flectores y tracciones en sujeciones a valores aceptables también en el caso de vía en placa a ambos lados de la junta.

## CASO 2. JUNTA ENTRE DOS TABLEROS

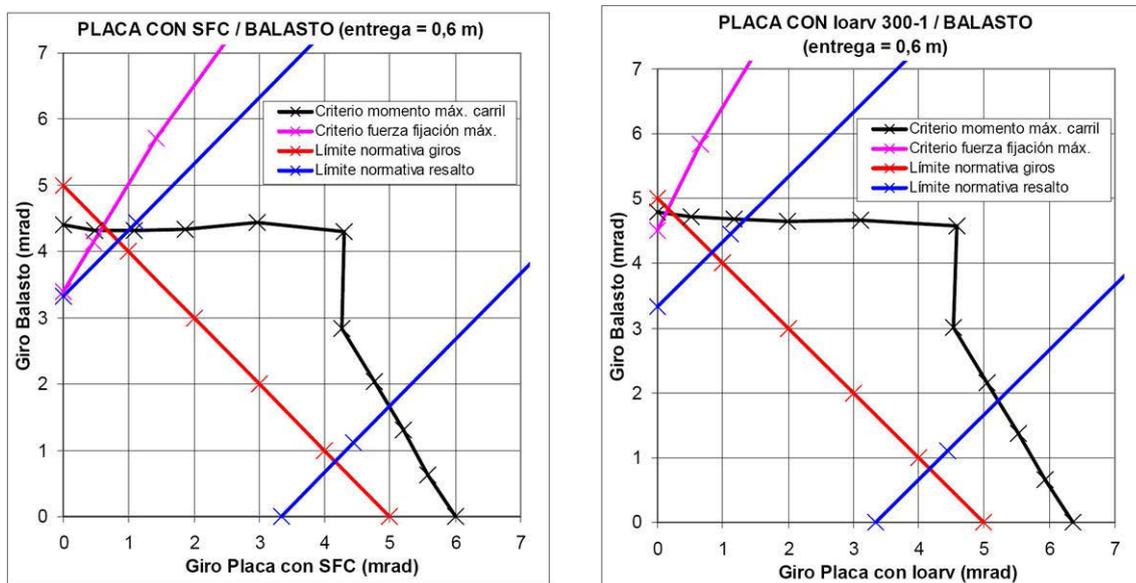
En segundo lugar se han realizado los cálculos en el caso de junta entre tableros, en las mismas cuatro situaciones anteriores, y con las mismas dos hipótesis en la entrega de la última traviesa:

Por último, en cuanto a los giros de tablero, se ha considerado la posibilidad de que estos no sean iguales en ambos tableros. Así, en el cálculo de momentos y fuerzas en función del giro creciente de tableros, dicho aumento de giro se ha realizado manteniendo una proporción entre tableros.

De estos resultados se pueden extraer las conclusiones siguientes:

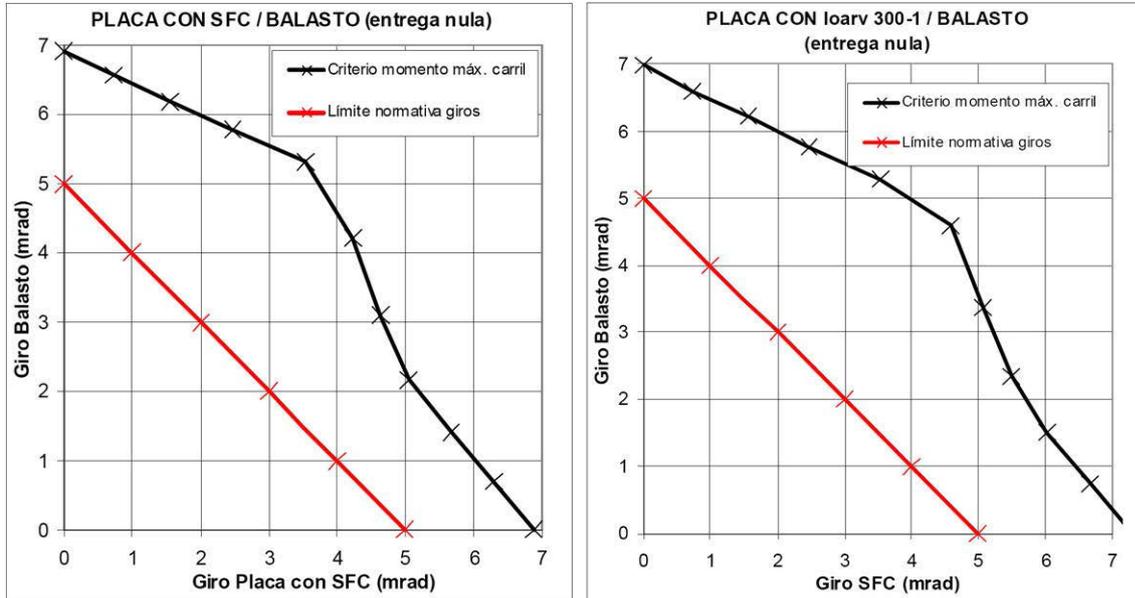
- Para junta con placa a un lado y balasto al otro, en el caso de entrega igual a 0,6 m (ver Figura 2.3), los valores límite de la normativa (resalto máximo de 2 mm y suma de giros máxima de 5 mrad) cubren completamente los criterios de momento máximo en carril y fuerza en sujeciones.

Figura 2.3. Valores límite. Caso tablero-tablero, Placa / Balasto (entrega 0,6 m)



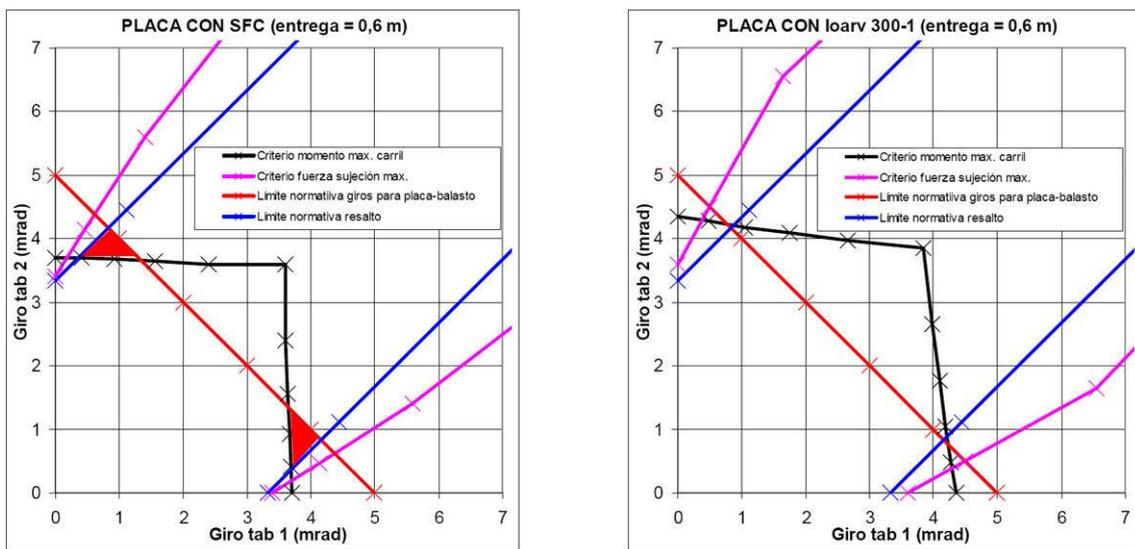
- En el caso de entrega nula (Figura 2.4) no se producen resaltos, y las fuerzas en sujeciones no son condicionantes. En este caso el límite de giro de la normativa cubre ampliamente el criterio de momentos máximos en carril.

**Figura A.2.4.** Valores límite. Caso tablero-tablero, Placa / Placa (entrega nula)



- Para junta con placa a ambos lados, en el caso de entrega igual a 0,6 m (Figura 2.5), los valores límite de la normativa cubren casi completamente los criterios de momento máximo en carril y fuerza en sujeciones. Solamente para la sujeción SFC hay una pequeña zona (marcada en rojo en la figura) en la que no se cubre el criterio de momento máximo en carril.

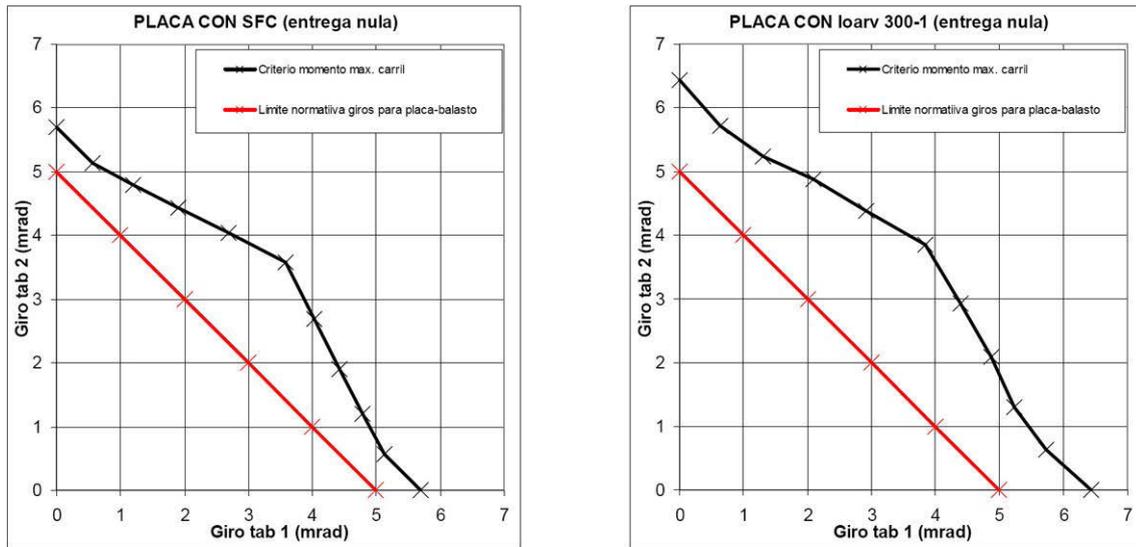
**Figura 2.5.** Valores límite. Caso tablero-tablero, Placa / Placa (entrega = 0,6 m)



**■ Zona no cubierta por la normativa**

- En el caso de entrega nula (Figura 2.6) no se producen resaltos, y las fuerzas en sujeciones no son condicionantes. En este caso el límite de giro de la normativa cubre ampliamente el criterio de momentos máximos en carril.

**Figura 2.6.** Valores límite. Caso tablero-tablero, Placa / Placa (entrega nula)



- En definitiva, los límites de la normativa para el caso de placa a un sólo lado de la junta son en general suficientes para limitar los momentos flectores y tracciones en sujeciones a valores aceptables, también en el caso de vía en placa a ambos lados de la junta. En algunas sujeciones, como la SFC u otras con rigideces verticales mayores, puede ser necesario un estudio específico para delimitar las zonas no cubiertas por las limitaciones anteriores.

De los resultados obtenidos se puede concluir que en general las limitaciones de giro y resalto máximo establecidas por la normativa para el caso de placa a un lado de la junta y balasto a otro, cubren suficientemente los criterios de momentos máximos en carril y tracciones máximas en sujeciones, también para el caso de placa a ambos lados de la junta.

El cumplimiento de estos criterios depende de las características deformacionales verticales de las sujeciones, y en algunos casos puede ser necesario un estudio específico para determinar unas limitaciones que pueden ser algo más restrictivas.

#### **2.2.4. RESULTADOS 2. ANÁLISIS COMPARATIVO**

La tipología de viaducto seleccionada para este estudio ha sido la de viaducto para vía doble, isostático de dos vanos, con luz variable. La elección de esta tipología se justifica en el hecho de que a efectos de giros en los apoyos, cada vano isostático tiene un comportamiento independiente respecto de los demás, por lo que los giros que aparecen en el extremo de cada vano son debidos únicamente al esquema de cargas en él y a sus características resistentes. Además, al concebir puentes de dos vanos, quedan representados los dos puntos a considerar en cuanto giros (junta en estribos y junta entre tableros sucesivos).

En el análisis de los giros producidos en diferentes puentes, en primer lugar se han seleccionado un conjunto de viaductos isostáticos de referencia, seleccionando secciones correspondientes a viaductos de líneas de alta velocidad (esencialmente de las líneas Madrid-Sevilla, Madrid-Barcelona y Córdoba-Málaga). En función de estos datos, se han definido unas curvas de valores medios de las características mecánicas de la sección.

Con el fin de comprobar si en determinadas circunstancias puede llegar a alcanzarse e incluso superarse los valores límite para valores extremos de las características mecánicas de las secciones, se realizó una minoración razonable de dichas características. Para ello, se eligió la sección con menor relación inercia/luz, dentro del rango de luces mayores, y a partir de esta sección, la curva de inercias a flexión considerada fue la homotética de la curva de regresión anteriormente obtenida, que pasase por el punto correspondiente a dicha sección.

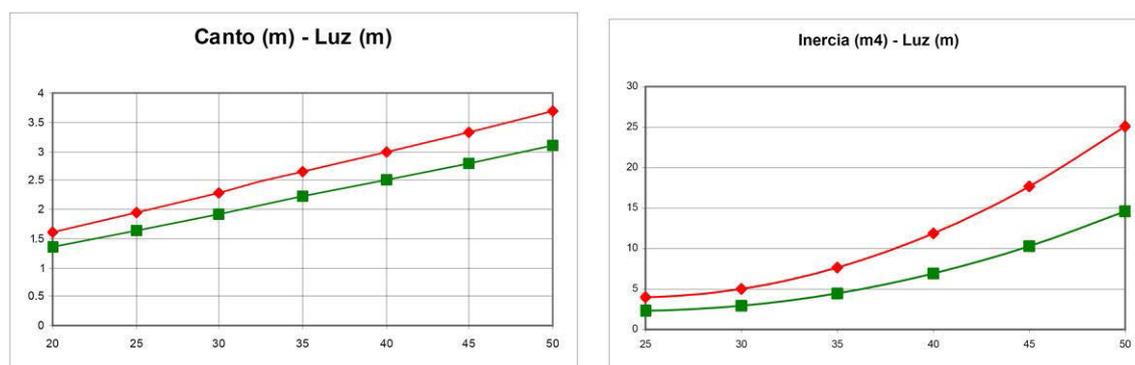
De un modo semejante se obtuvieron las curvas del resto de parámetros minorados, esta vez, basándose en una reducción de los parámetros aproximada, en función de la variación de inercia, y teniendo en cuenta cómo influye cada uno de ellos en el valor de la inercia a flexión. La Figura 2.7 muestra los valores considerados de canto e inercia vertical.

Se han realizado los cálculos de giro para viaductos de luces variables entre 25 m y 50 m. En todos los casos se ha considerado la carga simultánea de dos trenes, uno por vía, ocupando todo el viaducto o únicamente el segundo vano. De los resultados obtenidos se desprende que en ningún caso se superan las limitaciones establecidas, ya sean las de vía con balasto o las de vía en placa.

Igualmente se han realizado los cálculos de resalto (en estribo o en junta entre tablero con un solo tablero cargado) para los mismos viaductos y casos de carga indicados en el punto anterior, considerando como ya se indicó, una entrega de 0,60 m. Al igual que en el caso de los giros, los resultados están siempre por debajo del valor límite establecido de 2 mm para vía con balasto o vía en placa a un lado de la junta y vía con balasto al otro lado de la junta.

Se ha comprobado, por tanto, que en situaciones que se pueden considerar pésimas (viaducto isostático de dos vanos, con entregas de 60 cm), los resultados de giros en estribos, giros relativos en junta entre tableros y resaltos están por debajo de los valores límite, y esto ocurre tanto para valores medios de la rigidez de los tableros como para valores que se encuentran en el extremo inferior de los analizados estadísticamente.

**Figura 2.7.** Gráficos inercia y canto en función de la luz. Valores medios y mínimos



Se puede concluir que estas limitaciones no representan en general un criterio de diseño que introduzca diferencias en el dimensionado de los tableros en función del sistema de vía elegido.

## 2.2.5. CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS DE ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

De los análisis realizados se extrae una conclusión muy reveladora, como es el hecho de que estas limitaciones no representan en general un criterio de diseño que introduzca diferencias en el dimensionado de los tableros en función del sistema de vía elegido.

No obstante, hay que matizar de forma importante esta conclusión. En efecto, hay que recordar que el establecimiento de las limitaciones de giro y resalto máximos en juntas de tableros para el caso de vía en placa se realizó con modelos de cálculo paramétricos, en los que se consideraron los parámetros de rigidez vertical y fuerza de apriete correspondientes a los tipos de sujeciones elegidas como representativas. No obstante, esta elección deja margen a la posibilidad de que en el caso de utilizarse sujeciones de unas características de rigidez vertical o fuerza de apriete muy diferentes de las consideradas, los valores límite correspondientes podrían resultar eventualmente más condicionantes. En este sentido quizá sería interesante establecer unos márgenes normativos para estos parámetros, de forma que se puedan establecer unas condiciones pésimas para el diseño de los viaductos que sean independientes de las sujeciones utilizadas, siempre y cuando éstas estén dentro de dichos márgenes. Esa labor normativa queda fuera del contexto del presente proyecto de investigación.

---

## 2.3. ANÁLISIS DE INTERACCIÓN LONGITUDINAL DE VÍA-ESTRUCTURA EN EL CASO DE VÍA EN PLACA

### 2.3.1. LEYES DE COMPORTAMIENTO LONGITUDINAL

En el caso de vía sobre balasto, la interacción entre vía y tablero o plataforma se produce por la resistencia del conjunto sujeción-traviesa-capa de balasto al desplazamiento relativo del carril respecto del soporte del balasto (tablero de puente o plataforma), pudiendo asimilarse dicha resistencia a una fuerza de rozamiento expresada por unidad de longitud de vía. Los datos experimentales han permitido idealizar este comportamiento mediante la adopción de una ley bilineal, con una rama elástica lineal, hasta alcanzar la fuerza máxima, y una rama perfectamente plástica a partir de ese momento, que es la que recoge la normativa [1][3][8].

En el caso de la vía en placa, la supresión del balasto hace que las deformaciones del sistema se produzcan en la unión del carril a la placa, y eventualmente en la unión entre la placa y su soporte.

Se hace especialmente importante el estudio de las leyes que pueden regir el comportamiento de los elementos de unión del carril a la placa (sujeciones, capas elastoméricas interpuestas entre traviesa y placa, etc.) sometidas a esfuerzos longitudinales tanto en su rama elástica, como en su posible rama elasto-plástica o plástica.

#### 2.3.1.1. VÍA DESCARGADA

Será necesario tener en cuenta las especificaciones de la normativa, entre las que cabe señalar las normas europeas en cuanto a ensayo para la determinación de su resistencia al deslizamiento, UNE-EN 13146-1 [9] y las características de las sujeciones aplicadas en vías en placa, UNE EN 13481-5 [10]. En esta última se establece para estas sujeciones un requisito a la resistencia longitudinal del carril ( $F$  establecida según [9]), que no debe ser menor de 7 kN en general, y para su uso en vías de alta velocidad ( $\geq 250$  km/h) no debe ser menor de 9 kN, y sólo cuando sea necesario por el diseño de la vía en placa, y sujeto a acuerdo entre el comprador y el fabricante, se puede reducir el requisito mínimo de la resistencia longitudinal.

Las especificaciones técnicas de interoperabilidad [11 A) y B)] se refieren a los valores mínimos de la resistencia al deslizamiento longitudinal del carril sobre el sistema de sujeción definidos en la norma UNE 13481-5, excepto en los sistemas de sujeciones «deslizantes» especialmente previstos para permitir la dilatación de los carriles en los extremos de las estructuras que soporten la vía o en los aparatos de dilatación.

Cabe destacar que este requisito de fuerza por sujeción, con dos sujeciones cada 0,6 m de vía, equivaldría a una fuerza de 23,3 kN por metro de vía (para  $F = 7$  kN) y de 30,0 kN/m (para  $F = 9$  kN), inferior a los 40 kN/m para vía descargada y 60 kN/m para vía cargada que se establecen como fuerza máxima antes del deslizamiento en las leyes de comportamiento longitudinal. Esta diferencia es lógica, ya que se habla aquí de una fuerza mínima, y antes de producirse deformación no elástica. La fuerza real en el escalón de fluencia o deslizamiento del carril puede ser mayor. Dado que cuanto mayor sea este valor se alcanzarán mayores tensiones en carril, adoptar un valor alto queda del lado conservador en el cálculo de tensiones. No obstante, esto no será conservador en el cálculo de desplazamientos relativos carril-placa.

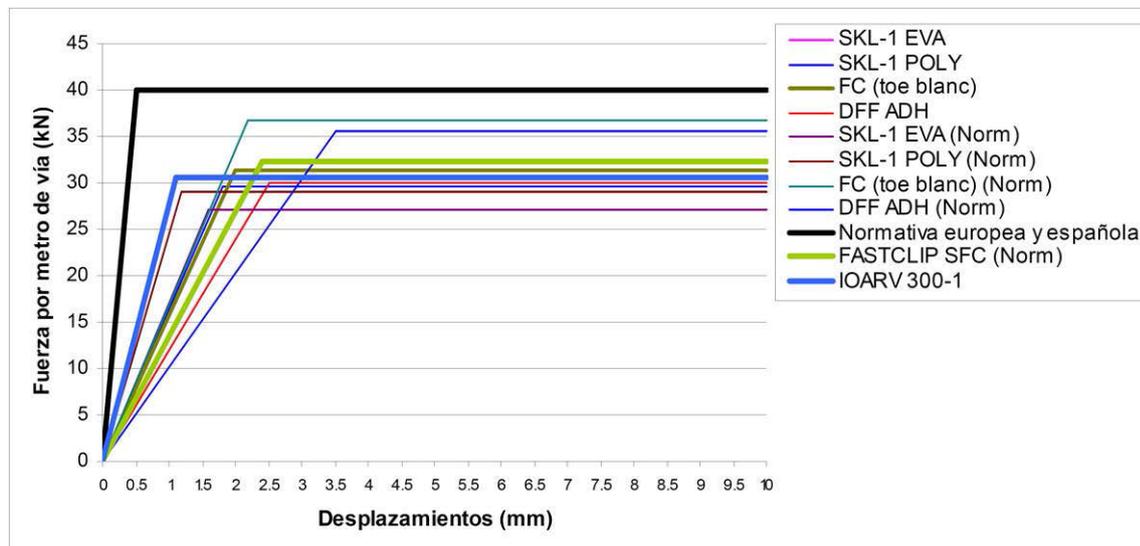
En cuanto a la rigidez de la sujeción (relación fuerza/desplazamiento longitudinal) la normativa no indica valores.

Dada la gran variedad de sujeciones para vía en placa, se han escogido como representativas de los sistemas de vía estudiados en el presente proyecto de investigación los siguientes:

- Sistema de sujeción IOARV 300-1 polivalente montada sobre traviesa del sistema Rheda 2000 [6]: fuerza-desplazamiento resultante de ensayo normalizado 9,2 kN-1,1 mm.
- Sistema de sujeción para vía en placa FASTCLIP SFC [7]: fuerza-desplazamiento resultante de ensayo normalizado 9,7 kN-2,4 mm.

Junto con las anteriores, se han considerado leyes obtenidas de ensayos de sujeciones diversas a los que se ha tenido acceso [12]. En la Figura 2.8 adjunta se representa la ley de comportamiento indicada por las normativas española y europea para sujeción directa en vía descargada, más las leyes comentadas anteriormente.

**Figura 2.8.** Leyes para vía descargada: normativa y ensayos normalizados



Como puede observarse, la normativa europea da un valor de fuerza máxima superior al obtenido en los ensayos, lo cual es conservador para el cálculo de tensiones en carril. Por otra parte, las rigideces en el tramo elástico resultantes de los ensayos son también algo inferiores a las de la normativa, con desplazamientos elásticos de entre 1,0 y 3,5 mm.

Como referencia indicativa, en Alemania se utiliza un valor de fuerza máxima de 30 kN/m de vía [13], para un desplazamiento elástico de 2 mm.

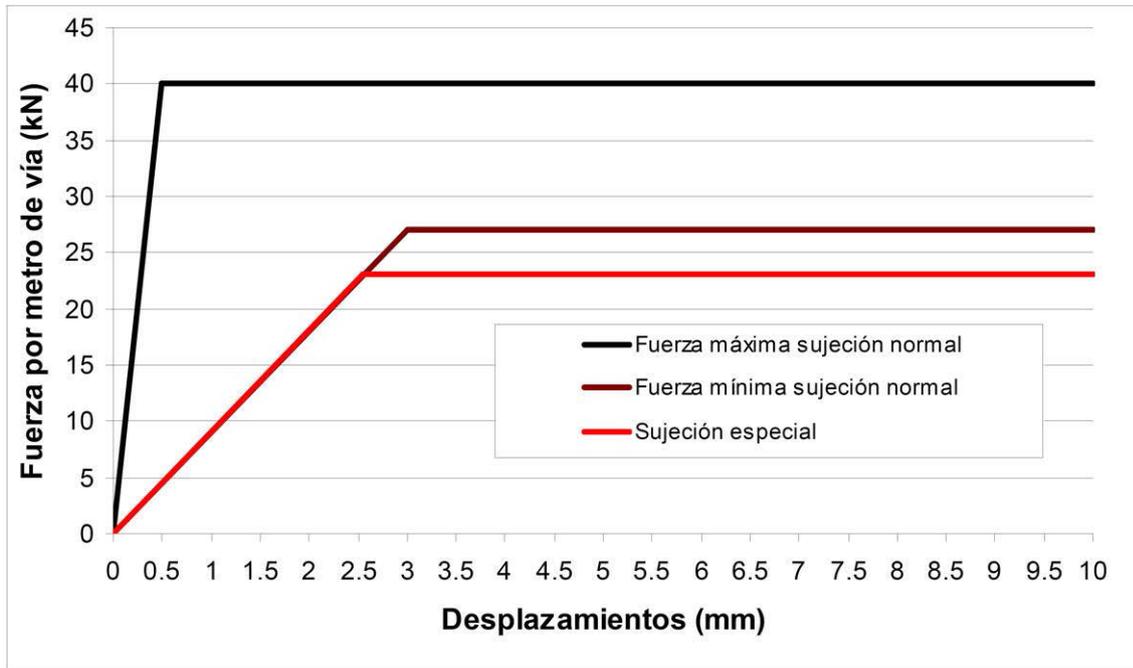
A partir de todo lo anterior, en el presente estudio se ha decidido utilizar como leyes envolventes las siguientes:

- Conservadora en tensiones en carril: la ley de la normativa europea y española.
- Conservadora en desplazamientos de carril: fuerza máxima de 27 kN/m para un desplazamiento de 3,0 mm.

En cuanto a las leyes a utilizar para sujeciones especiales deslizantes, se han obtenido resultados de ensayos de algunas de estas sujeciones, que dan una fuerza máxima muy pequeña (inferior a 1 kN). Aunque fuera de Europa se utilizan sujeciones con valores de resistencia realmente bajos (10 kN/m de vía en Japón), se ha decidido utilizar el valor de la fuerza mínima de 7 kN/sujeción. En cuanto a las longitudes de vía en las que se disponen las sujeciones especiales, se han seguido los criterios de la normativa alemana [13][14].

Las leyes a utilizar en el estudio quedan reflejadas en la Figura 2.9 adjunta.

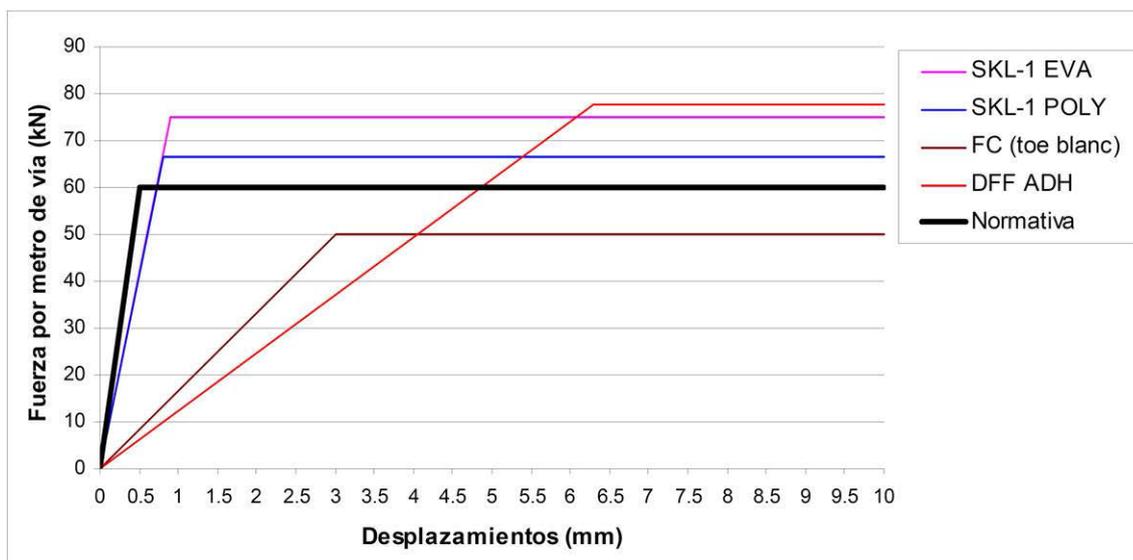
**Figura 2.9.** Leyes adoptadas para el estudio. Vía descargada



### 2.3.1.2. Vía CARGADA

No existe ensayo normalizado para medir la resistencia longitudinal de la vía cargada. No obstante, en el documento [12] se muestran ensayos realizados con carril cargado a 60 kN. En la Figura 2.10 se muestran las leyes simplificadas que se obtienen de dichos ensayos. Por otra parte, se tiene como referencia las leyes indicadas por la normativa que se reflejan igualmente en la Figura 2.10.

**Figura 2.10.** Leyes para vía cargada: normativa y ensayos no normalizados



Como puede observarse, la ley de la normativa no es, como en el caso de la vía descargada, conservadora para el cálculo de tensiones en carril, ya que aparentemente existen sujeciones que dan una resistencia por metro de vía mayor a 60 kN. Sin embargo, el número de sujeciones ensayadas, aparte del hecho de que no exista método de ensayo normalizado, no se ha considerado

como suficiente para extrapolar conclusiones sobre los valores de las leyes de comportamiento a utilizar en el estudio.

Por otra parte, en cuanto al comportamiento de las sujeciones especiales deslizantes con vía cargada, no se han obtenido resultados de ensayos. El único ensayo del que se tiene referencia es el reflejado en [12] para el sistema SFC deslizante, que da una resistencia muy baja (de 6 kN por sujeción).

Por todo ello, finalmente para el estudio a realizar en el presente proyecto se utilizará la ley de la normativa, reflejada en la Figura 2.10, tanto para sujeciones normales como para las especiales deslizantes. No obstante, se considera oportuno señalar que las leyes de comportamiento para vía cargada deberían ser objeto de estudios más profundos.

### 2.3.2. LIMITACIONES A VERIFICAR

En esta parte del estudio se tendrán en cuenta las limitaciones de tensiones en carril, mientras que las limitaciones referentes a movimientos se estudiarán conjuntamente con el resto de limitaciones de ELS en estructuras.

Las limitaciones de tensiones en carril que establece la normativa se refieren a carril 60E1 de acero de resistencia no menor de 900 MPa en una curva de radio mínimo 1.500 m para vía sobre balasto con traviesas de hormigón y espesor de balasto bajo traviesa mínimo de 30 cm. Si el tipo de carril o las condiciones fueran distintos se deberán fijar valores alternativos. Resulta evidente que para el caso de vía sobre placa se deben redefinir los valores límite.

Hay que tener en cuenta que dichos requerimientos consideran el riesgo de pandeo en vía con balasto para las temperaturas de neutralización habituales. Dado que el riesgo de pandeo se anula en la vía en placa, la distinción entre tensión límite de compresión y tracción existente para la vía con balasto debe desaparecer en la vía en placa. Ese es el criterio adoptado por la normativa alemana [13], en la que las limitaciones de tensiones en carril quedan como se refleja en el Cuadro 2.2 siguiente:

**Cuadro 2.2.** Limitaciones de tensiones en carril

|              | Vía con balasto              | Vía en placa                 |
|--------------|------------------------------|------------------------------|
| Tracciones   | $\sigma \leq 92 \text{ MPa}$ | $\sigma \leq 92 \text{ MPa}$ |
| Compresiones | $\sigma \leq 72 \text{ MPa}$ | $\sigma \leq 92 \text{ MPa}$ |

### 2.3.3. CASOS DE ESTUDIO

La interacción longitudinal vía-tablero viene condicionada de forma importante por la tipología estructural del viaducto, en particular en lo referente a la continuidad longitudinal del tablero, así como en la elección de los puntos fijos a efectos de dilatación térmica y de los puntos fijos destinados a resistir los esfuerzos y limitar los movimientos debidos a frenado y arranque. En este sentido las variables principales son la longitud dilatante (o longitudes dilatantes) del puente, y la longitud «deformable» de tablero<sup>2</sup>, que vienen determinadas por la continuidad longitudinal del tablero y la ubicación de los puntos fijos, pero, en última instancia, por la longitud del viaducto.

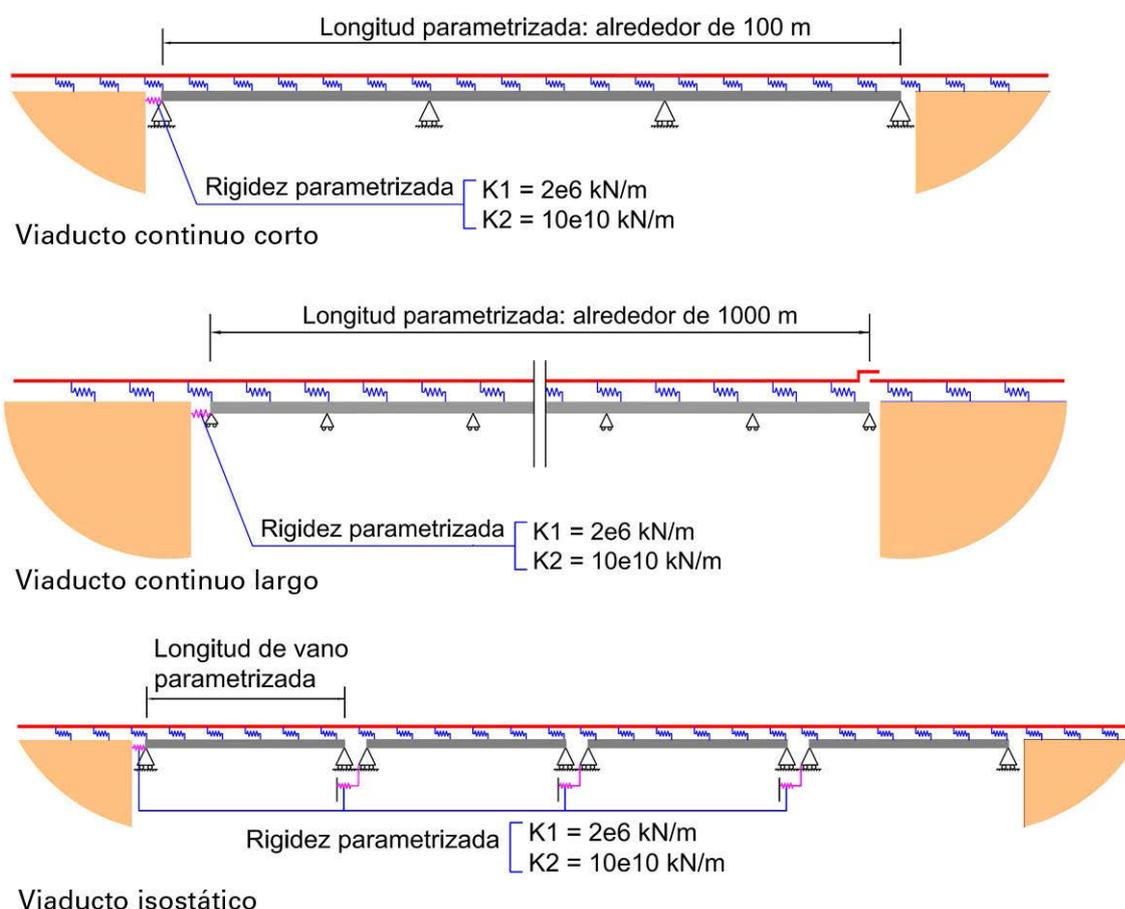
Aunque existe una amplísima gama de soluciones estructurales posibles para los puentes ferroviarios de líneas de altas prestaciones, atendiendo únicamente al fenómeno de interacción longitudinal puede establecerse una serie de tipologías de referencia. En el presente estudio se han considerado las siguientes:

<sup>2</sup> Se diferencia entre longitud dilatante y longitud deformable, ante la posibilidad de que los puntos fijos a efectos de deformaciones lentas (como las de dilatación térmica) y acciones rápidas (como frenado/arranque) no sean los mismos, debido a la presencia de elementos especiales como amortiguadores o transmisores de choque.

1. Viaducto continuo corto, de alrededor de 100 m de longitud, con apoyo fijo en un estribo (de rigidez parametrizable) y el resto deslizantes. Como longitud de vano se considerará una máxima de 50 m. La rigidez del apoyo fijo se elige variable entre un mínimo en este tipo de viaductos ( $2 \times 10^6$  kN/m) y un máximo que se puede considerar como infinitamente rígido ( $10^{10}$  kN/m).
2. Viaducto continuo largo, de alrededor de 1000 m de longitud, con apoyo fijo en un estribo (de rigidez parametrizable) y el resto deslizantes. Vano máximo de 50 m. Para la rigidez del apoyo se considera la misma variabilidad que en el caso anterior: entre  $2 \times 10^6$  y  $10^{10}$  kN/m.
3. Viaducto de cuatro vanos biapoyados de longitud por vano parametrizable, con apoyos fijo-deslizante en cada vano de rigidez parametrizable.

En la Figura 2.11 adjunta se muestran esquemas de las tres tipologías analizadas.

**Figura 2.11.** Tipologías estructurales analizadas



Por otra parte, los valores de las características mecánicas de la sección del tablero que intervienen en el comportamiento frente a la interacción longitudinal son: área, inercia a flexión, canto y altura del centro de gravedad.

Para elegir estos valores en los viaductos analizados se ha realizado un estudio de secciones de viaductos reales correspondientes a líneas de alta velocidad (esencialmente las líneas Madrid-Barcelona y Córdoba-Málaga). A partir de estos valores se han establecido unas leyes medias de correlación entre la luz y las distintas características mecánicas. A partir de las correlaciones anteriores se han establecido los valores a considerar en el estudio en función de la luz, que se indican en el Cuadro 2.3 adjunto:

**Cuadro 2.3.** Valores adoptados para las características mecánicas

| Luz máx. (m) | Viaductos continuos |        |                     |                     | Viaductos isostáticos |        |                     |                     |
|--------------|---------------------|--------|---------------------|---------------------|-----------------------|--------|---------------------|---------------------|
|              | H (m)               | Vi (m) | I (m <sup>4</sup> ) | A (m <sup>2</sup> ) | H (m)                 | Vi (m) | I (m <sup>4</sup> ) | A (m <sup>2</sup> ) |
| 20           | 1,3                 | 0,8    | 2,2                 | 8,1                 | 1,2                   | 0,9    | 4,6                 | 8,4                 |
| 30           | 2,2                 | 1,4    | 4,4                 | 8,7                 | 1,9                   | 1,4    | 5,0                 | 9,3                 |
| 40           | 3,1                 | 2,0    | 11,8                | 9,2                 | 2,5                   | 1,9    | 11,9                | 10,1                |
| 50           | 4,0                 | 2,5    | 24,3                | 9,8                 | 3,2                   | 2,4    | 25,1                | 10,9                |

**Nota.** H: canto del tablero.

Vi: distancia desde la fibra inferior del tablero al centro de gravedad.

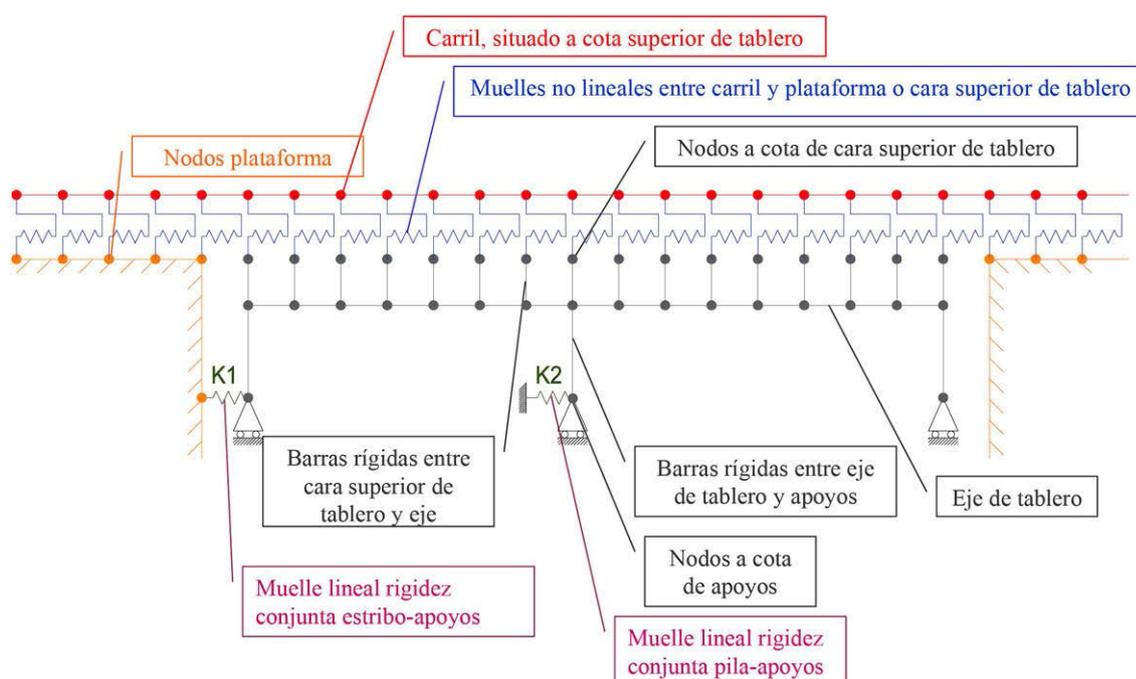
I: momento de inercia de la sección del tablero respecto del centro de gravedad.

A: área de la sección del tablero.

### 2.3.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN LONGITUDINAL

Para el desarrollo de los cálculos se utilizará un modelo numérico del tipo del representado en la Figura 2.12. Dicho modelo ha sido calibrado (ver [16]) según los criterios de la ficha UIC 774-3. En este modelo será posible introducir las distintas acciones a considerar en la interacción (variaciones de temperatura en los distintos elementos, las deformaciones impuestas en el tablero debidas a retracción y fluencia del hormigón, así como sobrecargas horizontales o verticales), y calcular las tensiones y desplazamientos que se inducen.

**Figura 2.12.** Esquema de modelo tipo para análisis de interacción longitudinal



En cuanto a la forma de combinar las acciones, aunque un cálculo «paso a paso» completo que incluya todas las acciones y la simulación del paso del tren a lo largo del viaducto daría resultados más precisos [17][18], la ficha UIC 774-3 admite como simplificación la combinación de los resultados obtenidos en el análisis independiente de cada acción elemental, que es el método que se ha utilizado en el presente estudio.

## CASO 1. VIADUCTOS CONTINUOS CORTOS

Dado que el objetivo del estudio ha sido establecer una comparación entre los sistemas de vía, se han buscado situaciones límite en cuanto al comportamiento estructural frente al fenómeno de interacción longitudinal.

En el caso de viaductos de la tipología que se está estudiando, continuos cortos con un punto fijo en un extremo, siempre que se utilice carril largo soldado, el estado límite a controlar será el de tensiones en el carril sobre la junta móvil (estado límite último del carril y de servicio de la estructura). Por ello, para los dos sistemas de vía a comparar, se han realizado los cálculos modificando los parámetros considerados, esto es: longitud del viaducto (en este caso coincide con la longitud dilatatable); rigidez longitudinal del punto fijo.

La longitud del vano no es un parámetro importante en este tipo de viaductos, debido al pequeño peso que la flexión de los tableros tiene en el fenómeno de interacción.

El objetivo final será establecer las longitudes dilatables máximas para cada tipología de vía en el caso de carril largo soldado. En el Cuadro 2.4 se muestra un resumen de los resultados.

**Cuadro 2.4.** Resultados cálculos de interacción en viaductos continuos cortos

| Caso 1. Viaducto continuo corto. Longitudes dilatables máximas sin AD (m) |          |                                 |                                   |
|---|----------|---------------------------------|-----------------------------------|
|   | Balasto* | Placa con fijaciones normales** | Placa con fijaciones especiales** |
| K1  | 100      | 65                              | 100                               |
| K2  | 114      | 70                              | 118                               |

\* Criterio: compresión máxima en carril.

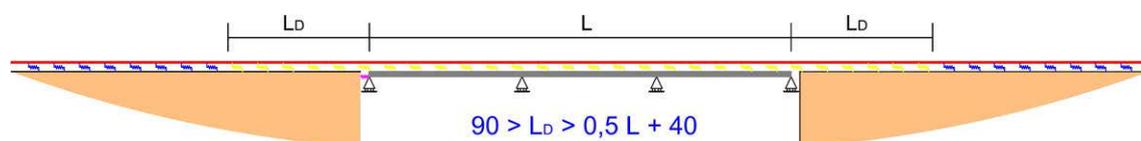
\*\* Criterio: tracción máxima en carril.

En el caso de vía con balasto es el límite de compresiones en carril el que se alcanza antes, ya que dicho límite es más estricto que el de tracciones. En cambio, en la vía en placa, en que los límites de tracciones y compresiones son iguales, es el de tracciones el que se alcanza antes, ya que las deformaciones debidas a la retracción y la fluencia, que se producen en los tableros de hormigón analizados, inducen un incremento de tracciones en carril.

De los resultados destaca la reducción de longitudes dilatables máximas alcanzables con carril continuo en la vía en placa con sujeciones normales frente a la vía con balasto. Mientras que en este segundo caso se pueden alcanzar longitudes máximas de entre 110 y 115 m, en la vía en placa se deben reducir a entre 65 y 70 m. En el caso de utilizar sujeciones especiales deslizantes, cuyo comportamiento longitudinal es similar al de la vía con balasto, se alcanzan lógicamente resultados similares, con longitudes dilatables máximas superiores a los 100 m también.

El criterio seguido para la disposición de las sujeciones especiales en su caso es el comúnmente adoptado en las estructuras para vía en placa en Alemania [14]. En el caso que nos ocupa (puente monobloque) se han dispuesto las sujeciones especiales en la longitud del viaducto más una longitud  $L_D$ , en cada una de los terraplenes adyacentes, igual a la mitad de la longitud del puente más 40 m, limitando  $L_D$  a 90 m (ver Figura 2.13).

**Figura 2.13.** Criterio de disposición de sujeciones especiales en viaducto continuo



## CASO 2. VIADUCTOS CONTINUOS LARGOS

En el caso de viaductos continuos largos (con longitudes dilatables de centenares de metros) resulta imposible mantener el carril continuo en todo el viaducto. Se hace necesario disponer aparatos de dilatación en la vía, siendo el lugar adecuado sobre el estribo móvil.

No obstante, una vez establecido este criterio estructural, es necesario verificar dos aspectos fundamentales: que no se alcanzan tensiones en carril inaceptables en ningún punto; que no se incumplen las limitaciones de movimientos.

De los resultados se desprende que el criterio restrictivo en este caso es el de desplazamiento absoluto máximo de tablero frente a la acción de frenado/arranque en el extremo con aparato de dilatación: la normativa establece un desplazamiento máximo de 30 mm. Esta limitación se alcanza para longitudes deformables grandes, ya que el desplazamiento aumenta linealmente con la longitud debido a la deformación por axil del tablero.

Las conclusiones relevantes del estudio son las siguientes:

- Dicha limitación de longitud es común para ambos sistemas de vía, ya que el desplazamiento absoluto de tablero no se ve prácticamente influido por el sistema de vía;
- Para estas longitudes se ha comprobado que no se alcanzan tensiones excesivas en el carril en ningún punto del viaducto.

## CASO 3. VIADUCTOS ISOSTÁTICOS

En viaductos discontinuos los parámetros fundamentales que rigen el fenómeno son la longitud de vano (que en estos viaductos equivale a la longitud dilatable en un esquema de apoyos fijo-deslizante) y la distribución de rigideces de los puntos fijos (esencialmente de la diferencia de rigidez entre puntos consecutivos).

No se entrará en el presente trabajo a evaluar de forma exhaustiva la influencia de la distribución de rigideces de los puntos fijos, ya que su variabilidad se entiende que es enorme e inabordable en un estudio paramétrico. Sí que se ha comprobado en algún caso que, mientras que las rigideces no bajen del valor mínimo considerado en el estudio ( $2 \times 10^6$  kN/m), incluso una alternancia entre valor máximo y mínimo no supone un incremento de tensiones en carril frente a la situación con todos los puntos con la rigidez mínima. Se puede concluir por tanto que, siempre que se den estas condiciones, el estudio realizado no pierde generalidad.

Por otra parte, los niveles de tensiones en carril inducidas por el fenómeno de interacción aumentan con el número de vanos del viaducto, pero se estabilizan al llegar a los cuatro vanos [15]. Bastará con estudiar viaductos de cuatro vanos, dejando como parámetros la longitud de vano y las rigideces de los puntos fijos.

**Cuadro 2.5.** Resultados cálculos de interacción en viaductos isostáticos

| <b>Caso 3. Viaducto isostático (4 vanos). Longitudes de vano máximas sin AD (m)</b> |                 |  |  |
|---|-----------------|--|--|
|   | <b>Balasto*</b> | <b>Placa con fijaciones normales**</b> | <b>Placa con fijaciones especiales**</b> |
| K1  | 69              | 46                                     | 73                                       |
| K2  |                 | 52                                     |  |

\* Criterio: compresión máxima en carril.

\*\* Criterio: tracción máxima en carril.

Al igual que en los viaductos continuos cortos, como se indica en el cuadro resumen, el criterio es distinto para ambos sistemas de vía, siendo el límite de compresiones en carril el que se alcanza antes en el caso de vía con balasto, mientras que en la vía en placa es el de tracciones.

---

En cuanto a las longitudes dilatables máximas alcanzables con carril continuo son siempre altas para tramos biapoyados: alrededor de 70 m en balasto y en placa con sujeciones especiales, y alrededor de 50 m en placa con sujeciones normales. Aunque como en el caso de viaductos continuos cortos se produce una reducción de longitudes máximas para la vía en placa con sujeciones normales, estas longitudes de alrededor de 50 m pueden considerarse ya muy altas para esta tipología de viaducto, por lo que esta reducción no debe considerarse como un condicionante de diseño.

Por la misma razón no se han estudiado las diferentes tipologías de viaducto para las rigideces más altas de los puntos fijos, ya que las longitudes máximas alcanzables serán mayores aún que las correspondientes a rigideces bajas y quedarán aún más claramente fuera del ámbito habitual de la tipología de vano biapoyado.

### **2.3.5. CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS DE INTERACCIÓN LONGITUDINAL**

De los resultados de los diferentes análisis de interacción realizados, se deduce que el único caso en que la presencia de vía en placa puede condicionar de forma importante el diseño debido a los fenómenos de interacción longitudinal vía-estructura es el de viaductos continuos cortos.

La disposición de una vía en placa con sujeciones normales en el caso de carril continuo supone un condicionante del diseño del viaducto, ya que obliga a reducir considerablemente las longitudes dilatables máximas (que bajan de entre 100 y 115 m para vía con balasto a entre 65 y 70 m para vía en placa).

En este contexto es de esperar que la superestructura de vía en placa implicará, o bien la modificación de los criterios de selección de las tipologías estructurales, que se inclinarán hacia una mayor presencia de soluciones de tablero isostáticos, o bien una mayor frecuencia de implantación de aparatos de dilatación de vía sobre los estribos de las estructuras.

Aparte de algunas consideraciones técnicas, ambas posibilidades pueden evaluarse desde el punto de vista económico, e integrarse en el estudio del coste del ciclo de vida del conjunto de la infraestructura, para poder establecer una comparativa completa de ambas soluciones de vía.

No obstante, como se ha visto este condicionante del diseño se puede soslayar en el caso de disponer sujeciones especiales deslizantes con una resistencia longitudinal máxima limitada al entorno de los 23 kN/m de vía. En ese caso las longitudes dilatables máximas para el caso de la vía en placa se aproximan a las de la vía con balasto, alcanzando valores igualmente alrededor de los 100 m. En ese caso las consideraciones técnicas y económicas a realizar se refieren a la idoneidad técnica y el coste de implantación de dichas sujeciones especiales. Para ello será necesario recurrir a la experiencia de las compañías ferroviarias que han adoptado esta solución en sus viaductos para vía en placa, como es el caso alemán (con los clips especiales deslizantes SKL 13, «los clips amarillos»). Actualmente se está estudiando, mediante medidas de tensiones en carril en viaductos con vía en placa y sujeciones especiales, la eficacia de la disposición de dichas sujeciones.

## **2.4. CONCLUSIONES GENERALES PARA VIADUCTOS CON VÍA EN PLACA**

En el presente proyecto de investigación se han analizado dos aspectos específicos de la presencia de vía en placa sobre viaductos:

- La interacción longitudinal vía-estructura.
- Las limitaciones de ELS a imponer al viaducto.

### **2.4.1. INTERACCIÓN LONGITUDINAL VÍA-ESTRUCTURA**

De los resultados de los diferentes análisis de interacción realizados, se deduce que el único caso en que la presencia de vía en placa puede condicionar el diseño debido a los fenómenos de interacción longitudinal vía-estructura es el de viaductos continuos cortos.

La disposición de una vía en placa con sujeciones normales en el caso de carril continuo supone un condicionante del diseño del viaducto, ya que obliga a reducir considerablemente las longitudes dilatables máximas (que bajan de entre 100 y 115 m para vía con balasto a entre 65 y 70 m para vía en placa).

Por tanto, en el caso de viaductos continuos para vía en placa habrá que contar con la eventual necesidad de disponer de aparatos de dilatación de vía cuando la longitud dilatable supere esos 65-70 m. No obstante, este importante condicionante del diseño se puede soslayar en el caso de disponer sujeciones especiales deslizantes con una resistencia longitudinal máxima limitada al entorno de los 23 kN/m de vía. En ese caso las longitudes dilatables máximas para el caso de la vía en placa se aproximan a las de la vía con balasto, alcanzando valores igualmente alrededor de los 100 m.

#### **2.4.2. LIMITACIONES DE ELS**

En el proyecto de un viaducto ferroviario cobran una especial importancia las limitaciones de ELS relativas a los criterios funcionales referentes a deformaciones y vibraciones.

En este aspecto se pueden encontrar ventajas en el hecho de proyectar específicamente el viaducto para vía en placa. Por una parte las limitaciones de aceleraciones verticales en tablero son menos severas, al desaparecer el riesgo de desconsolidación de la vía por efecto de las aceleraciones sobre el balasto. Además, se podría considerar la disminución del coeficiente dinámico a calcular para las cargas de tráfico de la estructura, debido a la mayor calidad geométrica de la vía, que puede redundar en una disminución del valor del coeficiente « $\phi$ » (efecto dinámico de las irregularidades de vía), aunque actualmente no esté contemplado en la normativa de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril.

En contrapartida, como se ha puesto de relieve en el presente proyecto de investigación, se encuentran las limitaciones más exigentes en cuanto a movimientos relativos en las juntas entre tablero y estribo o entre tableros sucesivos, orientadas a evitar que se sobrepasen valores admisibles de esfuerzos flectores en el carril y esfuerzos de tracción en las sujeciones.

Se debe considerar en primer lugar el hecho de que existe una limitación normativa más estricta en cuanto a giros relativos en las juntas cuando hay vía en placa a uno de los lados de la junta.

Además, en el caso de existir vía en placa a ambos lados de la junta, la normativa indica que deben realizarse estudios específicos, con la consiguiente complicación en el proyecto de la estructura.

De los análisis realizados se extrae una conclusión muy reveladora, como es el hecho de que estas limitaciones no representan en general un criterio de diseño que introduzca diferencias en el dimensionado de los tableros en función del sistema de vía elegido.

No obstante, hay que matizar de forma importante esta conclusión. En efecto, hay que recordar que el establecimiento de las limitaciones de giro y resalto máximos en juntas de tableros para el caso de vía en placa se realizó con modelos de cálculo paramétricos, en los que se consideraron los parámetros de rigidez vertical y fuerza de apriete correspondientes a los tipos de sujeciones elegidas como representativas. No obstante, esta elección deja margen a la posibilidad de que en el caso de utilizarse sujeciones de unas características de rigidez vertical o fuerza de apriete muy diferentes de las consideradas, los valores límite correspondientes podrían resultar eventualmente más condicionantes. En este sentido quizá sería interesante establecer unos márgenes normativos para estos parámetros, de forma que se puedan establecer unas condiciones pésimas para el diseño de los viaductos que sean independientes de las sujeciones utilizadas, siempre y cuando éstas estén dentro de dichos márgenes. Esa labor normativa queda fuera del contexto del presente proyecto de investigación.

- [1] Eurocódigo EN 1991-2. *Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes*. 2003.
- [2] Eurocódigo EN 1990. *Annex A2: Basis of structural design. Annex A2: Application for bridges*.
- [3] IAPF-07. *Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. 2007.
- [4] EN 13146-7. *Aplicaciones ferroviarias. Vía. Métodos de ensayo de los sistemas de fijación. Parte 7: Determinación de la fuerza de apriete*. 2003.
- [5] Ficha UIC 776-3 R. *Déformations des ponts*. 1989.
- [6] *Ensayos sobre la sujeción polivalente ioarv 300-1 de Vossloh en el Instituto Torroja*. 2006.
- [7] *Ensayos sobre un sistema de fijación para vía en placa*. Instituto Eduardo Torroja. 2006.
- [8] Ficha UIC 774-3 R. *Interacción longitudinal vía-estructuras. Recomendaciones para los cálculos*. 2000.
- [9] EN 13146-1. *Aplicaciones ferroviarias. Vía. Métodos de ensayo de los sistemas de fijación. Parte 1: Determinación de la resistencia al deslizamiento longitudinal del carril*. 2012.
- [10] EN 13481-5. *Aplicaciones ferroviarias. Vía. Requisitos de funcionamiento para los sistemas de fijación. Parte 5: Sistemas de fijación para vía en placa*. 2012.
- [11] A) *Especificación técnica de interoperabilidad del subsistema de infraestructura del sistema ferroviario transeuropeo de alta velocidad*. 2008.  
B) *Especificación técnica de interoperabilidad del subsistema de infraestructura del sistema ferroviario transeuropeo de convencional*. 2011.
- [12] *Resultats d'essais de cheminement*. Railtech International. David Desmyter. Douai, 2008.
- [13] *Catálogo requisitos para la construcción de vía en placa*. Deutsche Bahn. 2002.
- [14] *Justificación aritmética del empleo de clips elásticos amarillos*. RAIL.ONE-Pfleiderer track systems. 2008.
- [15] CUADRADO, M. y GONZÁLEZ, P. *Interacción entre carril continuo y tablero de puente. Puentes de varios vanos isostáticos sin aparato de dilatación*. PROINTEC. Junio 2000.
- [16] CUADRADO, M. y GONZÁLEZ, P. *Interacción entre carril continuo y tablero de puente. Calibrado del modelo de cálculo según la Ficha UIC 774-3*. Marzo 2000.
- [17] CUADRADO, M. y GONZÁLEZ, P. *Numerical methods for the analysis of longitudinal interaction between track and structure. Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways*. Porto 2007.
- [18] CUADRADO, M. y GONZÁLEZ, P. «Interacción Vía-Estructura en puentes ferroviarios. Algoritmos de cálculo paso a paso». *Revista de Obras Públicas*, volumen 3499/Año 156. Págs. 39-48. Madrid. Abril 2009. ISBN 0034-8619.

# **EVALUACIÓN DE LAS OBRAS DE PASO EXISTENTES FRENTE AL PASO DE LOS TRENES DE REFERENCIA (CATEGORÍAS DE LÍNEA **EN** Y TRENES ESPECIALES)**

---

*Javier León y José M.<sup>a</sup> Goicolea  
Doctores Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Departamento  
de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la  
ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la  
Universidad Politécnica de Madrid)*

El Administrador de una infraestructura ferroviaria se ve con alguna frecuencia en la necesidad de dar respuesta a la petición de permiso para circular, sobre las obras de paso que dan soporte a una red ferroviaria, a trenes especiales de carga no contemplados *a priori* entre los convencionales por razones de carga total, no tanto de carga por eje. Hay también, en el momento presente, una razón más para plantear este trabajo: la necesidad de caracterizar las obras de paso de los distintos itinerarios en función de las categorías de líneas EN definidas en la norma UNE-EN 15528:2009.

Este documento está orientado a plantear los criterios de actuación que pueden servir de pauta al Administrador de una infraestructura ferroviaria, desde la perspectiva de quien tiene que pronunciarse no sobre un puente concreto y con un nivel de detalle prolijo, sino sobre un número grande de estructuras y con criterios sencillos. Se trata de un contexto de la «ingeniería de los grandes números» y no tanto de la «ingeniería de detalle», lo que obliga a sacrificar precisión en beneficio de una respuesta rápida y suficientemente segura. Naturalmente, en acercamientos progresivos, las respuestas habrán de ir siendo cada vez más precisas y más seguras, es decir, favorables a un aumento de la capacidad de carga.

En este contexto se ha planteado la redacción del Anejo O, *Evaluación de las estructuras existentes*, perteneciente al borrador de la *Instrucción para el Proyecto y Construcción del Subsistema de Infraestructura Ferroviaria (IFI)*. En dicho anejo se trata de proporcionar, como se ha indicado, criterios para facilitar al Administrador de la infraestructura la toma rápida de decisiones con relación a la aptitud de las obras de paso frente a los trenes de referencia (categorías de línea EN) y los trenes especiales.

## CONTEXTO: SISTEMA DE GESTIÓN DE OBRAS DE PASO

### 2.1. ENUNCIADO

La solución más lógica al problema planteado requiere que, en el siglo XXI, el Administrador de la infraestructura ferroviaria tenga implantado y en funcionamiento un Sistema de Gestión de Obras de Paso.

El objetivo final de todo sistema de gestión de obras de paso es habilitar al Administrador de la infraestructura para saber en todo momento qué estructuras tiene (inventario permanentemente actualizado), cómo están dichas estructuras (resultado de las inspecciones periódicas) y cómo y cuándo atender a su mantenimiento y, cuando proceda, su reparación, refuerzo o, llegado el final de la vida útil, su demolición, teniendo en cuenta los recursos económicos que requieren todas las actividades citadas. A los efectos de este documento, saber qué estructuras jalonan la red, cómo son y cómo están ha de permitir al Administrador de la infraestructura emitir pronunciamiento acerca de la categoría de la línea, si está condicionada por las obras de paso, y acerca de la aptitud al paso de trenes especiales con criterio suficientemente fundado y razonablemente seguro.

Naturalmente, en todo ese proceso interviene el tiempo, que inexorablemente actúa en contra del nivel prestacional de las estructuras, degradándolo paulatinamente (o bruscamente si sobreviene un accidente o la estructura carece de ductilidad suficiente) hasta convertirla, si no se actúa, en no apta para el paso de circulaciones.

### 2.2. EL MANTENIMIENTO EN SU CONTEXTO. CONCEPTO $R(t)$ Y $S(t)$

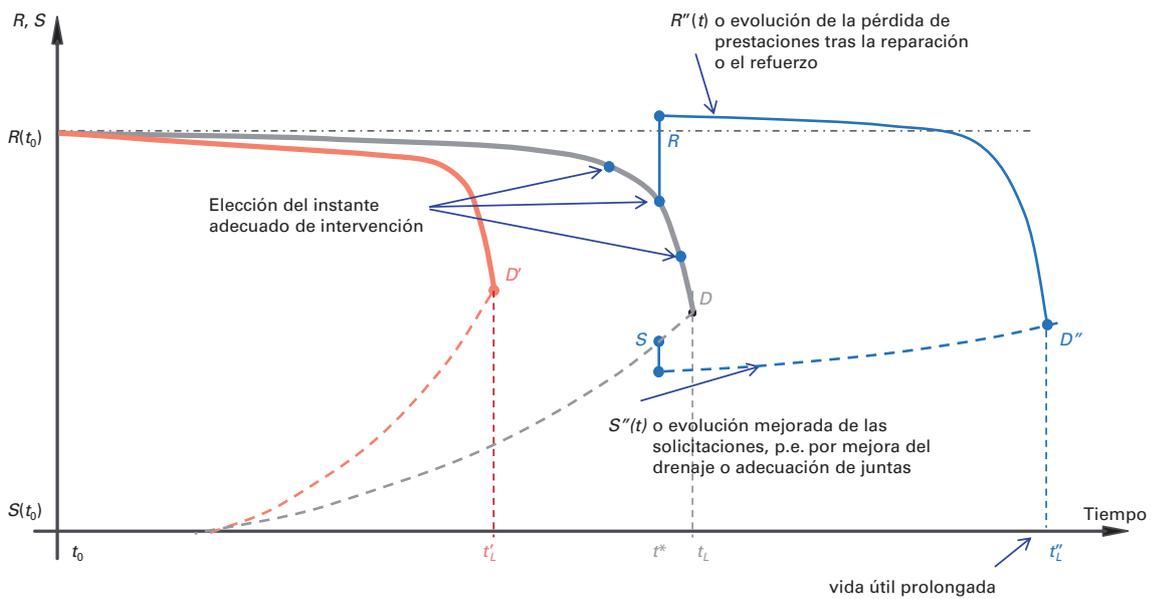
En la Figura 2.1 se muestra un diagrama que, en abscisas, presenta el eje temporal desde el final de la construcción y, en ordenadas, de forma genérica, las prestaciones que ofrece la estructura ( $R$ ) y las solicitaciones ( $S$ ) que actúan sobre ella, en forma de cargas, agresión ambiental, etc. Las curvas que concluyen en el punto  $D$  corresponden con una situación «normal». Inicialmente, la distancia entre  $R(t=0)$  y  $S(t=0)$  es el margen de seguridad, igual o mayor al nominal considerado en el proyecto (por simplicidad se ha supuesto un planteamiento determinista).

La capacidad resistente  $R$  (de trazo continuo) decae como consecuencia del inexorable deterioro de los materiales, tanto en términos mecánicos como de resistencia a los agentes agresivos ambientales. Tal degradación es lenta al principio pero se acelera más adelante. Así por ejemplo, la corrosión de las armaduras y la pérdida de recubrimiento se manifiesta bastante tiempo después de concluida la construcción, y los deterioros y la pérdida de capacidad resistente se aceleran a partir de entonces.

Las solicitaciones (curva  $S$ , de trazo discontinuo) crecen, porque los tráfico, cargas muertas, etc., han ido aumentando y la agresión ambiental también (carbonatación del hormigón, ingreso de cloruros, etc.).

Cuando las curvas  $R(t)$  y  $S(t)$  se cortan (punto  $D$ ) es que se ha llegado al umbral de aceptación (se ha omitido, por claridad, el margen de seguridad) y, por consiguiente, se habrá alcanzado la vida útil  $t_L$ .

**Figura 2.1.** Evolución de las prestaciones  $R$  y solicitaciones  $S$  a lo largo del tiempo



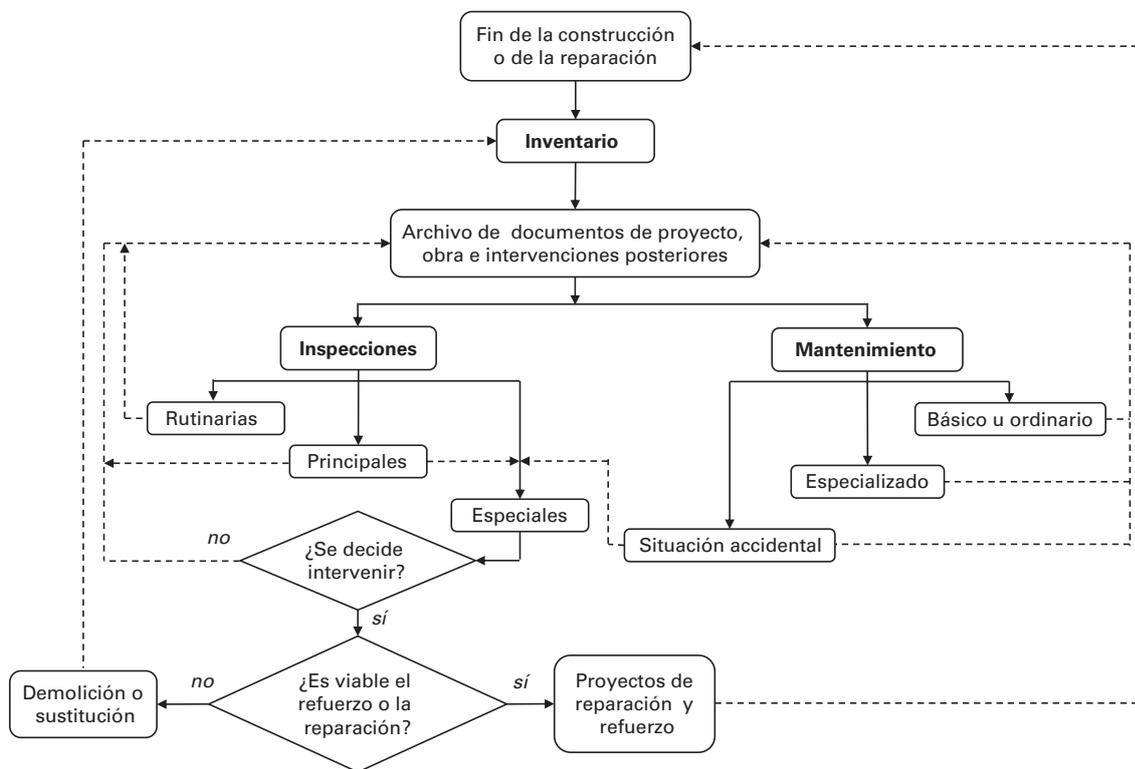
Las curvas que se cortan en el punto  $D'$  muestran el mismo esquema de funcionamiento, pero con una vida útil  $t'_L$  menor porque las solicitaciones aumentaron, quizá, más rápidamente y las degradaciones progresaron también más deprisa. Es el caso también de estructuras sobre las que no se ejerce una correcta actividad de mantenimiento.

Si, en un cierto instante sabiamente elegido  $t^*$ , se decide actuar, puede recuperarse una parte, la totalidad o incluso más de la capacidad prestacional inicial ( $\Delta R$ ) y, al mismo tiempo, reducir parte de la solicitación ( $\Delta S$ ), como, por ejemplo, al mejorar el sistema de drenaje para eludir la agresión que conlleva siempre el agua (mejorar el mantenimiento, en definitiva). El final de la vida útil se habrá prorrogado hasta  $t'_L$ . Un sistema de gestión de estructuras sirve precisamente para determinar en qué estado se encuentran  $R$  y  $S$  en un instante  $t$  y, por tanto, decidir con criterio fundado si hay que emprender alguna medida correctora o ésta puede esperar.

Debe observarse que la gestión del concepto  $R-S$ , plagado de incertidumbres, es netamente ingenieril y está vinculado, obviamente, a la ingeniería de estructuras, aunque implica a otras variadas disciplinas (etiología de daños, materiales, equipamientos, etc.).

Nótese que el mantenimiento forma parte, por tanto, del sistema de gestión de las estructuras, como se señala en la Figura 2.2, que muestra un diagrama de flujo que sintetiza el proceso general. Simplificadamente, las inspecciones sirven, con diferentes niveles de precisión, para determinar si se superan o no los umbrales aceptables de deterioro y, en última instancia, calibrar el margen  $R(t) - S(t)$  de seguridad. El mantenimiento sirve, también de manera simplificada, para atenuar la velocidad de deterioro de la curva  $R$  y para controlar asimismo la evolución de la curva  $S$ . A los efectos del presente documento, las inspecciones sirven para conocer el grado de deterioro y, por tanto, estimar de algún modo la pérdida de capacidad portante.

**Figura 2.2.** Diagrama de flujo que expresa los tres elementos básicos de la gestión de un patrimonio de puentes: inventario actualizado, inspecciones de control y diagnóstico y, finalmente, mantenimiento en sus diversos niveles



### 2.3. CONTENIDO MÍNIMO DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE OBRAS DE PASO

En esencia, en la base de datos en que se fundamenta el Sistema de Gestión de Obras de Paso que tenga implantado el Administrador de la infraestructura, habrá de estar consignada:

- la información de inventario, es decir, los datos relativos a la ubicación, geometría, detalles tipológicos, fotografías descriptivas, aspectos administrativos, etc.;
- los aspectos documentales, como el proyecto de liquidación, los proyectos e informes de actuaciones sucesivas, etc.;
- los informes de inspección rutinaria o básica;
- los informes de las inspecciones principales llevadas a cabo, que habrán concluido con un índice que califique el estado de la estructura; y
- en su caso, los informes de inspección especial, pruebas de carga o proyectos de reparación y refuerzo que se hayan llevado a cabo.

## 3.1. GENERALIDADES

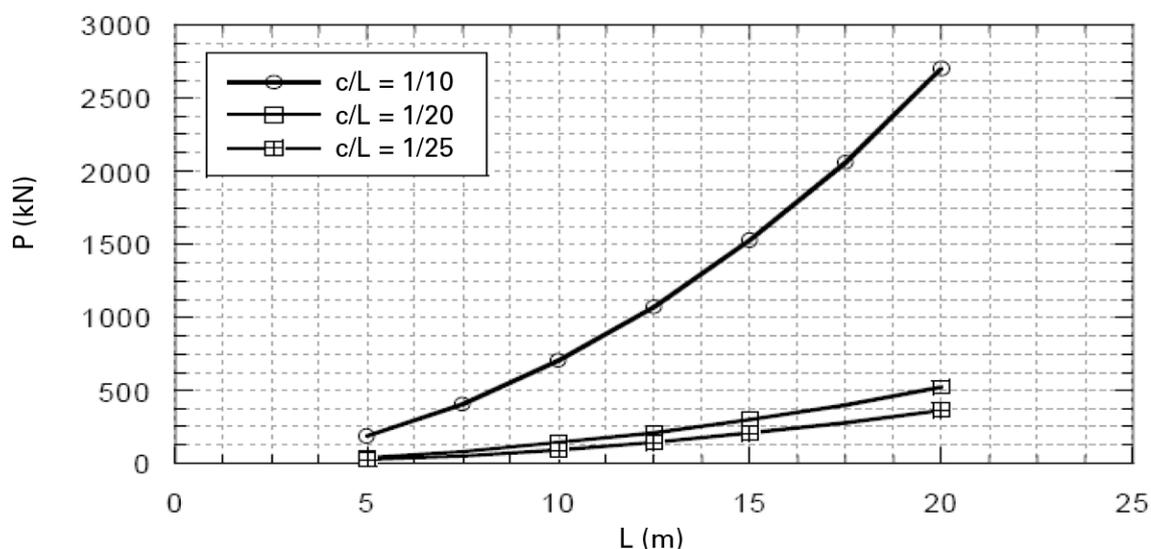
Es fácil comprender que no es fácil la tarea de poner a punto unos criterios de comprobación que sean rápidos y suficientemente fiables cuando el patrimonio de puentes que dan soporte a la red ferroviaria es de muy variada edad, tipología, tamaño, materiales constituyentes, estado de conservación, etc. Además, no siempre se dispone de las obras de paso información suficiente en los inventarios o en los archivos documentales, y no siempre se dispone asimismo de resultados de inspecciones recientes.

Sin embargo, sí es posible hacer unas consideraciones generales que permitan clasificar dicho patrimonio según unos grandes grupos: los puentes de fábrica, los metálicos y los de hormigón, citados por orden de aparición cronológica en la red ferroviaria.

Los **puentes de fábrica** (piedra, ladrillo y también hormigón en masa o débilmente armado) representan un porcentaje importante, en torno al 35% del total en España. Estos puentes fueron proyectados hace ya muchos años (entre 1850 y 1950, aproximadamente) y ya ni se proyectan ni se construyen. A los puentes de fábrica les afecta relativamente poco el valor de las sobrecargas (los trenes de referencia), pues sigue prevaleciendo el efecto del peso propio y de las cargas muertas correspondientes en su hecho resistente. Por eso no se encuentran referencias históricas a las sobrecargas a considerar en el proyecto de puentes de fábrica.

Los puentes de fábrica son, de largo, los de mejor ratio vida útil/gastos de conservación. Como puede verse en la Figura 3.1, contrariamente a lo que sucede con los elementos tipo viga, la capacidad frente al paso de las sobrecargas crece con la luz debido al favorable efecto que propicia el «pretensado» del peso propio y la carga muerta [14].

**Figura 3.1.** Capacidad portante de un puente de fábrica frente al paso de una carga puntual  $P$  aplicada en el punto crítico, a  $L/4$  para diferentes relaciones canto/luz y luces  $L$  crecientes (en abscisas) [14]



Los **puentes metálicos**, siguientes en el orden temporal, son ahora una exigua minoría, del orden del 5% del total de la red, aproximadamente, y se proyectaron, en buena parte de los casos, conforme a reglas y trenes de carga ahora obsoletos. Con el paso del tiempo, la normativa ha ido incorporando mayores valores de las sobrecargas, reflejo del aumento de tamaño y de capacidad de carga de los vehículos.

Los **puentes de hormigón** —armado o pretensado— son, aproximadamente, el 60% del total de los puentes de la red y tienen edades que oscilan, en España y en Europa en general, entre 0 y 110 años. Las cargas de proyecto utilizadas fueron, fundamentalmente, las de los reglamentos para puentes metálicos. Esto no debe sorprender, pues las sobrecargas deben ser, normativamente, las mismas independientemente del material utilizado. Las instrucciones de acciones más antiguas corresponden a los puentes metálicos, porque, como se ha indicado, los de fábrica no infundían preocupación por las sobrecargas. Los puentes de hormigón vinieron detrás, aplicándoseles las mismas sobrecargas, lógicamente, que a los metálicos.

### 3.2. IMPORTANCIA DE LOS DATOS HISTÓRICOS

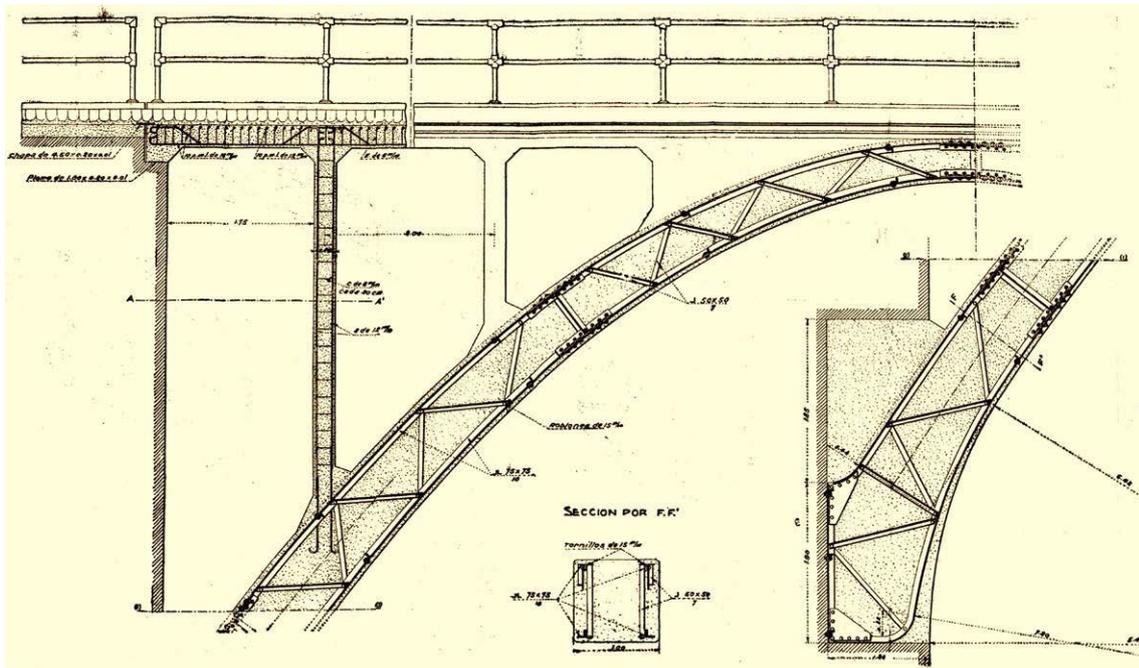
Es de gran interés el disponer de la fecha, siquiera aproximada, de proyecto y construcción de cada estructura, que debería estar consignada en el Sistema de Gestión de Obras de Paso del Administrador de Infraestructura. Algunas de las ventajas que comporta son las siguientes:

- La correcta ubicación de la estructura en el tiempo histórico permite utilizar, a los efectos de la evaluación de las estructuras existentes, información valiosa como las reglas de proyecto, no siempre normativas, como relaciones típicas entre luz y canto, altura de muros y anchura en la base, las tipologías de elementos no visibles como cimentaciones, altura de rellenos, configuraciones de estribos, tímpanos, etc.
- La normativa vigente en el momento de redactar el proyecto y de ejecutar la obra, relativa a las acciones y a los materiales estructurales, es decir, las bases de cálculo y el formato de seguridad. Interesa destacar también cómo el conocimiento de la fecha de proyecto y construcción permite identificar la normativa de acciones que se aplicó en su día y así deducir de manera aproximada la máxima carga aceptable por el puente. Si no se conoce la fecha precisa, es importante situar la construcción entre los años 1878, 1902, 1925, 1956, 1975 y 1996 o siguientes, que se corresponden con las fechas en las que, en España, se publicaron reglamentos que definían trenes de carga.
- Los criterios de proyecto y los procedimientos constructivos utilizados, tanto en cimentaciones como en estribos, bóvedas, tímpanos, tableros, aparatos de apoyo, juntas, aparatos de vía, etc.
- También pueden deducirse los detalles típicos que pueden ser condicionantes (nudos, juntas, aparatos de apoyo, medias maderas, etc.), las disposiciones habituales de las armaduras, características mecánicas de los materiales (geometrías, rigideces, capacidades resistentes) o propiedades vinculadas a la durabilidad (tipo y contenido de cemento, relación agua/cemento, etc.).
- Los avatares a los que se haya visto sometida la obra y la comprensión del entorno social, económico y hasta político y cultural. En ese sentido, a título de ejemplo, cabe mencionar la vinculación a los promotores británicos y a su tecnología, circunstancia que explica muchos de los criterios seguidos en las obras.
- La aplicación en su caso del coeficiente  $\alpha$  de clasificación al tren de carga utilizado en el proyecto o, eventualmente, al de la reparación o actualización posterior.

En las Figuras 3.2 y 3.3 se muestran, respectivamente, unos ejemplos de proyecto de liquidación, que da una información muy fidedigna de lo realmente ejecutado, y de un puente de colección, que permite inferir, de manera no siempre tan fidedigna, configuraciones y detalles diversos.

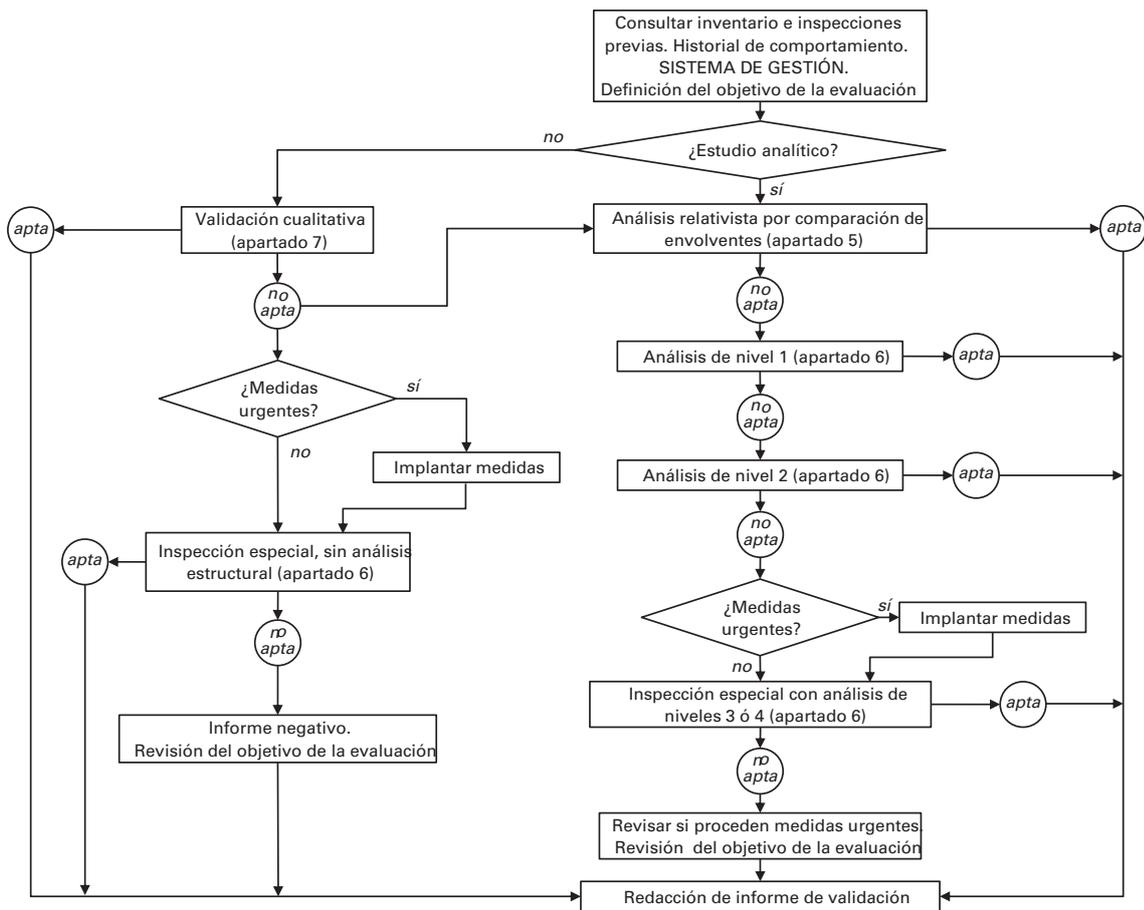


Figura 3.3. Fragmento de un puente de hormigón de la colección de Ribera (1925)



En la línea de este tipo de planteamientos, se ha propuesto una metodología de análisis con carácter progresivo, esto es, que parte de procedimientos sencillos de evaluación, asociados a pocos datos, para acudir sucesivamente, si es preciso, a formulaciones más sofisticadas y más exigentes en volumen de información, hasta poder emitir dictamen acerca de la comprobación estructural del puente frente al paso del tren de referencia. En el organigrama de la Figura 4.1 se sintetiza el *modus operandi* propuesto.

**Figura 4.1.** Organigrama propuesto para el proceso de evaluación de la aptitud de una obra de paso existente. Se trata de un acercamiento similar al propuesto en otras redes europeas, como la británica [10]



Así, se propone:

- **Una aproximación relativista** que compara la envolvente de esfuerzos del tren de referencia con la del tren de cargas vigente cuando se redactó el proyecto o, en su caso, cuando se acondicionó el puente por reparación o refuerzo. Este procedimiento se define en el apartado

do 5. La aproximación relativista parte de la premisa de que si una estructura no tiene asignada una limitación de carga, dicha estructura es apta para el paso de trenes de carga como los utilizados en el proyecto original o, en su caso, el de reparación o refuerzo. Además, es preciso que la estructura se haya inspeccionado recientemente y que su estado se juzgue satisfactorio. Es imprescindible, por tanto, que el Administrador de la infraestructura tenga implantado y actualizado el Sistema de Gestión de Obras de Paso.

- **Un análisis estructural propiamente dicho**, que puede seguir, a su vez, cuatro niveles de aproximación, más sofisticados y más exigentes en cuanto a la información necesaria a medida que va siendo preciso, en el proceso de validación, acudir a modelos más complejos. Este procedimiento se enuncia en el apartado 6. Los análisis estructurales propiamente dichos, con diferentes alcances, ya presentes en la literatura especializada, son objeto reciente de propuestas normativas, como las de las referencias [8] y [9].
- Finalmente, cabe plantear **una aproximación cualitativa de validación**, para estructuras que evidencien un comportamiento previo positivo y un estado aceptable, tras la correspondiente inspección, o que sean de difícil modelización. El enunciado de este procedimiento se explica en el apartado 7. Naturalmente, la aplicación de este planteamiento, que no tiene base analítica directa, debe entenderse con carácter circunstancial, y debe ser sustituido progresivamente, por los anteriores tipos de análisis.

# APROXIMACIÓN INICIAL RELATIVISTA POR COMPARACIÓN DE LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS AL PASO DEL TREN DE CARGAS VIGENTE Y EL DE REFERENCIA

## 5.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El proceso que debe seguirse para la estimación de la aptitud de paso de un cierto tren de cargas por los puentes ferroviarios existentes es el siguiente:

- a) Determinar el tren de cargas vigente cuando se redactó el proyecto (lo que se puede deducir de la fecha de proyecto y construcción de la obra (3.2) o, en su caso, cuando se acondicionó el puente por reparación o refuerzo.
- b) Recabar el «índice de estado» de la obra de paso, resultado de la inspección principal, en el contexto de la explotación del Sistema de Gestión de Obras de Paso.
- c) Comparar la envolvente de los esfuerzos correspondiente al tren de cargas vigente con la envolvente de los esfuerzos correspondiente al tren de referencia en estudio. La primera envolvente se minorará en función del «índice de estado».
- d) Si la envolvente de esfuerzos correspondiente al tren de referencia en estudio es inferior a la de los esfuerzos correspondientes al tren de cargas vigente, con un margen de seguridad aceptable y considerando el estado de la obra de paso, ésta se califica como «apta».

Eventualmente puede ser necesario considerar aspectos como el comportamiento en servicio, o el confort del usuario, que no recoge este procedimiento.

Este planteamiento parte de la premisa de que el Administrador de Infraestructura responsable de una red ferroviaria acepta que, si no hay limitación explícita de la carga máxima que admite cada obra de paso, ésta está en condiciones de aceptar de manera suficientemente segura el paso de los trenes de carga definidos por la normativa vigente en cada momento. Este aserto está tácitamente sancionado *de facto* por la praxis, pero debe ser manejado con prudencia.

## 5.2. FORMULACIÓN DE LA PROPUESTA

Se considerará como «apta» la estructura frente al paso del tren de referencia si en todo punto se satisface la condición siguiente:

$$S(tr) \leq \frac{(S(tp) - \Delta S_G) \lambda_0 l_e}{10}$$

siendo

- $S(tr)$  la envolvente de esfuerzos deducida para el tren de referencia ( $tr$ ) objeto de estudio;
- $S(tp)$  la envolvente de esfuerzos deducida para el tren de cargas vigente: tren de proyecto ( $tp$ ) inicial o correspondiente a un acondicionamiento posterior, en su caso, de la obra de paso;
- $\Delta S_G$  incremento de la ley de esfuerzos de carga permanente como consecuencia, en su caso, de los sucesivos incrementos de la banqueta de balasto;
- $\lambda_0$  coeficiente de reducción, que puede tomarse del Cuadro 5.1, que pretende tener en cuenta la mayor sensibilidad de los puentes metálicos o, en menor medida, de hormigón, frente a detalles constructivos delicados;

**Cuadro 5.1.** Valores del coeficiente  $\lambda_0$ 

| Valores de $\lambda_0$ | Puentes de fábrica (piedra, ladrillo u hormigón en masa) | Puentes metálicos | Puentes de hormigón armado o pretensado |
|------------------------|--|-------------------|---|
| Vía simple             | 1,0  | 0,7               | 0,9                                     |
| Vía múltiple           | 1,0  | 0,5               | 0,8                                     |

$I_e$  índice de estado de la obra de paso, que puede tomar valores entre 0 y 10 (0: estado de ruina; 10: perfecto estado, sin deterioro alguno).

Este criterio simplificado se basa en las siguientes consideraciones.

De manera más o menos explícita, el proyecto del puente fue planteado en su día para que se cumpliera la condición

$$S_d(tp) \leq R_d \quad (1)$$

siendo  $S_d(tp)$  las envolventes de esfuerzos para el tren de proyecto  $tp$  de cargas en el momento de redactarse el proyecto (o el adoptado *de facto* como válido en el momento de hacer la comprobación) y  $R_d$  la capacidad resistente de proyecto en cada punto de la estructura.

Esa inecuación puede reescribirse como:

$$\gamma_f S_k(tp) \leq \frac{R_k}{\gamma_m}$$

$$S_k(tp) = S_G + S(tp) \leq \frac{R_k}{\gamma_m \gamma_f} = \frac{R_k}{\gamma} \quad (2)$$

siendo  $S_k(tp)$  la envolvente característica o nominal de esfuerzos ( $S_G$  es la envolvente de esfuerzos debida a las acciones permanentes y  $S(tp)$  la envolvente debida, exclusivamente, al tren de proyecto  $tp$  de cargas),  $R_k$  la envolvente también nominal o característica de esfuerzos resistidos y  $\gamma$  un «coeficiente global de seguridad» ( $\gamma_f$  y  $\gamma_m$  son los coeficientes parciales relativos a las acciones y a los materiales, respectivamente). Si se admite que este planteamiento se puede aplicar de manera sensiblemente igual a las envolventes de esfuerzos generadas por el tren de referencia analizado  $tr$ , siendo  $S(tr)$  la envolvente generada por dicho tren, se tendrá:

$$S_k(tr) = S_G + S(tr) \leq \frac{R_k}{\gamma_m \gamma_f} = \frac{R_k}{\gamma} \quad (3)$$

En la expresión (3) se admite que el coeficiente global de seguridad  $\gamma$  es el mismo que en (2), dado que, en teoría, los planteamientos de seguridad estructural se han ido calibrando de forma que, aproximadamente, la fiabilidad general venga a ser la misma.

Es evidente que se podría analizar la aptitud del puente para el tren  $tr$  sin más que estudiar la validez de la inecuación (3), pero, desgraciadamente, eso no es posible en general porque  $R_k$  no es conocida, a no ser que se haya realizado una inspección especial reciente de la cual se hayan obtenido datos de las armaduras (posición, área y estado) o geometría de las chapas, soldaduras, roblonados, etc. Por esa razón se acude, simplifícadamente en este nivel de análisis, al recurso de estudiar la aptitud de paso a partir de la comparación de las envolventes (2) y (3). El valor obtenido será menor o igual que el que se deduciría de (2) y, por tanto, queda del lado de la seguridad a partir del siguiente planteamiento:

$$S_{G,tr} + S(tr) \leq S_{G,tp} + S(tp) \leq \frac{R_k}{\gamma}$$

Consiguientemente, se deduce que la seguridad global no se ve mermada si se satisface la condición

$$S(tr) \leq (S_{G,tp} - S_{G,tr}) + S(tp) = S(tp) - \Delta S_G \quad (4)$$

El término  $\Delta S_G = (S_{G,tr} - S_{G,tp})$  representa la ley de esfuerzos correspondiente al incremento de cargas permanentes, que suelen aumentar con el tiempo debido a los sucesivos recrecidos de la banqueta de balasto. En consecuencia, la sobrecarga repartida que definen los trenes  $tp$  ha sido ya en parte consumida por dicha carga muerta, lo que ha de ser tenido en cuenta por el evaluador. Piénsese que cada 0,10 m de sobre-espesor de la banqueta de balasto con relación al original, equivale a 1,8 kN/m<sup>2</sup>, aproximadamente, de carga repartida concomitante menos que puede considerarse en la franja correspondiente a dicha banqueta. A eso hay que añadir, en su caso, la carga muerta adicional que representan los muretes guarda-balasto, paseos de servicio, etc. Obviamente, si no hay modificaciones en las cargas permanentes,  $\Delta S_G = 0$ .

A lo anterior hay que aplicar un coeficiente reductor  $\lambda_0$  para tener en cuenta efectos estructurales que no recogen las envolventes globales a las que se hace referencia, ya que, en ciertos casos, puede haber elementos críticos como las losas entre vigas o las chapas y diafragmas en puentes metálicos antiguos, es decir, por cuestiones de detalle.

Hay que agregar a todo lo anterior que las prestaciones de la estructura decaen inexorablemente con el tiempo, o experimentan mejorías en virtud de obras de reparación o acondicionamiento (figura 2.1).

El decaimiento de la capacidad resistente  $R$  (Figura 2.1) se explica por el deterioro de los materiales (degradación de la piedra o el ladrillo, pérdida de material de juntas, corrosión del acero estructural o del acero de armar o pretensar, junto con el deterioro del hormigón), la reducción de las secciones resistentes, la progresiva pérdida de la adherencia, etc.

Así, en el estado inicial  $t_0$  la condición de seguridad venía dada por la expresión (2). Sin embargo, la capacidad resistente no es constante, sino decreciente con el tiempo. Eso puede expresarse por medio de un «índice de estado»  $I_e$  que depende, obviamente del tiempo<sup>1</sup>:

$$R_k(t) = R_k(t_0)I_e(t)$$

El índice de estado  $I_e$  está vinculado al resultado de las inspecciones periódicas sucesivas de la estructura. Así, a los efectos de este procedimiento, se propone que  $I_e$  esté acotado entre 10, valor correspondiente a la estructura recién inaugurada y en perfecto estado, y cero, situación asociada a la ruina.

Con el fin de mantener la coherencia con el sistema de calificación que permite otorgar la ITPF-05, se propone correlacionar el «índice de estado»  $I_e$  con la clase de daño, 1, grave y 2, menos grave, como se muestra en el cuadro 5.2.

**Cuadro 5.2.** Correlación entre  $I_e$  y la clase de daño según ITPF-05

| $I_e$         | $I_e \leq 7$ | $7 < I_e \leq 10$ |
|---------------|--------------|-------------------|
| Clase ITPF-05 | 1            | 2                 |

La aplicación de este procedimiento exige inexcusablemente que se haya efectuado inspección principal a la estructura y que no haya transcurrido más tiempo que el establecido como límite de frecuencia de inspección. De otra manera, como es obvio, no puede ser posible emitir pronunciamiento acerca de circunstancias que no se conocen (eventuales socavaciones, pérdidas de apoyo, etc.).

Por tanto, a la expresión (4) se le aplican los coeficientes reductores  $\lambda_0$  e  $I_e/10$ , quedando la expresión

<sup>1</sup> En una revisión posterior de este documento se incluirá una propuesta de evolución en el tiempo del «índice de estado», lo que puede facilitar el estudio en el tiempo de diferentes escenarios de evolución y de gestión del mantenimiento y actualización de las obras de paso, tanto si se quiere mantener una determinada categoría EN o si se ha de habilitar el paso de trenes especiales.

$$S(tr) \leq \frac{(S(tp) - \Delta S_G) \lambda_0 I_e}{10} \quad (5)$$

Naturalmente, la comparación de envolventes ha de realizarse para los esfuerzos más relevantes: flexión, cortante y torsor, tanto en el tablero como en las pilas y estribos así como en sus cimentaciones, debiéndose cumplir la condición (5) en todos los casos para poder declarar «apta» la estructura.

## ANÁLISIS ESTRUCTURAL PROGRESIVO

Si la estructura no ha sido declarada «apta» tras el análisis inicial relativo indicado en el apartado 5, debe procederse progresivamente según se sintetiza en el cuadro 6.1. El proceso se detiene, en su caso, en el nivel en el que la estructura se declara «apta»:

**Cuadro 6.1.** Niveles de análisis estructural

| Nivel | Método   |
|-------|--|
| 1     | <p>Comprobación de la estructura haciendo uso de los trenes de carga utilizados para el proyecto de obra nueva y de los códigos estructurales vigentes para obra nueva. Se comenta en 6.1.</p> <p>Este planteamiento es el más común, aunque presenta la inconsistencia de que se considera la construcción existente con el mismo nivel de incertidumbre que una nueva de proyecto, lo que no es cierto. Se utilizarán las acciones definidas en la IAPF-07 [15] y se comprobará la estructura con los criterios establecidos en las Instrucciones EHE-08 [12] y EAE-10 [13]. Una extrapolación del sistema para obras de fábrica de piedra o ladrillo, que no tienen normativa de referencia, se encuentra en [14], y que será objeto de desarrollo en otra versión de este trabajo.</p>   |
| 2     | <p>Comprobación de la estructura para el tren de referencia correspondiente a la categoría de línea EN, conforme al Anexo F del borrador de la <i>Instrucción para el Proyecto y Construcción del Subsistema de Infraestructura Ferroviaria (IFI)</i>. Para el resto de sobrecargas se considerarán las especificaciones de la Instrucción de acciones vigente. En su caso, se realizará la comprobación para los trenes especiales que, igualmente, vendrán definidos por su geometría y cargas por eje.</p> <p>Se utilizarán los códigos de materiales con unos coeficientes de ponderación corregidos, en virtud de la disminución de incertidumbres que representa que la estructura ya existe y que, en su caso, ha evidenciado un comportamiento previo positivo. Se desarrolla en 6.2.</p> <p>Se basa en la consideración de los trenes de referencia, no los envolventes utilizados para obra nueva. Además, los coeficientes de mayoración de las acciones y de minoración de las resistencias son más reducidos. No hay propuesta española aún desarrollada, pero pueden tomarse los valores indicados en 6.2 utilizados en la normativa británica NR/GN/CIV/025 [10] para obras de paso existentes.</p> |
| 3     | <p>Comprobaciones como las del nivel 2, pero con información actualizada en forma de características resistentes deducidas tras una inspección especial, auscultación o pruebas de carga. Contexto semiprobabilista con coeficientes parciales ajustados con el fin de obtener la misma fiabilidad que para obra nueva.</p> <p>Las referencias [8] y [9], junto con las especificaciones de UIC para estructuras existentes, contienen indicaciones al respecto. El tren de comprobación es el tren de referencia o, en su caso, el tren especial. Esto será desarrollado en otro trabajo.</p>   |
| 4     | <p>Aproximación sofisticada en forma de análisis no lineal tridimensional, en un contexto de formato de comprobación probabilista que excede a este trabajo.</p> <p>Este nivel de análisis está reservado a casos muy especiales, debido a la gran cantidad de información que es preciso reunir y a lo costoso del análisis.</p>  |

A modo de síntesis, cabe decir que los niveles 1, 2 y 3 enunciados en la tabla anterior responden al enfoque semiprobabilista con coeficientes de ponderación que parten de los propuestos en la normativa de proyecto de obra nueva (nivel 1) y, si es necesario, van afinándose los de mayoración de las acciones y de minoración de las resistencias de los materiales a partir de criterios utilizados por otros documentos [10] (nivel 2) y, tras una inspección especial debidamente orientada, una deducción aún más afinada de los coeficientes de minoración de los materiales (nivel 3).

Finalmente, cabe plantear el nivel 4 de análisis, de carácter probabilista, más complejo y costoso, que no se considera en este documento.

### 6.1. NIVEL 1. TRENES DE CARGA Y FORMATOS DE SEGURIDAD DE OBRA NUEVA, CON CÓDIGOS ESTRUCTURALES VIGENTES

Este procedimiento es el más conservador. Tropieza con la dificultad de que ni los materiales ni los detalles constructivos de las estructuras del pasado coinciden con los vigentes, lo que suele desembocar en la necesidad de acudir al nivel 2, dadas las crecientes exigencias en cuanto a sollicitaciones y el no paralelo crecimiento de las capacidades resistentes de la estructura existente.

### 6.2. NIVEL 2. TREN DE REFERENCIA EN ESTUDIO Y FORMATOS DE SEGURIDAD AJUSTADOS A OBRAS EXISTENTES, CON MATERIALES IDEALIZADOS

El formato es idéntico al del nivel 1, pero con dos diferencias importantes:

- se utiliza el tren de referencia en estudio; y
- se utilizan unos coeficientes parciales de mayoración de las acciones y de minoración de las resistencias más ajustados que los correspondientes a obra nueva.

Los valores que se indican seguidamente pueden aplicarse sólo a obras de paso que soportan vías de velocidades no superiores a 200 km/h.

La estructura se califica como «apta» si se verifica que  $S_d \leq R_d$ .

Para la deducción de las envolventes solicitantes  $S_d$  se plantean las siguientes combinaciones de acciones:

- Combinación 1. Máxima sobrecarga vertical y acciones variables longitudinal y transversal concomitantes;
- Combinación 2. Máxima acción longitudinal debida a las sobrecargas, con mínimas acción vertical y sobrecarga transversal concomitantes;
- Combinación 3. Máxima acción transversal y mínimas sobrecargas verticales y longitudinales;

En el cuadro 6.2 se resumen los coeficientes de combinación  $\psi$  que deben usarse.

Cada combinación será el resultado de la siguiente serie de sumas de productos (simbólicamente):

$$Q_d = \gamma_f \sum \psi_i \gamma_{fi} Q_{ki}$$

siendo

- $Q_{ki}$  las cargas o los esfuerzos correspondientes al peso propio, cargas muertas, equipamiento, sobrecargas, etc.;
- $\psi_i$  el coeficiente de combinación correspondiente, según el cuadro 6.2;
- $\gamma_{fi}$  el coeficiente de mayoración de acciones que se define en el cuadro 6.3 para cada tipo de acción;
- $\gamma_f$  el coeficiente de mayoración global aplicable sólo a los esfuerzos, no a las cargas, y que recoge las imprecisiones de los modelos de cálculo y la imprecisión de la geometría.

Vale 1,1 para comprobaciones en ELU y 1,0 para comprobaciones en ELS. Si, simultáneamente, la estructura tiene un esviaje menor que 25°, se hace un análisis estructural completo (elementos principales y secundarios) y se comprueban las dimensiones geométricas de las piezas durante la inspección, se puede tomar  $\gamma_f = 1,0$ .

**Cuadro 6.2.** Coeficientes de combinación

|  | Combinación 1   | Combinación 2   | Combinación 3   |
|--|---|---|---|
| <b>Componentes de la acción del tren</b> | <b>Máxima acción vertical + acciones longitudinal y transversal concomitantes</b> | <b>Máxima acción longitudinal + acciones vertical y transversal concomitantes</b> | <b>Máxima acción transversal + acciones vertical y longitudinales concomitantes</b> |
| Vertical, según la definición del tren   | 1,0   | 0,5   | 0,5   |
| Longitudinal (arranque y frenado)        | 1,0 (0)   | 1,0   | 0,5 (0)   |
| Transversal (lazo y fuerza centrífuga)   | 1,0 (0)   | 0,5 (0)   | 1,0   |

**Cuadro 6.3.** Coeficientes de mayoración de acciones

| Carga                       |                               | Estado límite | Valor de $\gamma_{fi}$ en cada combinación |         |         |
|-----------------------------|-------------------------------|---------------|--|---------|---------|
|                             |                               |               | Comb. 1                                    | Comb. 2 | Comb. 3 |
| Cargas muertas propias      | Acero                         | ELU<br>ELS    | 1,05<br>1,0                                |         |         |
|                             | Hormigón, fábrica             | ELU<br>ELS    | 1,15<br>1,0                                |         |         |
| Cargas muertas sobrepuestas | Balasto (notas 1 y 2)         | ELU<br>ELS    | 1,75<br>1,2                                |         |         |
|                             | Vías (nota 3)                 | ELU<br>ELS    | 1,2<br>1,0                                 |         |         |
|                             | Relleno                       | ELU<br>ELS    | 1,2<br>1,0                                 |         |         |
|                             | Servicios                     | ELU<br>ELS    | 1,25<br>1,0                                |         |         |
| Sobrecargas gravitatorias   | Tren de referencia en estudio | ELU           | 1,4  | 1,2     | 1,2     |
|                             |                               | ELS           | 1,1  | 1,0     | 1,0     |
| Meteorológicas              | Viento                        | ELU<br>ELS    | 1,1<br>1,0                                 |         |         |
|                             | Temperatura                   | ELU<br>ELS    | 1,3<br>1,0                                 |         |         |

Notas:

1. Se puede tomar  $\gamma_{fi} = 1,35$  en ELU, y  $\gamma_{fi} = 1,1$  en ELS si la profundidad del balasto está inequívocamente controlada por la geometría de la estructura.
2. El balasto situado a más de 0,30 m por debajo de la cara inferior de las traviesas se considerará relleno. El balasto situado entre traviesas y lateralmente en una distancia de 0,30 m se considerará parte de la vía.
3. La vía incluye los carriles, las sujeciones, las traviesas y el balasto entre traviesas y en una distancia lateral a ambos lados de 0,30 m.

Para la deducción de las capacidades resistentes  $R_d$  se pueden utilizar los criterios contenidos en las Instrucciones de materiales estructurales, EHE-08 o EAE-10, con arreglo al siguiente planteamiento<sup>2</sup>:

$$R_d = R_k \left( \frac{f_k}{\gamma_m \gamma_f} \right)$$

siendo  $f_k$  la resistencia característica (o nominal) de cada material objeto de comprobación,  $\gamma_m$  el coeficiente de minoración correspondiente y  $\gamma_f$  el valor indicado más arriba.

En la comprobación de estructuras de acero en ELS, se tomará  $\gamma_m = 1,0$ . En ELU se tomará  $\gamma_m = 1,05$  en general, tomándose 1,20 en comprobaciones de rigidizadores en compresión.

En estructuras de hormigón, se tomará  $\gamma_m = 1,0$  tanto para el acero como para el hormigón en ELS. En ELU, se adoptarán los siguientes valores de  $\gamma_m$  aplicables a la resistencia característica:

|                              |                   |
|------------------------------|-------------------|
| Armaduras activas o pasivas: | $\gamma_m = 1,15$ |
| Hormigón en compresión:      | $\gamma_m = 1,50$ |
| Hormigón en cortante:        | $\gamma_m = 1,25$ |
| Adherencia hormigón-acero:   | $\gamma_m = 1,40$ |

### 6.3. NIVEL 3. TREN DE REFERENCIA EN ESTUDIO Y FORMATOS DE SEGURIDAD AJUSTADOS A OBRAS EXISTENTES, CON DATOS DE MATERIALES ACTUALIZADOS TRAS INSPECCIÓN ESPECIAL

Es de uso frecuente en la comprobación de estructuras existentes tras la realización de inspecciones especiales (determinación de las características resistentes de los materiales mediante extracción de probetas, en combinación con métodos no destructivos), auscultaciones (caracterización dinámica) o pruebas de carga. La aplicación de este procedimiento requiere del conocimiento completo de la geometría y del armado de las piezas de hormigón, o del reconocimiento completo de la estructura metálica.

La estructura se califica como «apta» si se verifica, como ya se ha indicado, que  $S_d \leq R_d$ .

El formato de seguridad será el semiprobabilista ya descrito en 6.2, con coeficientes parciales ya calibrados, o bien el semiprobabilista que resulta de una calibración de acciones y, sobre todo, resistencias y geometría, aplicando unos coeficientes parciales que den lugar, globalmente, a la misma fiabilidad  $\beta$ . Las referencias [17], [18] y [19] contienen los elementos necesarios para ello.

### 6.4. NIVEL 4. TREN DE REFERENCIA EN ESTUDIO, MATERIALES ACTUALIZADOS TRAS INSPECCIÓN ESPECIAL Y PLANTEAMIENTO PROBABILISTA

Se basa en el mismo criterio de análisis de la condición  $S_d \leq R_d$ .

Es el más sofisticado y es de gran complejidad, en la medida en que es preciso recopilar una gran cantidad de información relativa a la geometría y a las características de los materiales, proceso constructivo original, así como, en su caso, intervenciones posteriores de reparación o refuerzo. Exige conocer, obviamente, parámetros estadísticos como medias y desviaciones típicas de las variables en juego.

Aunque es, sin duda, el más completo conceptualmente y conduce al óptimo aprovechamiento de la estructura existente, no es, hoy por hoy, el método idóneo para resolver el problema planteado en este trabajo, que requiere una respuesta rápida a partir de unos pocos datos.

<sup>2</sup> En una siguiente versión de este trabajo se detallará más la justificación de estos valores.

En el caso de algunos tipos de obras de paso para los que no existen procedimientos sancionados para el análisis estructural cuantitativo y no se requieran incrementos significativos de prestaciones, cabe la posibilidad de llevar a cabo un análisis cualitativo si las estructuras han exhibido un comportamiento previo positivo. Ejemplos de estructuras o elementos de este tipo son tímpanos, bovedillas entre vigas principales, obras de paso de luz moderada (hasta unos 4 m) construidas en fábrica de piedra, subestructuras y cimentaciones. Los requisitos que deben exigirse para una validación cualitativa son:

- que la estructura haya exhibido un comportamiento satisfactorio a lo largo de un tiempo suficiente (al menos 5 años) desde la última reparación, refuerzo o modificación;
- que la inspección principal, especialmente detallada, no revele daños o deterioros significativos;
- que la inspección detallada permita confirmar su esquema estático;
- que el previsible deterioro de la estructura no ponga en peligro la seguridad estructural, al menos hasta la siguiente inspección principal programada; y
- que no se prevean modificaciones significativas en los trenes de carga o, en general, en las solicitaciones o condiciones de exposición.

De la validación cualitativa de la estructura se dejará constancia escrita y firmada por el ingeniero autor de la misma, en un informe en el que al menos se reflejará expresamente que se satisfacen los requisitos enunciados.

La grave responsabilidad que entraña este tipo de análisis requiere el concurso de ingenieros muy expertos, de ojo clínico especialmente agudo, de grandes conocimientos y buenas dosis de prudencia. Es absolutamente imprescindible contar con mantenimiento sistemático y regular, así como un régimen de inspecciones periódicas (rutinarias o básicas y principales) en el contexto del Sistema de Gestión de Obras de Paso.

Estas comprobaciones deben realizarse en el contexto del análisis general ya descrito en el capítulo 6 y recogidas en la IAPF-07. Así, a partir de la información específica que se puede contemplar en el Sistema de Gestión de las Obras de Paso, se plantea la necesidad de incorporar criterios como el alabeo o las aceleraciones verticales. Esta comprobación de aceleraciones verticales no será necesaria en obras de fábrica.

Como se expresa en la referencia [20], a pesar de la limitación convencional de la máxima aceleración vertical a  $3,5 \text{ m/s}^2$ , es posible aumentar dicho límite al valor  $5,0 \text{ m/s}^2$ , manteniendo aún un margen suficiente, dado que los ensayos realizados evidencian que las «desconsolidaciones» del balasto que podrían poner en riesgo la seguridad de las circulaciones se producen a partir de aceleraciones verticales en el entorno de los  $8 \text{ m/s}^2$ . Incluso cabe afirmar que estos límites dependen de la longitud de onda del modo de vibración, ya que si, por ejemplo, dicha longitud es equivalente a la distancia entre traviesas (0,60 m), no se pone en riesgo realmente la estabilidad. A título de curiosidad, puede señalarse el caso de las obras de paso para líneas de más de 220 km/h y con luces comprendidas entre los 7 y los 15 m de luz, para las cuales el paso de las circulaciones tiende a provocar aceleraciones que se sitúan en el umbral de riesgo.

No obstante, es preciso recordar que las aceleraciones verticales citadas son las del tablero, no las que experimenta el viajero en el interior de la caja del vehículo, en condiciones de amortiguación muy importantes con relación a las aceleraciones verticales de la plataforma.

Asimismo, se hace necesario ir incorporando como criterio obligado que cada inspección especial que se realice sobre las obras de paso concluya con un análisis estructural, en ELU, ELS (incluyendo la comodidad y seguridad de las circulaciones) y estado límite de durabilidad (ELD), vinculado a la determinación de la vida útil residual de las estructuras.

- [1] LEÓN, J., CORRES-PEIRETTI, H. y PRIETO, F. «Inspección y evaluación de estructuras existentes: una tarea para ingenieros valientes». *Revista de Obras Públicas*. Octubre 2008.
- [2] ITPF-05. *Instrucción sobre inspecciones técnicas en puentes de ferrocarril*. Ministerio de Fomento. 2005.
- [3] LEÓN, J. *Criterios para estimar la fecha de construcción de los puentes*. Documento interno de FHECOR Ingenieros Consultores. Trabajo no publicado. Marzo 2009.
- [4] SIMÓN-TALERO, J. M. *Acciones de ferrocarril. Modelos de carga*. Jornada sobre la Instrucción de acciones en puentes de ferrocarril IAPF-2007, Colegio de Ingenieros de Caminos. 2008.
- [5] CUVILLO, A. del y CUVILLO, R. del. «Trenes de carga en puentes de carretera». *Revista de Obras Públicas*. Septiembre 2002.
- [6] UNE-EN 1991-2. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras-cargas de tráfico en puentes*. Octubre 2004.
- [7] *Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad Ferroviaria (ETI) para el subsistema de Infraestructura de los sistemas ferroviarios de alta velocidad (2008) y convencional (2011)*. European Railway Agency (ERA).
- [8] *DIN-Fachbericht 102, DIN-FB 102*. Mayo 2011.
- [9] SIA 269/2 «Maintenance for concrete structures» (Part of the SIA-project «Maintenance of existing structures»).
- [10] Network Rail. *Guidance Note: The Structural Assessment of Underbridges, NR/GN/CIV/025*. Junio 2006.
- [11] BRUSON, R. y MARTINELLO, S. *Valutazione del transito dei carichi eccezionali attraverso una procedura di calcolo automatico*. Seminario Internacional CIAS-Grupo Español de IABSE. Madrid. 2010.
- [12] *EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento. 2008.
- [13] *EAE-10. Instrucción de Acero Estructural*. Ministerio de Fomento. 2010.
- [14] MARTÍN-CARO, J. A., MARTÍNEZ, J. L. y LEÓN, J. *Caracterización estructural de los puentes de fábrica de la red ferroviaria (I y II)*. Trabajo no publicado realizado desde el Grupo de Hormigón Estructural de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPM. 2000-2001.
- [15] *IAPF-07. Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. Ministerio de Fomento. 2007.
- [16] *RT/CE/S/035: Assessment of Structures*. Network Rail.
- [17] ACHE, Comisión 5, GT 4/5. *Evaluación de estructuras existentes mediante métodos semi-probabilistas*. 2002.
- [18] ÖSTLUND, L. *An estimation of  $\gamma$ -values*. Comité Euro-international du Béton. 1991.

- [19] LEÓN, J., RODRÍGUEZ, F. y GALAFEL, J. *Comprobación de la seguridad en estructuras existentes. Curso teórico-práctico sobre Mantenimiento de estructuras: inspección y diagnóstico*. FHECOR Conocimiento. Septiembre 2011.
- [20] ZACHER, M. y BÄSSLER, M. *Dynamic behaviour of ballast on railway bridges*. Advanced Course «Dynamics of High-Speed Railway Bridges», organized by the Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP) and the Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Madrid (ETSICCyP), Oporto, September 20-23, 2005.

# **CÁLCULO DINÁMICO DE PUENTES PARA LAS ACCIONES DEL TRÁFICO FERROVIARIO**

---

*J. M. Goicolea Ruigómez, P. Antolín Sánchez, T. Ancochea Nodal  
(Grupo de Mecánica Computacional, Escuela de Ingenieros de Car-  
minos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid)*

Las cargas de tráfico en puentes ferroviarios son una acción importante a considerar para garantizar la seguridad y la funcionalidad de las estructuras. No sólo las cargas de tráfico son más grandes y más concentradas que para puentes de carreteras, sino que también producen significativos efectos dinámicos. Como es sabido, las solicitaciones dinámicas pueden exceder de forma importante a las estáticas. Esto se debe en primer lugar al efecto de la velocidad de aplicación de la propia carga, pudiendo llegar a duplicar la respuesta estática. Sin embargo el efecto dinámico potencialmente más importante es la resonancia, pudiéndose en este caso obtener respuestas que sean órdenes de magnitud mayores que las estáticas.

Por otra parte, la naturaleza del tráfico guiado sobre carriles impone requisitos de seguridad más estrictos que para los vehículos de carretera, lo que resulta en limitaciones a las aceleraciones y las deformaciones del tablero.

En definitiva, con la llegada de los trenes más rápidos, como los de alta velocidad, la relevancia de estos efectos dinámicos se ha convertido en uno de los factores clave en el diseño de puentes de ferrocarril.

La importancia de la respuesta dinámica ha sido conocida desde los inicios del ferrocarril. La solución de la carga móvil sobre una viga fue obtenida ya en 1905 por Kryloff [16] y está descrita en 1928 en el texto clásico de Timoshenko [24]. Más recientemente, los trabajos de Fryba [12, 13] han recopilado modelos y aspectos muy diversos de la dinámica de puentes de ferrocarril. Por último, deben citarse las contribuciones realizadas en nuestro país por Alarcón y colaboradores [14, 1, 2].

Las normas vigentes hasta hace poco para el cálculo de los puentes de ferrocarril [25, 5, 19] consideran la respuesta dinámica a través de un *coeficiente de impacto*, que representa el aumento de la respuesta dinámica respecto a la estática para *una carga móvil*. El factor que determina el incremento dinámico se denomina  $\varphi'$ , por lo cual si la flecha estática del puente es  $\delta_{est}$  la respuesta dinámica sería

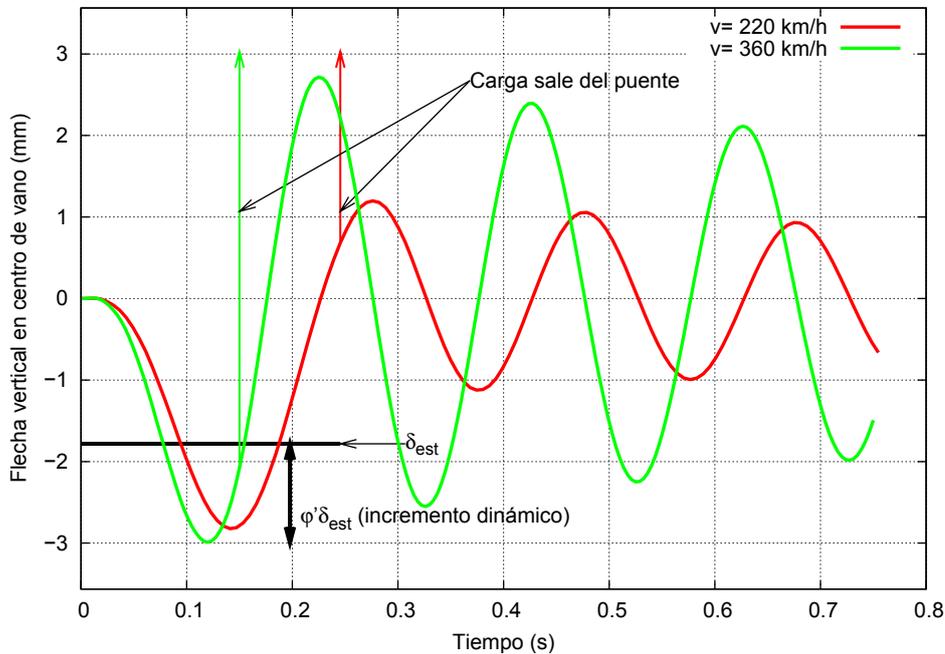
$$\delta_{din} = (1 + \varphi')\delta_{est} \quad (1)$$

La relación  $\delta_{din}/\delta_{est} = (1 + \varphi')$  se denomina *factor dinámico* o *coeficiente de impacto*, también conocido como *factor de amplificación dinámica* en la dinámica estructural. En este caso el factor dinámico se mide a partir de la respuesta en desplazamientos. Asimismo, podría medirse para cualquier otra magnitud de la respuesta estructural (esfuerzos en una determinada sección, tensiones en un determinado punto, etc.). En estructuras simples se puede emplear el factor dinámico de los desplazamientos como representativo de la respuesta dinámica de otras magnitudes estructurales, admitiendo la hipótesis de que la amplificación en desplazamientos estáticos aplica igualmente al resto de esfuerzos que permiten el dimensionamiento de la estructura.

Como ejemplo representativo, consideremos el caso de una carga puntual de 195 kN, correspondiente a un eje de la locomotora del tren de alta velocidad ICE2, que atraviesa un puente isostático de luz  $L = 15$  m con velocidad constante. El resto de las características del puente son la masa por unidad de longitud  $\bar{m} = 15$  t/m, rigidez a flexión  $EI = 7694081$  kN/m<sup>2</sup>, frecuencia fundamental (primer modo de vibración)  $f_0 = 5$  Hz y tasa de amortiguamiento  $\zeta = 2\%$ . Este puente pertenece al catálogo de puentes isostáticos empleado por el comité ERRI D214 en [11]. El resultado del cálculo dinámico puede verse en la Figura 1.1: a la velocidad  $v = 220$  km/h resulta una flecha dinámica máxima  $\delta_{din} = 2,80$  mm, mientras que a la velocidad  $v = 360$  km/h la máxima flecha dinámica es algo mayor, 3,00 mm. Teniendo en cuenta que la flecha estática es  $\delta_{est} = PL^3/(48EI) = 1,78$  mm, esto equi-

vale a un factor dinámico de impacto  $(1 + \varphi') = \delta_{est}/\delta_{din} = 1,69$ . Este incremento dinámico está cubierto por el valor de diseño de  $\varphi'$  prescrito en la ficha UIC776-1R [25], que para este caso resulta  $(1 + \varphi'_{UIC}) = 2,16 > 1,69$ .

**Figura 1.1.** Respuesta dinámica de puente isostático ERRI [11]  $L = 15$  m bajo carga móvil aislada,  $P = 195$  kN, a las velocidades de 220 km/h y 360 km/h



En el ejemplo anterior se comprueba que la consideración del factor dinámico de impacto  $1 + \varphi'$  es suficiente para tener en cuenta el efecto dinámico de una única carga móvil. Consideramos ahora el efecto de un tren completo sobre el mismo puente, en concreto el tren Talgo de alta velocidad (AVE S-102). En la Figura 1.2 se muestran los desplazamientos obtenidos en función del tiempo para una velocidad 360 km/h, incluyendo para realizar la comparación la respuesta que se obtendría en el caso cuasi-estático, es decir sin considerar el efecto de vibración del puente. Se observa un incremento notable de la respuesta, aunque en cualquier caso queda cubierto ampliamente por las sollicitaciones estáticas del tren tipo UIC71 (o LM71), requerido para cálculo en [26, 17, 9]. Como se sabe este tren tipo es una envolvente estática de cargas y proporciona unas acciones notablemente mayores que las de los trenes reales de alta velocidad.

Si realizamos el cálculo a la velocidad (menor)  $v = 236,5$  km/h se obtiene sorprendentemente el resultado de la figura 1.3. Se comprueba que en este caso el incremento dinámico es mucho mayor, debido a un efecto resonante que hace que la amplitud de oscilación crezca en cada ciclo. Lo preocupante en este caso es que ya no queda cubierto por la sollicitación del tren de cargas tipo UIC71.

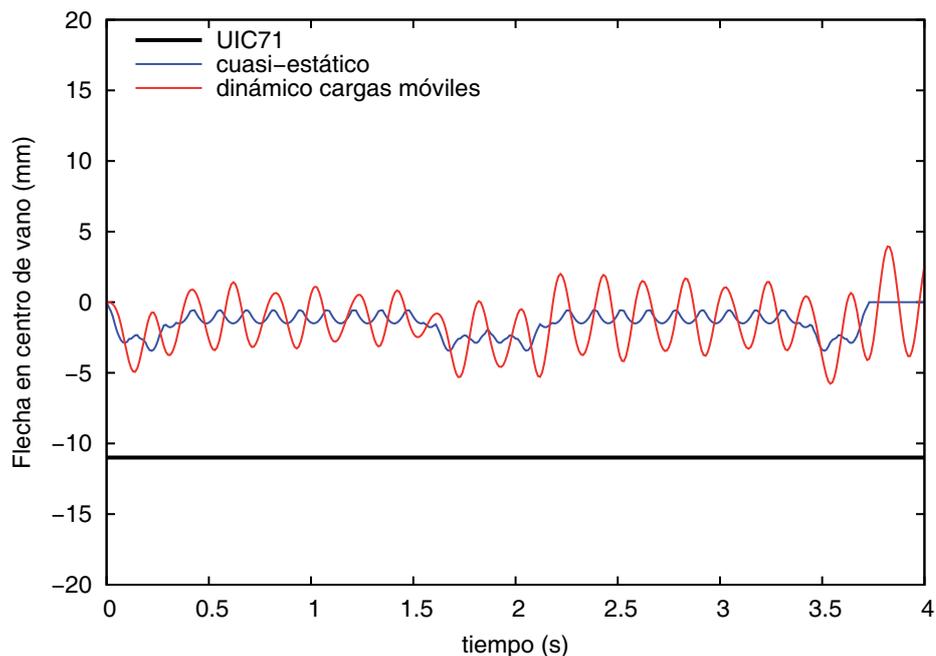
La interpretación de este fenómeno resonante es sencilla: la frecuencia de aplicación de las cargas debidas a los ejes para  $v = 236,5$  km/h, con el espaciamento uniforme de los ejes del Talgo S-102  $D_k = 13,14$  m, es  $f_p = v/D_k = 5$  Hz. La coincidencia de esta frecuencia de excitación con la de vibración fundamental del puente ( $f_p = f_0 = 5$  Hz) determina la resonancia.

Otra manera (equivalente) de interpretar la resonancia es mediante la denominada *longitud de onda* de la excitación,  $\lambda = v/f_0$ . La resonancia puede producirse cuando la longitud característica  $D_k$  de separación de los ejes coincida con un múltiplo entero de dicha longitud de onda:

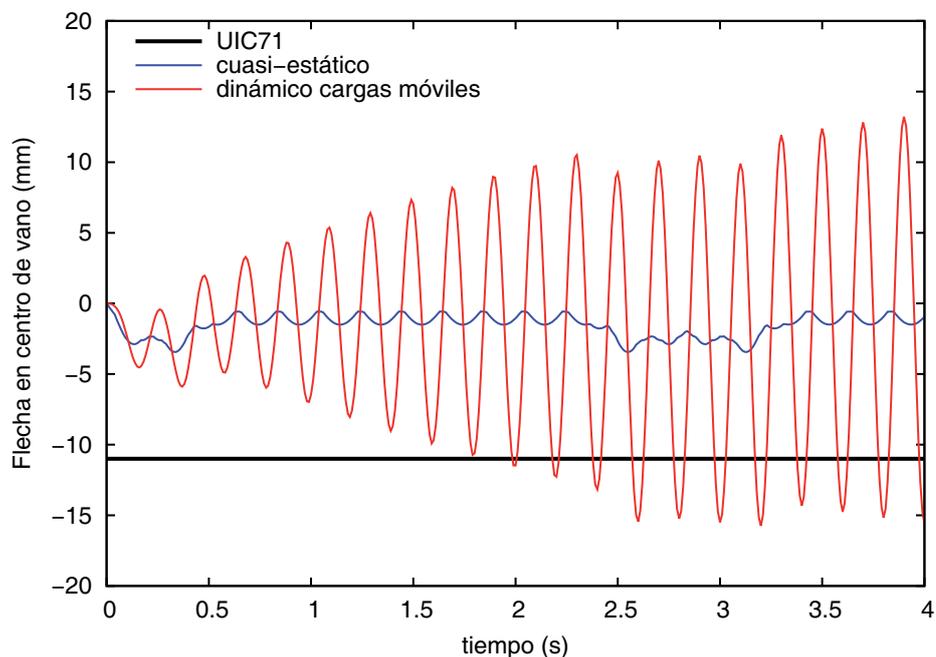
$$D_k = i \cdot \lambda, \quad i = 1, 2, \dots \Rightarrow \text{resonancia} \quad (2)$$

En nuestro caso, para  $v = 236,5$  km/h resulta  $\lambda = 13,14$  m, por lo que la condición anterior se cumple con claridad al coincidir con la distancia regular entre ejes  $D_k$ .

**Figura 1.2.** Talgo S-102 sobre puente ERRI D214  $L = 15$  m,  $f_0 = 5$  Hz,  $\zeta = 0,01$ , a velocidad  $v = 360$  km/h, no resonante. Historia de desplazamientos en el centro del vano



**Figura 1.3.** Talgo S-102 sobre puente ERRI D214  $L = 15$  m,  $f_0 = 5$  Hz,  $\zeta = 0,01$ , a velocidad  $v = 236,5$  km/h, resonante. Historia de desplazamiento en centro de vano

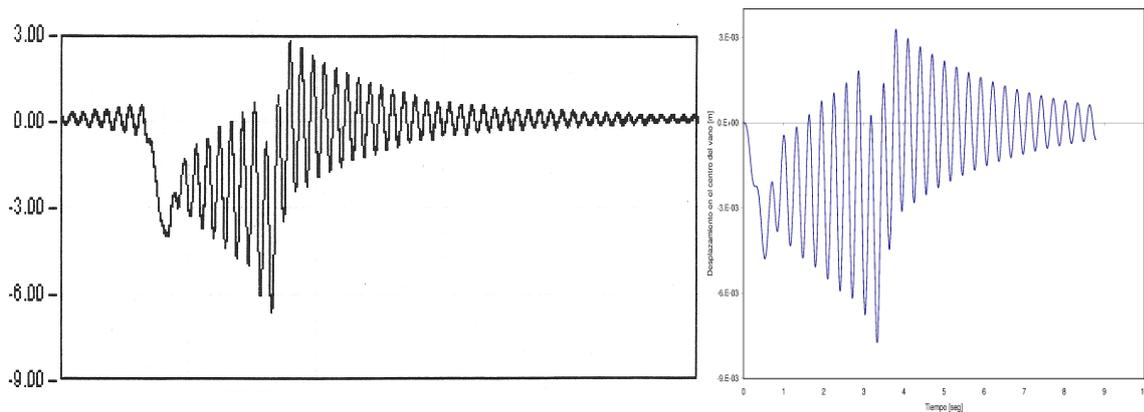


El ejemplo anterior sirve para comprobar que el factor dinámico de impacto  $\Phi$  no tiene en cuenta la posible resonancia que se produciría por la repetición cíclica de cargas. Sin embargo, a este respecto hay que mencionar que para las frecuencias de vibración y distancias entre ejes de los trenes reales circulantes la resonancia no ha sido un fenómeno que se diera en la práctica, hasta la aparición de la alta velocidad que ha cambiado el panorama.

En efecto, por encima de las velocidades de 200 km/h, para las distancias entre ejes de los coches ferroviarios reales (entre 13 y 26 m) —que para una velocidad determinada son las que de-

terminan la frecuencia de repetición de las cargas—, pueden empezar a aparecer fenómenos resonantes. La velocidad de 200 km/h marca el límite de las líneas denominadas convencionales [10]. Como ejemplo real, en la Figura 1.4 se muestran las mediciones resonantes observadas en el viaducto del Tajo para el tren AVE S-100 a una velocidad de 219 km/h [18]. En la misma figura se muestra el resultado de cálculo [6], que coincide en gran medida con las observaciones. El efecto resonante habría resultado aún más acusado de tratarse de un tren de doble composición, con mayor número de ejes. El viaducto del Tajo en la línea del AVE consta de vanos isostáticos con  $L = 38$  m, cuya frecuencia fundamental es  $f_0 = 3,31$  Hz. Por tanto, a la velocidad citada la longitud de onda de excitación es  $\lambda = 18,4$  m, muy próxima a la distancia característica entre bogies del AVE S-100,  $D_k = 18,7$  m.

**Figura 1.4.** Izquierda: desplazamientos medidos en el Viaducto del Tajo (Línea AV Madrid-Sevilla) al paso del AVE S-100 en composición simple con  $v = 219$  km/h [18]. Derecha: desplazamientos calculados con un modelo de integración directa en el tiempo con cargas móviles [6]



En resumen, la resonancia en puentes de ferrocarril, a pesar de constituir un fenómeno bien conocido de la dinámica, ha permanecido ausente hasta hace poco de las normas de cálculo. En consecuencia, no ha sido tenido en cuenta en el proyecto, salvo por el margen que proporcionan las envolventes y los coeficientes de seguridad. Esta ausencia se soluciona con las instrucciones de cálculo más recientes, entre las que cabe destacar el nuevo Eurocódigo EN1991-2 [8] y la instrucción Española IAPF-07 [17].

En lo que resta de este trabajo se describen los efectos dinámicos debidos a las cargas del tráfico ferroviario, así como los distintos modelos de cálculo disponibles para su evaluación. Se proporciona un programa de cálculo (CALDINTAV [7]) que permite el cálculo dinámico de puentes de ferrocarril con modelos simples. Se discuten también los parámetros principales que condicionan la respuesta dinámica y sus implicaciones para el proyecto de los puentes. Se presentan los resultados de dos ejemplos prácticos representativos, desarrollados con el programa CALDINTAV [7]. Por último se resumen las principales conclusiones y recomendaciones.

## RESPUESTA DINÁMICA A UNA CARGA MÓVIL

### 2.1. SOLUCIÓN ANALÍTICA PARA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA

La solución para una carga móvil sobre un puente viga simplemente apoyado es bien conocida y está disponible de forma analítica bajo determinadas hipótesis. Sin embargo, es interesante su consideración por varios motivos. En primer lugar proporciona la base para definir el factor dinámico (o coeficiente de impacto) para multiplicar la respuesta estática como método para el proyecto. Adicionalmente, la solución analítica ayuda a identificar claramente las características de la respuesta dinámica.

A partir de la ecuación dinámica de la vibración de una viga simple, la solución desarrollada por [24] se basa en suponer la deformación de la viga de forma proporcional al modo

$$\phi(x) = \text{sen} \frac{\pi x}{L} \quad (3)$$

siendo  $x \in [0, L]$  la coordenada longitudinal de la viga y  $L$  la luz, de forma que la flecha dinámica en un instante  $t$  cualquiera para el punto  $x$  es

$$y(x, t) = u(t)\phi(x) = u(t) \text{sen} \frac{\pi x}{L} \quad (4)$$

Esta hipótesis puede comprobarse que representa de forma muy aproximada la flecha dinámica de la viga, equivaliendo a un análisis modal<sup>1</sup> que emplea un único *modo fundamental* de vibración. Más adelante, en el apartado 3.2 se consideran las implicaciones de considerar uno o más modos de vibración en el análisis dinámico.

Una propiedad característica de los modos de vibración es que en movimiento libre desarrollan un movimiento armónico con una frecuencia característica para cada modo denominada *frecuencia propia*. En este caso, para el modo fundamental se denomina análogamente *frecuencia fundamental* de vibración. Esta puede expresarse como frecuencia angular  $\omega_0$  en rad/s o como frecuencia circular  $f_0 = \omega_0/(2\pi)$  en Hz (ciclos/s).

Para una carga con velocidad constante  $v$  se puede definir para una viga determinada de frecuencia fundamental  $f_0$  la *longitud de onda* como  $\lambda = v/f_0$ . Adicionalmente, si la viga es de luz  $L$  se define un parámetro adimensional  $\alpha$  para la velocidad de la carga como

$$\alpha = \frac{\lambda}{2L} = \frac{v}{2f_0L} \quad (5)$$

La función del tiempo que define el desplazamiento en el centro del vano, en relación con la máxima respuesta estática<sup>2</sup>  $y_s = PL^3/(48EI)$  y considerando algunas simplificaciones válidas para amortiguamiento pequeño ( $\zeta \ll 1$ ) es:

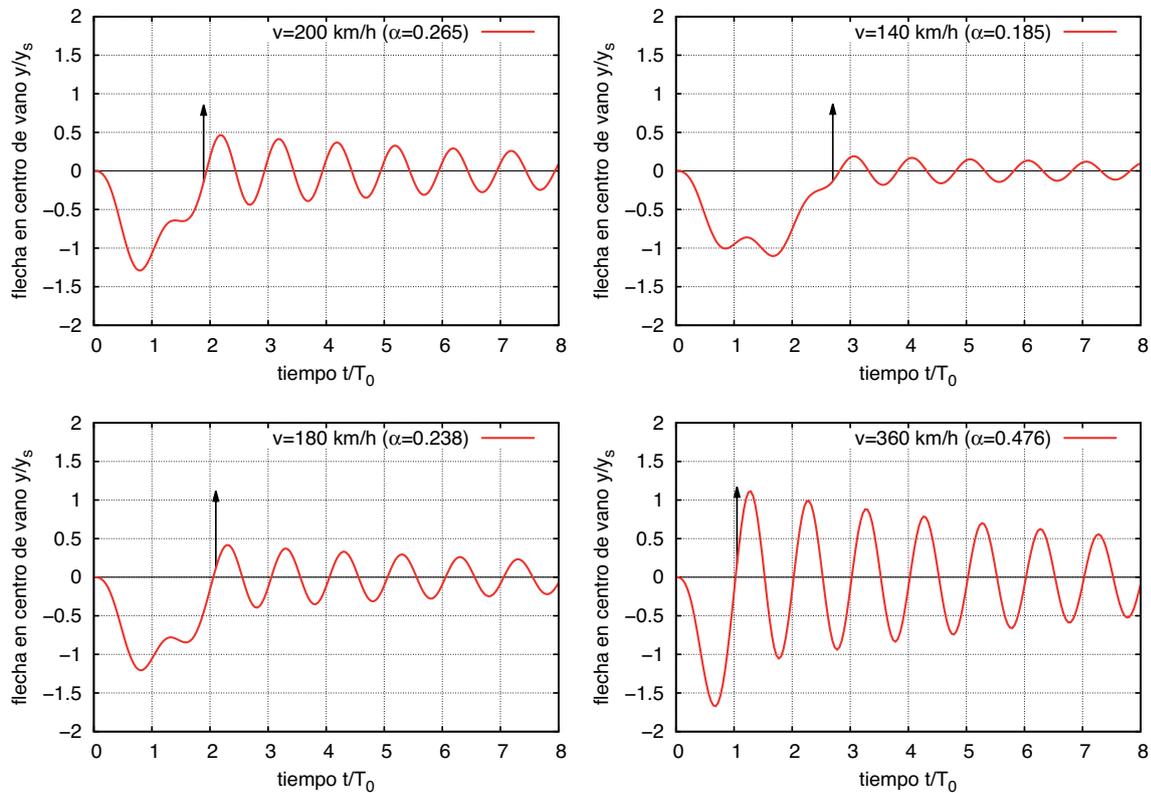
<sup>1</sup> Queda fuera del alcance de este documento la descripción de las ecuaciones y modelos básicos de la dinámica estructural y en concreto del análisis modal, para lo que se recomiendan las referencias [4], [3], [15].

<sup>2</sup> En realidad, desarrollando el cálculo mediante análisis modal con un único modo este término resulta  $y_s = 2PL^3/(\pi^4 EI)$ , valor casi idéntico al obtenido mediante el cálculo clásico de la teoría de flexión de vigas  $y_s = PL^3/(48EI)$ .

$$y(t) = \frac{Y_s}{1 - \alpha^2} [\text{sen}(\alpha\omega_0 t) - \alpha e^{-\zeta\omega_0 t} \text{sen}(\omega_0 t)] \quad (6)$$

En esta ecuación dentro del corchete se observa que la respuesta es la suma de dos términos. El primero es debido a la excitación de la carga exterior, y el segundo a la vibración libre del puente. La función de respuesta así expresada es válida durante el tiempo en que la carga permanece en el vano, siendo el movimiento después simplemente una vibración libre (amortiguada o no) de la viga. En la Figura 2.1 se representa esta solución para diferentes velocidades, pudiendo comprobarse que para los casos más lentos el puente tiene tiempo de oscilar varias veces antes de que salga la carga, siendo la amplitud dinámica obtenida bastante menor. En el caso mostrado con la velocidad mayor  $v = 360$  km/h se obtiene una amplitud de oscilación mayor, alcanzándose esta durante el tiempo que la carga está en el puente.

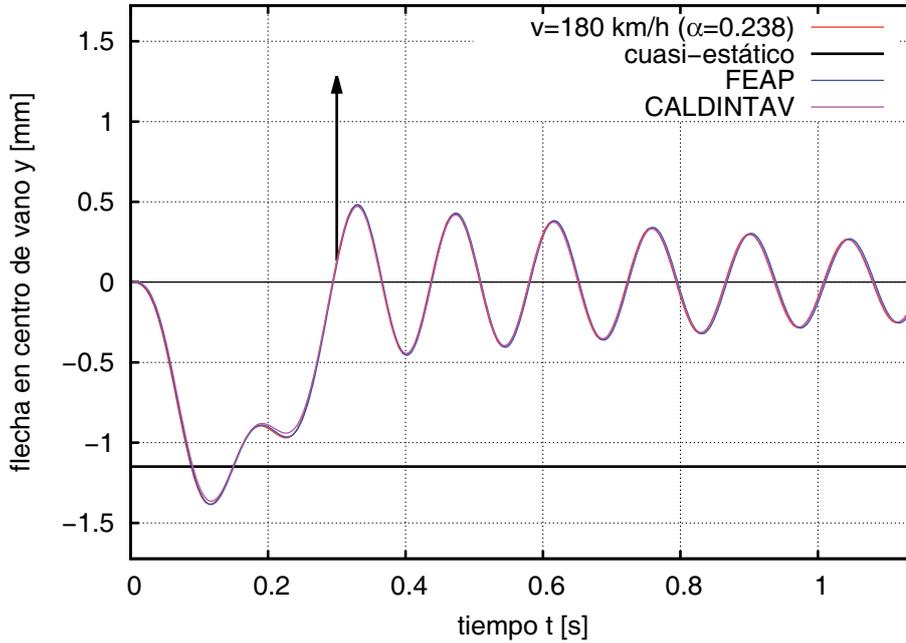
**Figura 2.1.** Respuesta del puente simplemente apoyado ( $L = 15$  m,  $f_0 = 7$  Hz,  $\bar{m} = 12$  t/m,  $\zeta = 1,85\%$ ) para una carga móvil  $P = 200$  kN a distintas velocidades: 140, 180, 200 y 360 km/h. La flecha indica en cada caso el instante en que la carga sale del puente y este queda en vibración libre amortiguada. Los ejes representan de forma adimensional la flecha relativa a la estática  $y(t)/y_s$  y el tiempo relativo al período fundamental,  $t/T_0$  (El período fundamental es  $T_0 = 1/f_0$ , de forma que para  $t/T_0 = 1$  la viga desarrollaría una oscilación completa en movimiento libre)



En la Figura 2.2 se representa con mayor detalle la respuesta para el caso de  $v = 180$  km/h, mostrándose asimismo superpuestos en el gráfico los resultados obtenidos con otros métodos de cálculo: por una parte el cálculo mediante la integración numérica en el tiempo de los modos de vibración (programa CALDINTAV [7]<sup>3</sup>), y por otra el cálculo mediante elementos finitos (programa FEAP [23]) en el que se realiza una discretización del vano con 20 elementos tipo viga. Como puede comprobarse los tres resultados son prácticamente idénticos.

<sup>3</sup> El programa CALDINTAV [7] se describe en el Anejo A de este documento, es de uso libre y su descarga puede realizarse mediante el enlace proporcionado en la referencia bibliográfica citada. CALDINTAV resuelve el cálculo dinámico de puentes modelados mediante vigas rectas, tanto simplemente apoyadas como continuas, sometidos a flexión longitudinal en el plano vertical. Para cálculos que necesiten modelos más complicados, incluyendo por ejemplo efectos transversales o tridimensionales, deberá emplearse un programa de elementos finitos adecuado para el cálculo dinámico con cargas móviles.

**Figura 2.2.** Resultado del cálculo para la carga móvil a la velocidad  $v = 180$  km/h, comparándose el resultado analítico con el obtenido mediante integración numérica del modo sin discretizar (CALDINTAV [7]) y el obtenido mediante elementos finitos con el modo discretizado (FEAP [23])



Para la respuesta a la carga móvil, a partir de la ecuación (6) se puede calcular el máximo  $y_{\text{din}}$  en función del tiempo<sup>4</sup>. Para el caso más desfavorable sin amortiguamiento ( $\zeta = 0$ ) el máximo se alcanza para  $\dot{y} = 0 \Rightarrow \omega_0 t = 2n\pi/(1 + \alpha)$ , con el resultado

$$\frac{y_{\text{din}}}{y_s} = \frac{1}{1 - \alpha^2} \left[ \text{sen} \left( \frac{\alpha}{1 + \alpha} 2\pi \right) - \alpha \text{sen} \left( \frac{1}{1 + \alpha} 2\pi \right) \right] \quad (7)$$

Esta expresión proporciona una envolvente del coeficiente dinámico en función del parámetro adimensional  $\alpha$ , representada en la Figura 2.3. Esta envolvente muestra un máximo absoluto de la respuesta para un valor crítico  $\alpha_c$  (o para su correspondiente velocidad  $v_c$ ):

$$\alpha_c = 0,617 \quad \left( \frac{y_{\text{din}}}{y_s} \right)_{\text{máx}} = (1 + \varphi'_{\text{din}})_{\text{máx}} = 1,768 \quad (8)$$

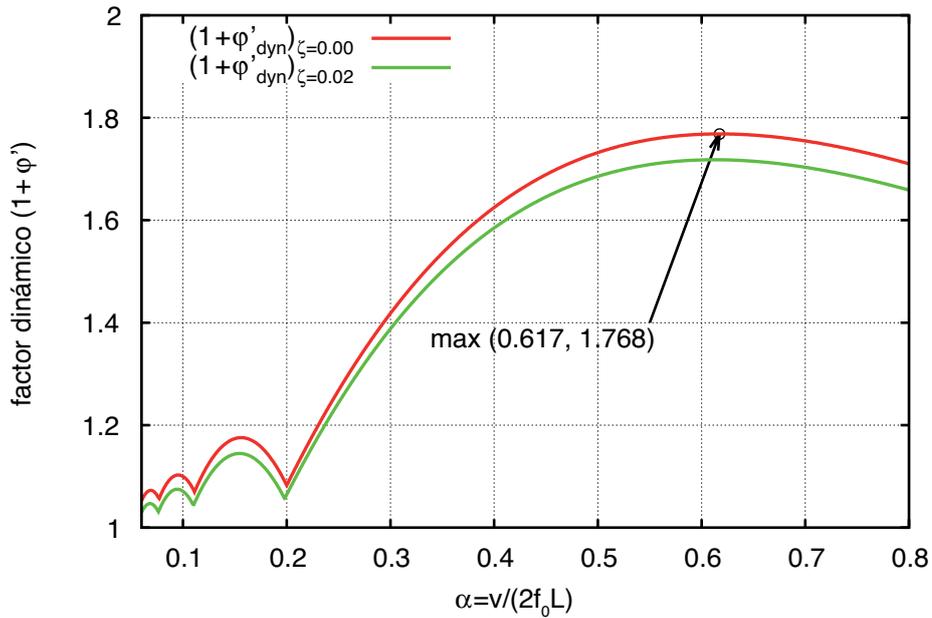
Para velocidades más lentas (es decir, valores más bajos de  $\alpha$ ) se producen otros máximos locales en la envolvente, correspondientes a situaciones en las que el puente tiene tiempo de oscilar más de una vez durante el paso de la carga. En la figura se representa también la envolvente para el puente con amortiguamiento, comprobándose la reducción obtenida en la respuesta.

En la Figura 2.3 se representa la envolvente (para amortiguamiento nulo  $\zeta = 0$ ) junto con la expresión del factor dinámico de impacto para trenes reales definido en la norma UIC 776-1 [25]. Este coeficiente es la base de la consideración de los efectos dinámicos en situaciones no resonantes, a velocidades menores de 200 km/h en la normativa de acciones en puentes de ferrocarril [8]<sup>5</sup>.

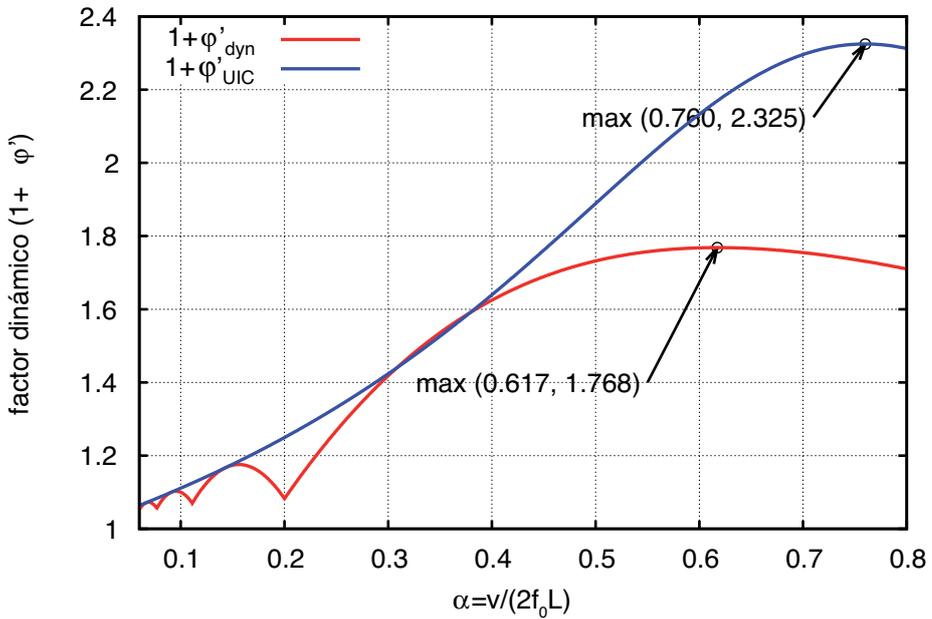
<sup>4</sup> Se puede comprobar que para los casos de cargas móviles con velocidad muy alta para las que el máximo se alcanza después que la carga sale del vano la respuesta del puente es menor.

<sup>5</sup> Los coeficientes de impacto simplificados  $\Phi_{[2,3]}$  definidos en esta norma se obtienen a partir del coeficiente citado, teniendo en cuenta las velocidades máximas y el tren de cargas verticales (no real) LM71.

**Figura 2.3.** Envolvente del factor dinámico o coeficiente de impacto ( $1 + \varphi'_{\text{din}}$ ) de la solución analítica para la carga móvil, con y sin amortiguamiento



**Figura 2.4.** Envolventes del coeficiente de impacto;  $\varphi'_{\text{din}}$  de la solución analítica para la carga móvil,  $\varphi'_{\text{UIC}}$  de la ficha UIC 776-1 [25]



Como ejemplo, para los puentes en el catálogo del comité ERRI D214 [11], los máximos de  $\varphi'_{\text{din}}$  corresponden a  $v_c = 333$  km/h para  $L = 15$  m y  $v_c = 356$  km/h para  $L = 20$  m, velocidades que pueden ser alcanzadas fácilmente por los trenes de alta velocidad actuales.

## 3.1. CÁLCULO ESTÁTICO Y FACTOR DINÁMICO DE IMPACTO

Como ya se ha comentado, este procedimiento no requiere la realización de un cálculo dinámico como tal, sino que se basa en la aplicación del factor dinámico o coeficiente de impacto al resultado del cálculo estático. La definición básica de este coeficiente propuesta en [8] y el anejo C de [26] es la siguiente

$$\phi_{\text{real}} = 1 + \varphi' + \varphi'' \quad (9)$$

En ella el término  $\varphi'$  corresponde al incremento dinámico en una vía ideal, calculándose como

$$\varphi' = \frac{\alpha}{1 - \alpha + \alpha^4} \quad (10)$$

siendo<sup>6</sup>  $\alpha = v/(2f_0L)$ ,  $v$  la velocidad del tren,  $f_0$  la primera frecuencia fundamental de vibración del puente y  $L$  la luz del vano en el caso de estar simplemente apoyado o en otro caso la longitud equivalente. A su vez, el término  $\varphi''$  determina el efecto de las irregularidades que vale

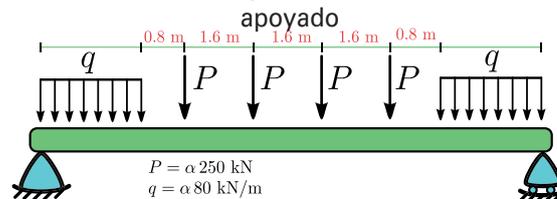
$$\varphi'' = \frac{a}{100} \left[ 56e^{-(L/10)^2} + 50 \left( \frac{f_0L}{80} - 1 \right) e^{-(L_\Phi/20)^2} \right] \quad (11)$$

siendo  $a = \min(v/22, 1)$ , con la velocidad  $v$  expresada en m/s.

El coeficiente  $\phi_{\text{real}}$  tal y como se ha definido en (9) se aplicaría a las cargas de los trenes reales en circulación, cada uno a la velocidad máxima correspondiente, que será menor lógicamente para los trenes de mercancías que para los trenes más ligeros de pasajeros. Para simplificar la consideración de los tipos de trenes se establece en [8], [26] un tren tipo envolvente denominado LM71, formado por cuatro cargas de 250 kN y una carga repartida ilimitada de 80 kN/m (Figura 3.1). Este tren tipo puede representar acciones más de tres veces mayores que las de los trenes ligeros de pasajeros de alta velocidad. Finalmente, se establece en [26] un coeficiente de impacto envolvente que se aplicará sobre las acciones de este tren tipo LM71, cuyo valor en caso de vía bien mantenida<sup>7</sup> es

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad , \quad \text{con } 1,0 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (12)$$

**Figura 3.1.** Aplicación del modelo de cargas verticales LM71 para un puente simplemente



<sup>6</sup> En realidad en la instrucción [26] se emplea la notación  $K$  en lugar de la variable que aquí se denomina  $\alpha$ . Sin embargo, preferimos aquí esta notación para evitar confusiones con la rigidez.

<sup>7</sup> Para el caso de *mantenimiento estándar* es,  $\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,72$  , con  $1,0 \leq \Phi_2 \leq 2,0$ .

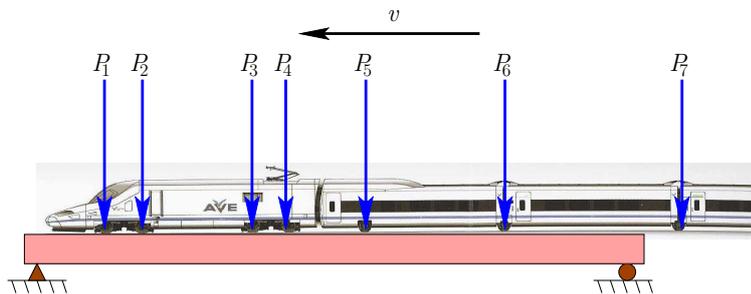
La aplicación del coeficiente de impacto está sujeto a algunas restricciones, con objeto de que responda a las situaciones reales de puentes y de trenes para las que fue formulado y comprobada su validez. En concreto, la frecuencia fundamental debe cumplir determinadas condiciones detalladas en [26]. Sin embargo, el condicionante más importante es la limitación de su uso para velocidades  $\leq 200$  km/h, ya que se considera que por encima de dicho límite pueden aparecer fenómenos resonantes, no considerados en este coeficiente. Para este caso se debe emplear alguno de los métodos descritos a continuación.

### 3.2. CÁLCULO DINÁMICO CON CARGAS MÓVILES

El procedimiento general de cálculo dinámico se basa en la integración en el tiempo de la respuesta para las cargas móviles representativas de los ejes del tren (Figura 3.2). Este método sirve tanto para situaciones resonantes o no, y constituye un modelo suficientemente aproximado para la mayoría de las situaciones prácticas de proyecto. La disponibilidad actual de programas de cálculo adecuados y ordenadores con suficiente capacidad permite la realización de dichos cálculos sin gran dificultad. Debe advertirse que para su correcta aplicación es necesaria una familiarización con los conceptos y modelos de la dinámica estructural.

Anejo a este trabajo se proporciona un programa de cálculo dinámico [7] para los casos más sencillos de vigas rectas sometidas a flexión en el plano vertical sometidas a trenes de cargas móviles, en el que la solución se desarrolla mediante análisis modal. El programa permite analizar desplazamientos y aceleraciones tanto en puentes isostáticos (simplemente apoyados) como hiperestáticos (vigas continuas), y contiene la definición de los trenes de alta velocidad más usuales en Europa así como de los trenes de cargas que conforman el modelo dinámico HSLM.

**Figura 3.2.** Secuencia de cargas móviles de un tren de alta velocidad para el cálculo dinámico



Considerando el caso simple de un puente viga recto y suficientemente esbelto, su respuesta queda definida por la ecuación dinámica de la elástica:

$$\bar{m}\ddot{u} + (Elu'')'' = p(x, t) = \sum_{k=1}^N P_k \langle \delta(x + d_k - vt) \rangle \quad (13)$$

para un tren con  $N$  cargas concentradas de ejes  $P_k$  a distancias  $d_k$ , siendo  $\delta(\bullet)$  la función delta de Dirac. Los corchetes  $\langle \cdot \rangle$  tienen el significado  $\langle \delta(\xi) \rangle = \delta(\xi)$  si  $0 < \xi < L$  (carga en el puente) o 0 en otro caso.  $\bar{m}$  representa la masa por unidad de longitud,  $E$  el módulo elástico,  $I$  la inercia a flexión,  $u(x)$  la flecha para cada punto  $x$  y  $p(x, t)$  la distribución de cargas. En esta ecuación diferencial la prima ( $\bullet'$ ) indica derivada con respecto a  $x$  y el punto ( $\bullet\dot{\bullet}$ ) respecto a  $t$ . Implícito en la ecuación anterior está el modelo de viga de Bernouilli (sin deformación por cortante) así como la ausencia de efectos de torsión por excentricidad de la carga.

Esta ecuación se puede generalizar para estructuras arbitrarias con vigas 3D, efectos de torsión, deformación a cortante, o con descripciones más generales de medios continuos. En particular, la torsión uniforme se puede añadir de forma sencilla a la ecuación anterior. Por simplicidad en este trabajo nos limitaremos a la ecuación (13).

A partir de la ecuación (13), la discretización del modelo de la estructura mediante elementos finitos u otro método equivalente conduce en general a un sistema de ecuaciones diferenciales lineales del tipo

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f}(t) \quad (14)$$

siendo  $\mathbf{M}$  la matriz de masas,  $\mathbf{C}$  la matriz de amortiguamiento,  $\mathbf{K}$  la matriz de rigidez,  $\mathbf{u}$  el vector de desplazamientos incógnita y  $\mathbf{f}(t)$  el vector de fuerzas correspondiente a las cargas móviles, función del tiempo.

A diferencia de los cálculos estáticos en ingeniería estructural, que dan lugar a *ecuaciones algebraicas* (lineales o no), en este caso se obtiene un sistema de *ecuaciones diferenciales* (14) cuya resolución exige la integración en el tiempo. Para ello, podremos emplear un método directo que resolvería los  $N$  grados de libertad del problema completo integrando las ecuaciones (14). Aunque en algunos casos esta integración completa es necesaria, generalmente es preferible realizar una reducción de los grados de libertad mediante análisis modal. Este procedimiento se basa en un primer cálculo de los modos normales de vibración y de sus frecuencias asociadas, para posteriormente seleccionar únicamente los modos significativos e integrar este conjunto reducido de grados de libertad. En algunos casos simples, como la viga simplemente apoyada, es posible incluso determinar estos modos analíticamente, partiendo de la ecuación básica (13) sin que sea necesario discretizar la estructura mediante programas de elementos finitos o cálculo matricial. Este es el procedimiento seguido en el programa CALDINTAV [7] anejo a este trabajo.

Una vez obtenidos los modos de vibración  $\phi_i(x)$  y sus frecuencias asociadas  $\omega_i$ , siendo  $x$  la coordenada longitudinal del puente, resulta una ecuación desacoplada para cada modo:

$$M_i \ddot{y}_i + 2\zeta_i \omega_i M_i \dot{y}_i + \omega_i^2 M_i y_i = \sum_{k=1}^{n_{\text{ejes}}} F_k \langle \phi_i(vt - d_k) \rangle \quad (15)$$

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

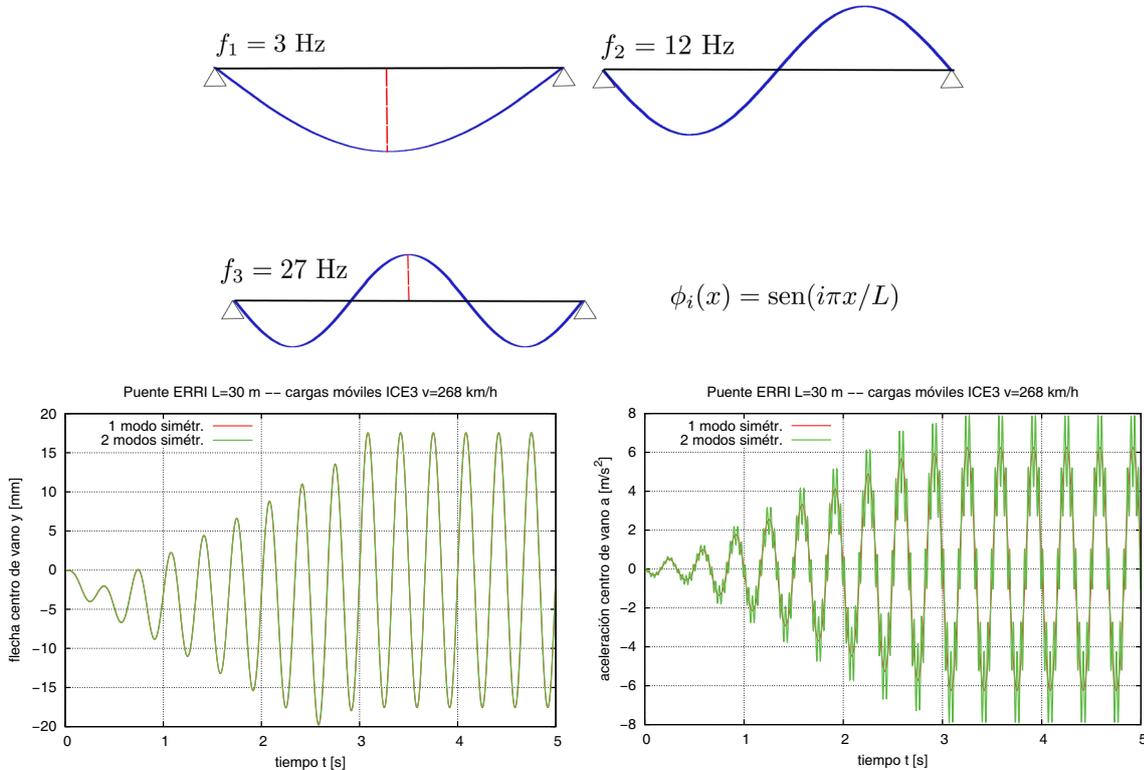
$$\langle \phi(x) \rangle = \begin{cases} \phi(x) & \text{si } 0 < x < L \text{ (carga en el puente)} \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases} \quad (16)$$

El análisis modal representa importantes ventajas y economías de cálculo para puentes ferroviarios, ya que generalmente sólo se necesita considerar un número de modos reducido, mucho menor que el número de grados de libertad del modelo completo. En el caso de un puente simplemente apoyado para el cálculo de desplazamientos suele ser suficiente un único modo de vibración. Más abajo discutimos mediante un ejemplo significativo la influencia de considerar distinto número de modos de vibración. Esta reducción adquiere especial relevancia si se tiene en cuenta que generalmente se necesita hacer barridos en función de la velocidad de los trenes, necesitándose centenares de cálculos dinámicos, ya que a menudo es difícil conocer exactamente a priori las velocidades críticas de resonancia. Sin embargo, es conveniente advertir que para extraer de manera precisa ciertas variables del modelo, como los esfuerzos o reacciones estructurales, puede ser necesario considerar un número mayor de modos, o incluso emplear las ecuaciones completas (14).

Un aspecto que puede tener importancia es el número de modos a considerar en el cálculo. Generalmente esta decisión se debe tomar basada en un juicio ingenieril y un conocimiento lo más detallado posible de las características dinámicas del sistema. Por ejemplo, el cálculo de desplazamientos para una viga simplemente apoyada puede realizarse generalmente solo con el primer modo de vibración (modo fundamental). El cálculo de aceleraciones o la extracción de tensiones o esfuerzos seccionales a menudo requiere considerar un número mayor de modos. Para el cálculo de aceleraciones en el puente se requiere generalmente considerar solo las frecuencias por debajo de 30 o 60 Hz, por lo que los modos de frecuencias más altas pueden eliminarse directamente.

Como ejemplo presentamos resultados comparativos para el caso del puente de ERRI D214 [11] de  $L = 30$  m. Los primeros modos de vibración de este puente, así como los resultados para desplazamientos y aceleraciones bajo la acción del tren de alta velocidad ICE3 (AVE S-103) se muestran en la Figura 3.3.

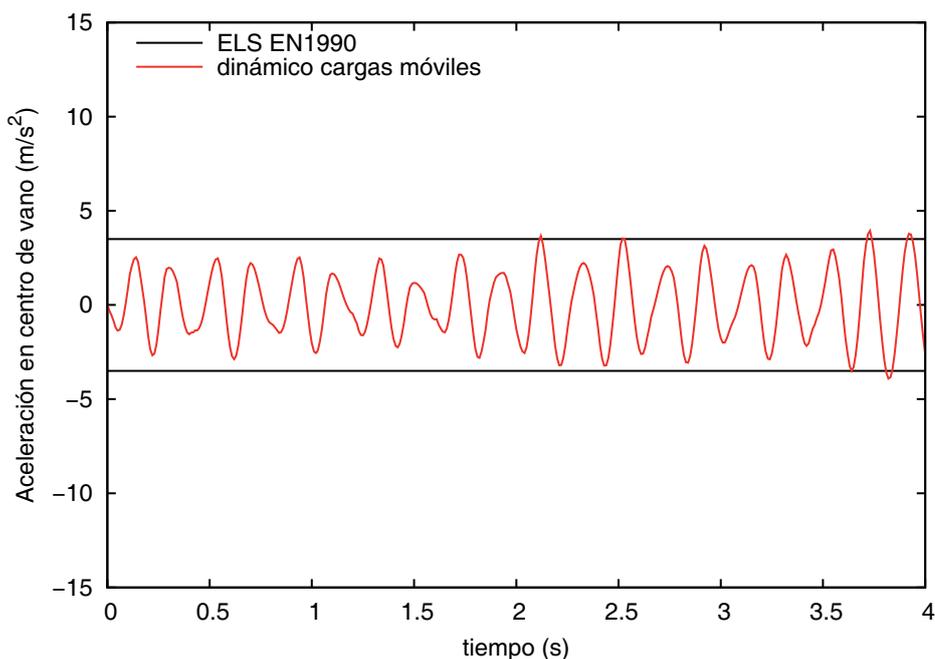
**Figura 3.3.** Influencia del número de modos para un puente simple, en desplazamientos (izquierda) y en aceleraciones (derecha). Tren ICE3 (AVE S-103) a  $v = 268$  km/h sobre el puente de  $L = 30$  m del catálogo de ERRI D214 [11]. La respuesta en rojo considera solo el primer modo de vibración (modo fundamental), mientras que la verde considera los modos 1 y 3, ya que el modo antisimétrico 2 no tiene ninguna contribución, ya que su valor es nulo en el punto medio del vano que es el monitorizado



La mayoría de los programas de cálculo por elementos finitos incluyen este tipo de técnicas de cálculo dinámico lineal y el análisis modal. Sin embargo, es menos usual que incluyan una utilidad para considerar las fuerzas  $f(t)$  producidas por las cargas móviles, en cuya ausencia deberán programarse rutinas de cálculo específicas, ya que su codificación a mano resulta exageradamente laboriosa.

Uno de los resultados de estos cálculos dinámicos son los valores relacionados con los estados límite últimos (ELU), como esfuerzos o tensiones. En la mayoría de los casos simples basta con evaluar los desplazamientos en puntos clave como centros de vanos, que bajo la hipótesis aproximada de proporcionalidad servirían para determinar dichos esfuerzos a partir de un cálculo estático patrón. Es importante advertir que también deben verificarse variables relacionadas con estados límite de servicio (ELS) como desplazamientos, giros y aceleraciones en el puente. Generalmente esta respuesta relacionada con ELS resulta la más crítica en el dimensionamiento de la estructura [20]. Como ejemplo se muestra en la Figura 3.4 la historia de aceleraciones correspondiente al mismo caso antes mostrado en la Figura 1.2. Se puede comprobar que el límite admisible está más próximo en el caso de las aceleraciones que para los desplazamientos. Como se ha dicho antes éstos pueden considerarse que definen de manera proporcional los esfuerzos estructurales.

**Figura 3.4.** Talgo S-102 sobre puente ERRI  $L = 15$  m a velocidad  $v = 360$  km/h, no resonante.  
Historia de aceleraciones



### 3.3. IMPRONTA DINÁMICA

Una alternativa al cálculo dinámico directo, que puede resultar útil en algunos casos, es el uso de modelos basados en la *impronta dinámica del tren*. Estos modelos desarrollan la respuesta como combinaciones de sumas de armónicos amortiguados, y establecen cotas superiores de esta suma. Conducen finalmente a expresiones analíticas que son envolventes aproximadas y permiten evitar así el análisis dinámico directo por integración en el tiempo. En contrapartida su aplicación está limitada a *puentes simplemente apoyados*, que puedan representarse dinámicamente mediante un único modo de vibración. Estos modelos han sido desarrollados y empleados hace tiempo por grupos de la SNCF, pudiendo encontrarse una descripción detallada en [6, 11].

La *impronta dinámica* de un tren se puede interpretar como una función que caracteriza el efecto dinámico de un tren sobre un puente cualquiera (simplemente apoyado). Hay varios tipos de modelos de este tipo propuestos, básicamente similares aunque con algunas diferencias de detalle:

- DER, basado en la Descomposición de la Excitación en Resonancia;
- LIR, basado en la Línea de Influencia Residual;
- IDP, una versión ligeramente modificada del LIR con objeto de mejorar su precisión [6].

Todos los métodos anteriores proporcionan una envolvente analítica de la respuesta dinámica de un puente, basados en las siguientes hipótesis:

1. puente asimilable a una viga simplemente apoyada, con cargas móviles
2. solo se considera el primer modo de vibración de la viga
3. se desprecian algunos términos que son suficientemente pequeños en condiciones resonantes (como consecuencia el resultado puede no ser una cota superior para situaciones no resonantes).

El empleo de la impronta permite separar el efecto dinámico del puente del efecto del tren. La respuesta se determina como producto de tres términos: 1) un término constante, 2) la *línea de influencia dinámica* y 3) la *impronta dinámica* del tren. Tomemos como ejemplo el método LIR para evaluar la aceleración máxima. Este método se basa en el cálculo de las vibraciones libres residua-

les después de que cada carga individual haya abandonado el puente. La aceleración  $\Gamma$  en el centro del vano puede expresarse como:

$$\Gamma = \frac{1}{M} \cdot A(K) \cdot G(\lambda) \quad (17)$$

donde  $M$  es la masa total del puente y

$$A(K) = \frac{K}{1 - K^2} \sqrt{e^{-2\zeta(\pi/K)} + 1 + 2 \cos\left(\frac{\pi}{K}\right) e^{-\zeta(\pi/K)}} \quad (18)$$

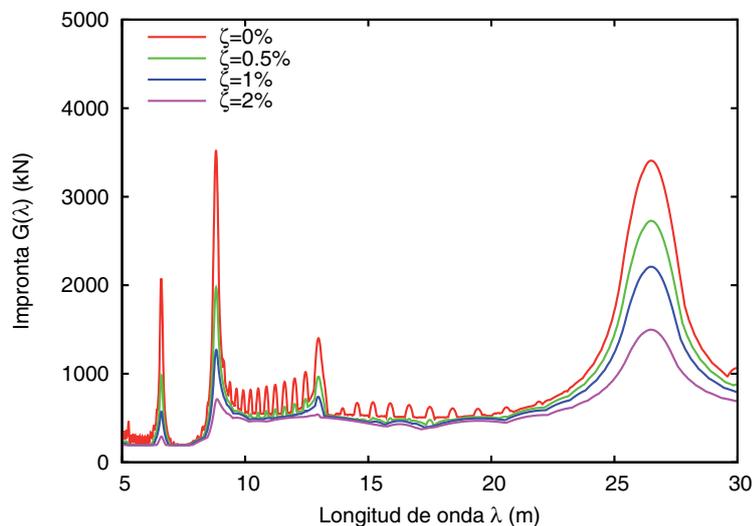
$$G(\lambda) = \max_{i=1}^N \sqrt{\left[ \sum_{k=1}^i F_k \cos(2\pi\delta_k) e^{-2\pi\zeta\delta_k} \right]^2 + \left[ \sum_{k=1}^i F_k \sen(2\pi\delta_k) e^{-2\pi\zeta\delta_k} \right]^2} \quad (19)$$

siendo  $\lambda = v/f_0$  la longitud de onda, con  $v$  la velocidad de circulación y  $f_0$  la frecuencia propia (Hz) del primer modo de vibración,  $K = \lambda/(2l)$ , con  $l$  la longitud del tramo isostático,  $F_k$  las cargas de cada uno de los  $N$  ejes,  $\delta_k = (x_k - x_1)/\lambda$  las distancias normalizadas al primer eje de la composición, y  $\zeta$  la tasa de amortiguamiento.

El término  $G(\lambda)$  (ecuación (19)) es el denominado *impronta dinámica*, mientras que  $A(K)$  es la *línea de influencia dinámica*. Obsérvese que la impronta del tren depende sólo de la distribución de las cargas por eje del tren y del amortiguamiento. Cada tren de cargas tiene una impronta dinámica propia, que es independiente de las características mecánicas de los puentes.

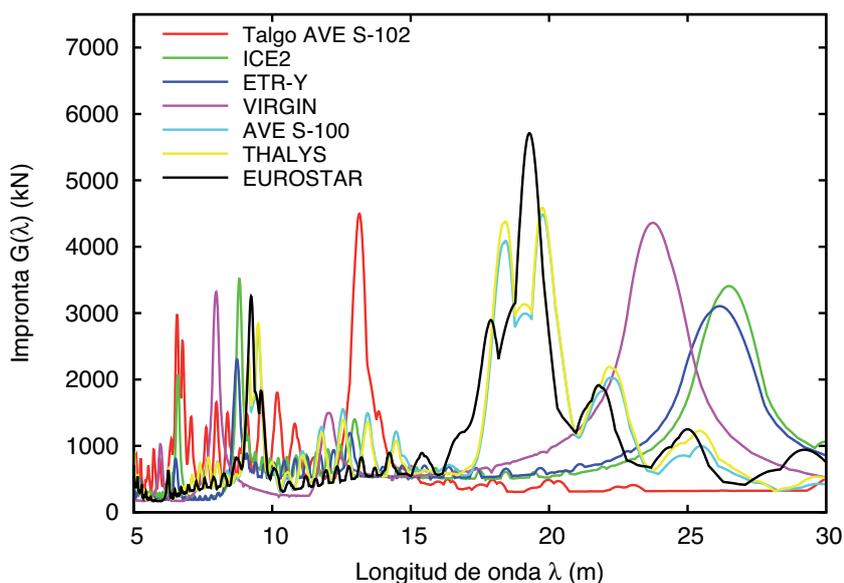
Como ejemplo, en la Figura 3.5 se muestra la impronta del tren de alta velocidad ICE2 para distintos valores de amortiguamiento del puente. Esta función muestra un pico resonante cuando la longitud de onda  $\lambda$  iguala la longitud del coche  $L = 26,4$  m, y picos secundarios para submúltiplos  $L/2$ ,  $L/3$ , etc. Las improntas de otros trenes son diferentes dependiendo de las longitudes características entre los ejes y las cargas de los mismos.

**Figura 3.5.** Impronta dinámica para el tren de AV ICE2, con distintos amortiguamientos del puente



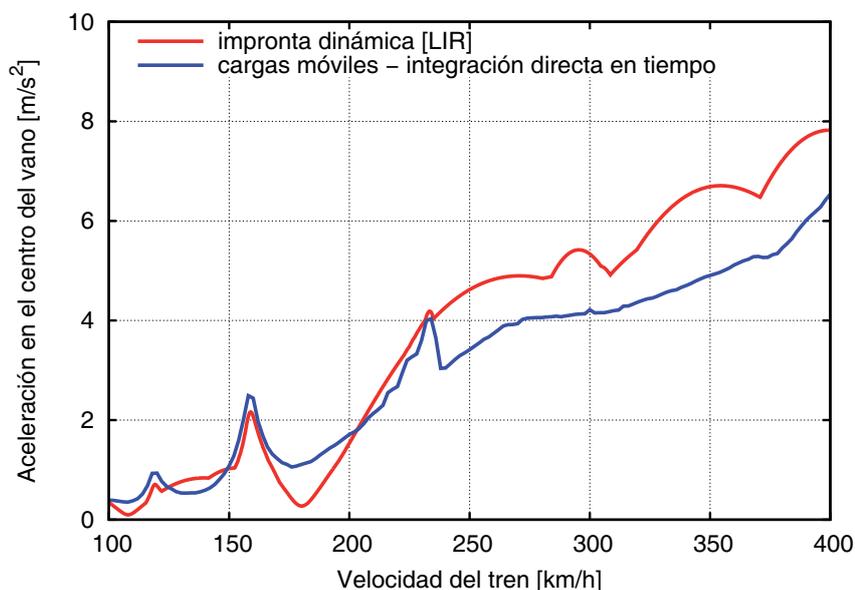
Los picos de las improntas dinámicas definen las longitudes de onda resonantes para cada tren, y están asociadas a las distancias características entre ejes. En la Figura 3.6 se representan las improntas dinámicas de los trenes de alta velocidad en Europa, pudiéndose observar las distintas características de las mismas. Por ejemplo, se observa claramente que en el Talgo AVE S-102 se produce un pico muy marcado para  $\lambda = 13,14$  m, distancia regular entre los ejes del mismo. Por el contrario, para los trenes con vehículos convencionales de bogies como el ICE2 la longitud de los coches es mayor y consecuentemente la  $\lambda$  de resonancia. En concreto para el ICE2 el pico fundamental se produce para  $\lambda = 26,4$  m que coincide con la longitud del coche.

**Figura 3.6.** Improntas dinámicas de trenes reales de alta velocidad en Europa, sin amortiguamiento



Se puede desarrollar una aplicación práctica para obtener la envolvente de aceleraciones máximas en función de la velocidad del tren. En la Figura 3.7 se muestra el resultado para un tren ICE2 a velocidades entre 100 y 400 km/h. Se compara con la envolvente obtenida en un barrido de velocidades similar con cálculo dinámico y cargas móviles. Como era de esperar, los resultados obtenidos con la impronta son una cota superior conservadora para el rango de velocidades críticas ( $v > 200$  km/h). Para algunas velocidades, por ejemplo 175 km/h, los resultados no son una estimación conservadora, aunque esto carece de importancia práctica para el proyecto ya que estos valores son más bajos y no son los críticos para el diseño.

**Figura 3.7.** Ejemplo de aplicación: envolvente de aceleraciones máximas para el barrido de velocidades con un tren ICE2. Puente de ERRI D214 [11]  $l = 15$  m,  $f_0 = 5$  Hz,  $\zeta = 2\%$ . Comparación entre el resultado con la impronta LIR y el cálculo dinámico con cargas móviles

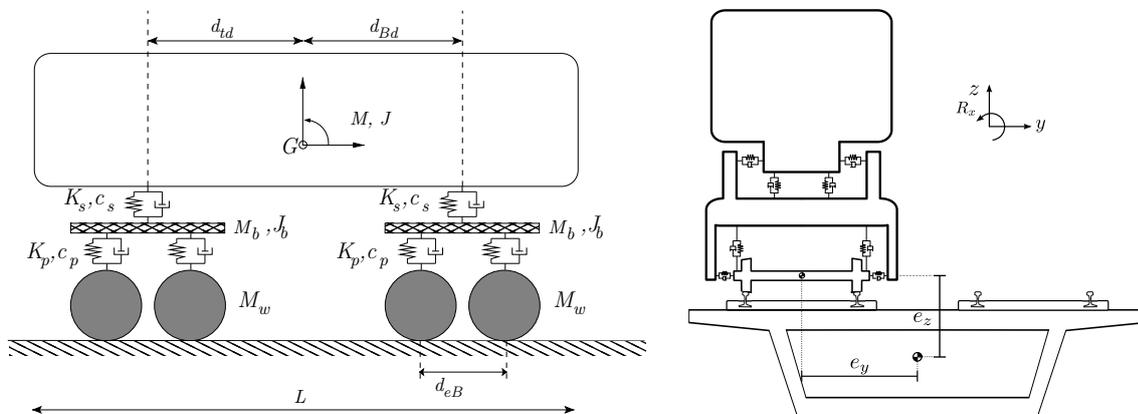


### 3.4. INTERACCIÓN VEHÍCULO-ESTRUCTURA

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

Los modelos de interacción para los vehículos consideran a estos como sistemas multicuerpo formados por cuerpos rígidos conectados mediante uniones o elementos de rigidez o amortiguamiento concentrados. Dentro de estos cuerpos rígidos cabe destacar las masas correspondientes a los ejes montados  $M_w$ , bogies  $M_b$  y la caja del vehículo  $M$ , como se muestra en la Figura 3.8. Los modelos para dinámica vertical pueden incluir solo los grados de libertad de traslación vertical, así como las rotaciones de cabeceo del vehículo o de los bogies. Los modelos 3D completos incluyen todos los grados de libertad y rotaciones y deben ser resueltos con programas generales de dinámica de sistemas multicuerpo, bien lineales o no lineales.

Figura 3.8. Modelo del vehículo para cálculos con interacción vehículo-estructura



En aquellos vehículos con sistemas de suspensión y guiado distintos (como por ejemplo los trenes tipo Talgo, con rodales en lugar de ejes y bogies) se adaptaría el esquema anterior a la configuración particular de los ejes y del sistema de suspensión, con el nivel de detalle equivalente.

Los modelos completos anteriores no siempre son necesarios, pudiendo realizarse una simplificación de los mismos. Se denominan *modelos simplificados* de cálculo con interacción vehículo-estructura, aquellos en los que se modelizan las suspensiones de cada eje de forma independiente, sin tener en cuenta el acoplamiento dinámico debido a la caja del vehículo, como se representa en la Figura 3.9. En este caso el acoplamiento dinámico se produce sólo con la parte proporcional de la masa semisuspendida del bogie ( $m_a$ ) y la suspensión primaria ( $k, c$ ). El efecto de la masa suspendida de la caja del vehículo así como el de la masa no suspendida del eje se simplifica como una carga gravitatoria móvil ( $p$ ) de valor constante. Esta simplificación es válida en la mayoría de los puentes de luces pequeñas o medias, en los que la interacción dinámica debida a la suspensión primaria es la preponderante a efectos de la respuesta dinámica del puente.

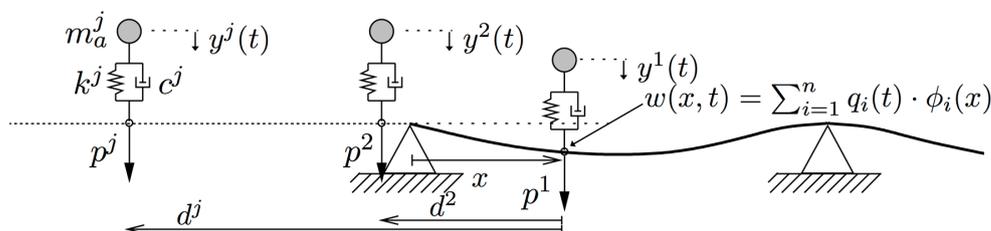
Es importante señalar que en los modelos simplificados de interacción cada eje es independiente del resto —lo que significa que no hay interacción entre los ejes de un mismo vehículo—, mientras que en los modelos completos, existe cierta interacción entre ellos, pues la modelización parte de la totalidad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

En los puentes de luces cortas en los que se observa una mayor interacción vehículo-estructura, y en estos casos es la suspensión primaria la que proporciona el efecto dinámico fundamental del coche, mientras que la suspensión secundaria (de la caja) tiene frecuencias más bajas que el puente y su efecto dinámico es pequeño. En consecuencia es de especial interés un modelo simplificado como el que se describe a continuación, desarrollado en [6].

### 3.4.1. MODELOS CON INTERACCIÓN SIMPLIFICADA

Se considera un tren de  $k$  cargas, representadas cada una de ellas según un modelo simplificado de interacción vehículo estructura (Figura 3.9).

**Figura 3.9.** Tránsito de un tren de cargas según el modelo simplificado de interacción vehículo-estructura



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

Las ecuaciones correspondientes a los modos de vibración del puente (15) se ven modificadas en el término de la carga modal, puesto que, para cada instante, se deberá calcular qué cargas se encuentran sobre la deformada y el valor de la amplitud correspondiente a la posición. Para el caso general se plantean las siguientes ecuaciones:

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

$$M_i q_i + C_i q_i + K_i q_i = \sum_{j=1}^k \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle (p^j + m_a^j y^j) \quad (20)$$

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

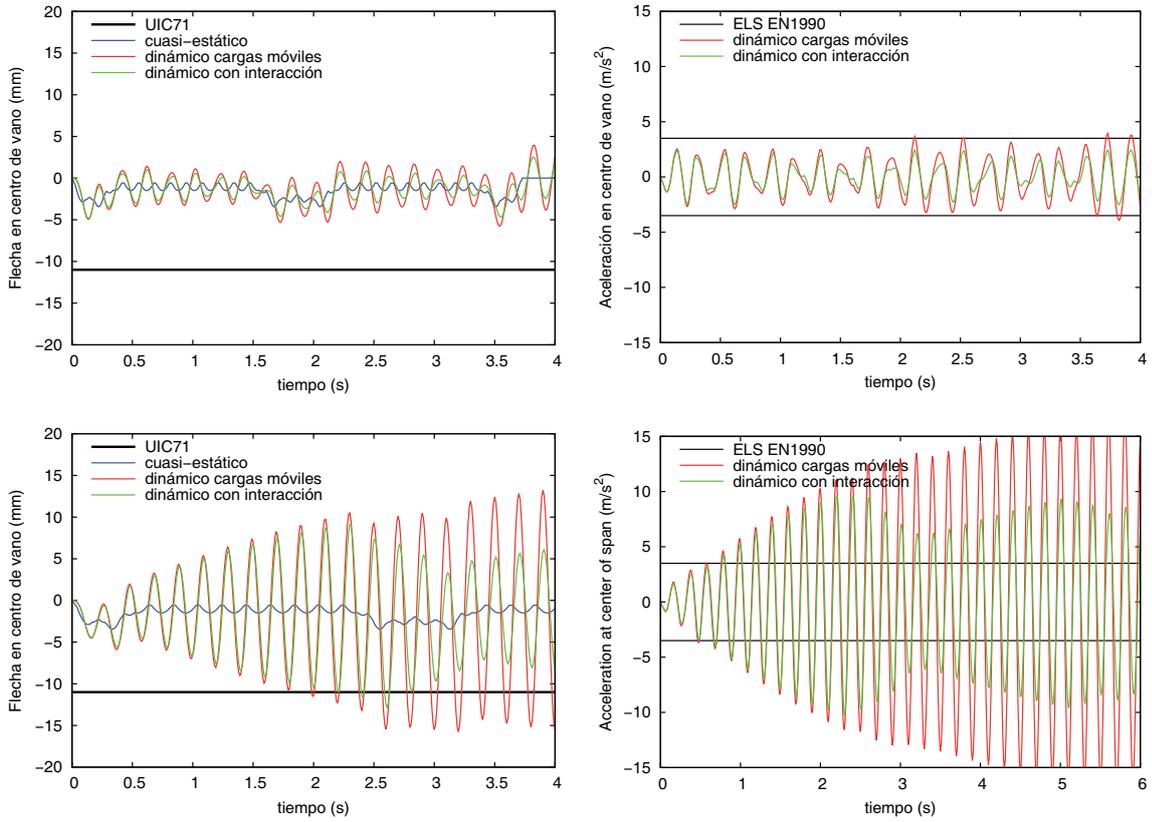
$$m_a^j y^j + k^j \left[ y^j - \sum_{i=1}^n q_i \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle \right] + c^j \left[ \dot{y}^j - \sum_{i=1}^n \dot{q}_i \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle - \sum_{i=1}^n q_i v \langle \phi_i(d_{rel}^j) \rangle \right] = 0 \quad (21)$$

En las ecuaciones (20) y (21) se ha empleado la notación  $\langle \phi(\bullet) \rangle$ , definida anteriormente en la ecuación (16). Por otra parte, se denomina  $d_{rel}^j = vt - d^j$  a la posición relativa del elemento  $j$  sobre el puente.

La consideración de la interacción vehículo-estructura implica generalmente una reducción de la respuesta del puente debido a la existencia de mecanismos que facilitan la disipación de energía (amortiguadores) o que la intercambian entre ambos subsistemas (suspensiones). Sin embargo, para situaciones no resonantes o puentes hiperestáticos, los efectos de interacción suelen ser pequeños. En cambio, para situaciones resonantes la reducción obtenida por la interacción vehículo-estructura puede ser mayor, especialmente en puentes de luz pequeña (10-30 m). Como ejemplo en la Figura 3.10 se muestran las aceleraciones obtenidas para un puente tipo de 15 m de luz, el mismo caso al que se refieren las Figuras 1.2, 1.3 y 3.4, en los dos tipos de situaciones, considerando ahora modelos con interacción. Se comprueba para la velocidad resonante que, a pesar de la reducción de aceleraciones, estas siguen por encima del límite admisible.

Otro ejemplo significativo puede verse en la Figura 4.3, donde se muestra un barrido con las envolventes de efectos del tren ICE2 en puentes de distintas luces. Sólo para la luz más corta (20 m) se observa una reducción apreciable de los efectos, en cualquier caso modesta.

**Figura 3.10.** Respuesta en puente ERRI  $L = 15$  m,  $f_0 = 5$  Hz,  $\zeta = 0,01$  con y sin interacción a) para velocidad  $v = 360$  km/h no resonante b) para velocidad  $v = 236,5$  km/h resonante

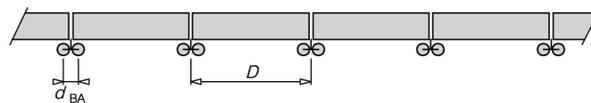


## 4.1. TIPOS DE TRENES

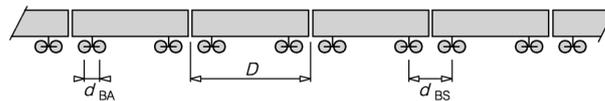
Los efectos de las cargas de tráfico deben evaluarse para todos los trenes posibles en la línea y el rango de velocidades de cada uno, ya que como se ha mostrado los efectos pésimos no se obtienen necesariamente para la velocidad máxima.

Los trenes existentes en Europa pueden clasificarse en tres tipos (Figura 4.1): *convencionales*, con dos bogies por coche (ICE, ETR-Y, VIRGIN); *articulados*, con un bogie compartido entre cada dos coches (THALYS, AVE S-100, EUROSTAR); *regulares*, con un eje único entre cada dos coches (TALGO AVE S-102).

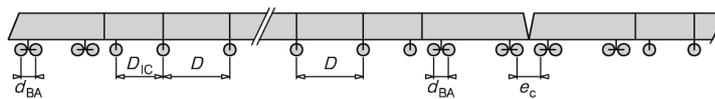
**Figura 4.1.** Tipos de trenes de alta velocidad, según [8]



**1 - Articulated train**



**2 - Conventional train**



**3 - Regular train**

La comprobación de todos estos trenes exige en principio la realización de barridos de velocidad para cada uno de ellos obteniendo los máximos de respuesta en cada caso. Aún así no se puede garantizar que una posible evolución futura de estos trenes no tenga unas características diferentes y resulte en un efecto dinámico mayor.

Para sistematizar estas condiciones de interoperabilidad se ha propuesto la familia de trenes dinámicos universales también llamada HSLM (*High Speed Load Model*). Este modelo, propuesto originalmente en [22], está formado por un grupo básico de 10 trenes HSLM-A (Cuadro 4.1), complementado por un grupo adicional HSLM-B para luces inferiores a 7 m. Tanto la IAPF-07 (apéndice C) [17] como el eurocódigo [8] y la especificaciones de interoperabilidad [9] recogen el uso de estos modelos de cargas dinámicas.

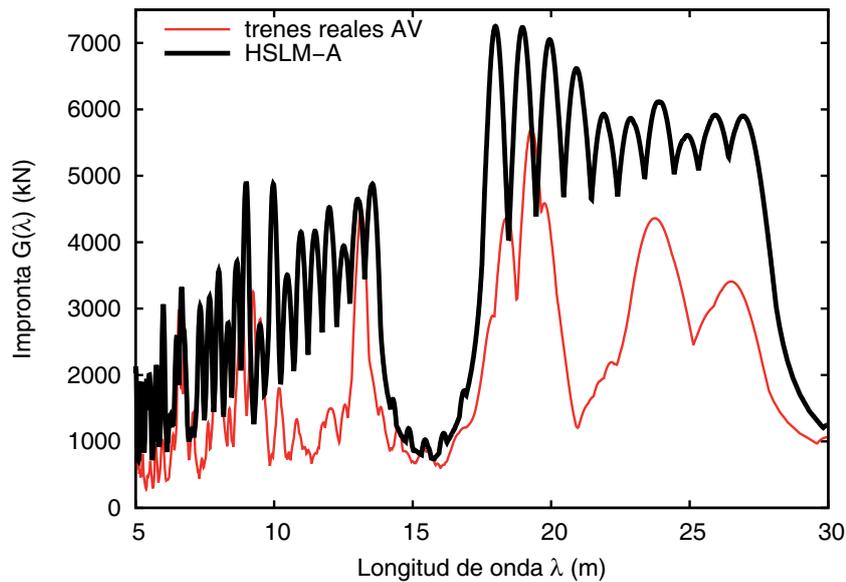
**Cuadro 4.1.** Características de los trenes universales HSLM-A

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

Fuente: Informe técnico del Comité ERRI D214 [22].

Esta familia de trenes es envolvente de todos los trenes reales de alta velocidad, así como de las evoluciones previstas en el futuro. En la Figura 4.2 se han calculado las envolventes de los trenes HSLM y de los trenes reales, comprobándose este hecho. En consecuencia, resulta absolutamente recomendable realizar los cálculos dinámicos con esta familia HSLM, ya que además de garantizar la interoperabilidad no supone una penalización apreciable para las estructuras.

**Figura 4.2.** Envolventes de improntas dinámicas de trenes reales de alta velocidad y de los trenes universales HSLM-A



## 4.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES

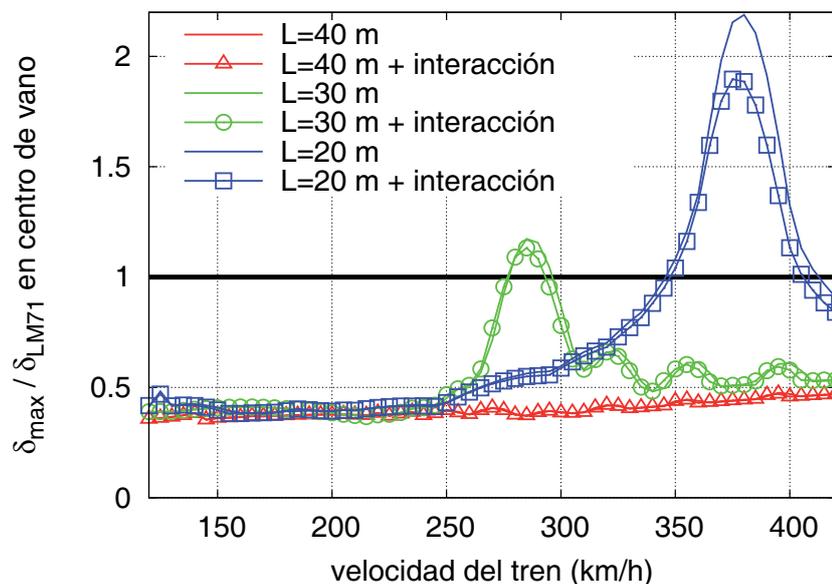
### 4.2.1. INFLUENCIA DE LA LUZ

La resonancia puede ser mucho más severa para puentes de luces cortas. Como ejemplo ilustrativo, la Figura 4.3 muestra las envolventes de la respuesta en desplazamientos obtenidos para el tren ICE2 en un barrido de velocidades entre 120 y 420 km/h con incrementos de 5 km/h. Los cálculos se han realizado para tres puentes isostáticos de luces 20, 30 y 40 m. La respuesta obtenida para el puente de luz más corta es varias veces mayor que los otros. La causa principal de este comportamiento es que en los puentes más cortos que la longitud de los coches y para la velocidad crítica

resonante esta se produce con un solo eje (o bogie) actuando de forma sincronizada con la vibración del tablero. Sin embargo, en puentes de luces más largas actuarán simultáneamente varios ejes (o bogies) sobre el puente, con acciones sobre el modo de vibración fundamental que se cancelan parcialmente entre sí, lo que impide una resonancia tan marcada. Comprobamos por otra parte que la consideración de la interacción vehículo-estructura reduce ligeramente la respuesta resonante, aunque sigue siendo muy elevada.

Observamos adicionalmente en la Figura 4.3 que para las velocidades más bajas la respuesta es del orden del 40% de la correspondiente al tren estático tipo, aspecto que ya se ha comentado anteriormente.

**Figura 4.3.** Respuesta dinámica de puentes de distinta luz: tren ICE2, flecha dinámica en centro de vano. Puentes ERRI de luces  $L = 20, 30$  y  $40$  m ( $L = 20$  m,  $f_0 = 4$  Hz,  $\rho = 20000$  kg/m,  $\delta_{UIC71} = 11,79$  mm;  $L = 30$  m,  $f_0 = 3$  Hz,  $\rho = 25000$  kg/m,  $\delta_{UIC71} = 15,07$  mm;  $L = 40$  m,  $f_0 = 3$  Hz,  $\rho = 30000$  kg/m,  $\delta_{UIC71} = 11,81$  mm). Todos los cálculos con amortiguamiento  $\zeta = 2\%$



#### 4.2.2. INFLUENCIA DE LA MASA Y RIGIDEZ DEL PUENTE

Con objeto de comprobar las posibilidades de diseño del puente en relación con la respuesta dinámica ofrecemos a continuación algunos cálculos que muestran la influencia de las variaciones de masa y rigidez.

Consideramos como caso base el puente del catálogo de ERRI D214 [11] con luz  $L = 20$  m, masa  $\bar{m} = 20$  t/m, rigidez a flexión  $EI = 20750590$  kN · m<sup>2</sup> y amortiguamiento  $\zeta = 1\%$ . La frecuencia fundamental resulta  $f_0 = 4$  Hz. El puente se somete al tren ICE2 a velocidades entre 120 km/h y 420 km/h. Al variar la masa  $\bar{m}$  o rigidez  $EI$  del puente puede predecirse el resultado considerando que la frecuencia fundamental  $f_0$  es proporcional a  $\sqrt{EI/\bar{m}}$ , y que la primera velocidad crítica para una distancia característica de ejes  $D_k$  viene dada por  $v_{\text{crit}} = D_k f_0$ .

##### AUMENTO DE LA MASA DEL PUENTE

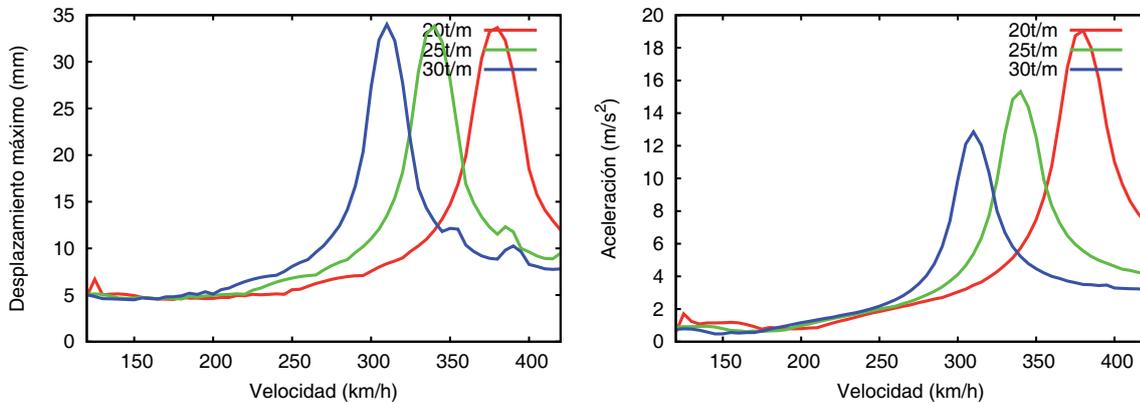
En la Figura 4.4 se muestra el resultado de aumentar la masa a 25 y 30 t/m, manteniendo constante la rigidez a flexión  $EI$ .

Se observan los siguientes efectos sobre la respuesta resonante:

- La frecuencia  $f_0$  y la velocidad crítica  $v_{\text{crit}}$  disminuyen según  $1/\sqrt{\bar{m}}$ .

- Los desplazamientos máximos resonantes no varían.
- Las aceleraciones máximas resonantes disminuyen según  $1/\bar{m}$ .

**Figura 4.4.** Cálculos del puente ERRI D214 de luz  $L = 20$  m bajo el paso del ICE2, variando la masa con  $\bar{m} = 20, 25, 30$  t/m. A la izquierda la envolvente de desplazamientos y a la derecha de aceleraciones



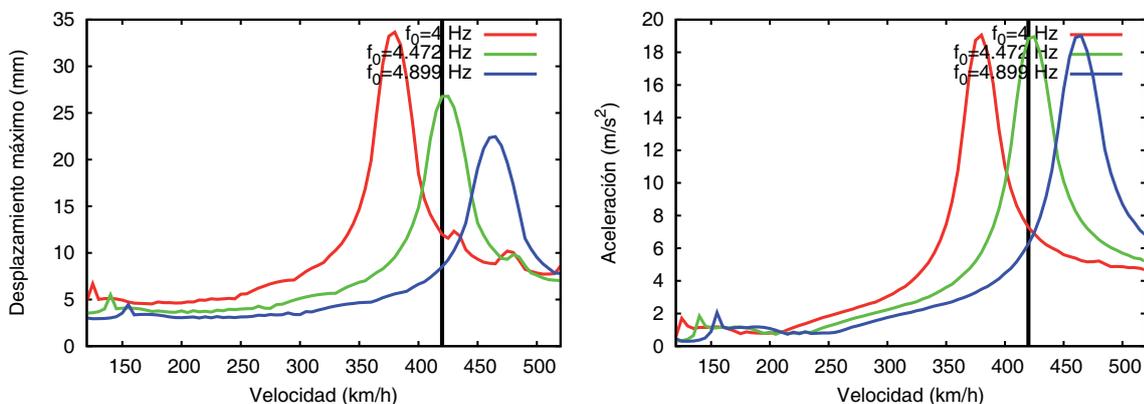
#### AUMENTO DE LA RIGIDEZ DEL PUENTE

En este caso se aumenta la rigidez  $EI$  respecto de la nominal, por los factores 1,25 y 1,50, manteniéndose la masa  $\bar{m}$ . Se obtienen respectivamente frecuencias propias de 4, 4,472 y 4,899 Hz. Los resultados se muestran en la Figura 4.5.

Se observan los siguientes efectos sobre la respuesta resonante:

- La frecuencia  $f_0$  y la velocidad crítica  $v_{crit}$  aumentan según  $\sqrt{EI}$ : el aumento de la velocidad crítica tiene el efecto de «expulsar» los picos resonantes del rango de velocidades de proyecto.
- Los desplazamientos máximos resonantes disminuyen según  $1/EI$ .
- Las aceleraciones máximas resonantes no varían.

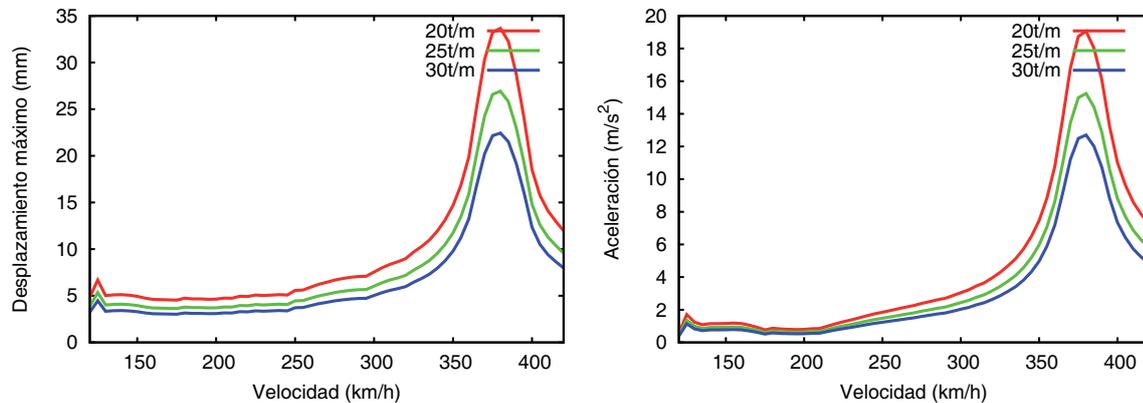
**Figura 4.5.** Cálculos del puente ERRI D214 de luz  $L = 20$  m bajo el paso del ICE2, variando la rigidez por los factores 1,25 y 1,50, con frecuencias propias respectivas  $f_0 = 4, 4,472, 4,899$  Hz. A la izquierda la envolvente de desplazamientos y a la derecha de aceleraciones. La línea vertical negra representa la velocidad máxima a considerar en el cálculo, que para una velocidad de proyecto de 350 km/h es de  $1,2 \times 350 = 420$  km/h



### AUMENTO PROPORCIONAL DE LA MASA Y RIGIDEZ DEL PUENTE

Por último se realiza una variación simultánea de masa y rigidez, con las proporciones de 1,25 y 1,50 veces. La frecuencia propia no varía, manteniéndose en el valor original  $f_0 = 4$  Hz. Los resultados se muestran en la Figura 4.6.

**Figura 4.6.** Cálculos del puente ERRI D214 de luz  $L = 20$  m bajo el paso del ICE2, variando simultáneamente la rigidez y la masa por los factores 1,25 y 1,50. A la izquierda la envolvente de desplazamientos y a la derecha de aceleraciones



Se observan los siguientes efectos sobre la respuesta resonante:

- La frecuencia  $f_0$  y la velocidad crítica  $v_{crit}$  se mantienen.
- Los desplazamientos máximos resonantes disminuyen proporcionalmente.
- Aceleraciones máximas resonantes disminuyen proporcionalmente.

Con los resultados expuestos se pretende mostrar las diversas posibilidades de actuación mediante modificaciones en el proyecto, que el proyectista deberá considerar en caso de que desee mejorar la respuesta dinámica del puente.

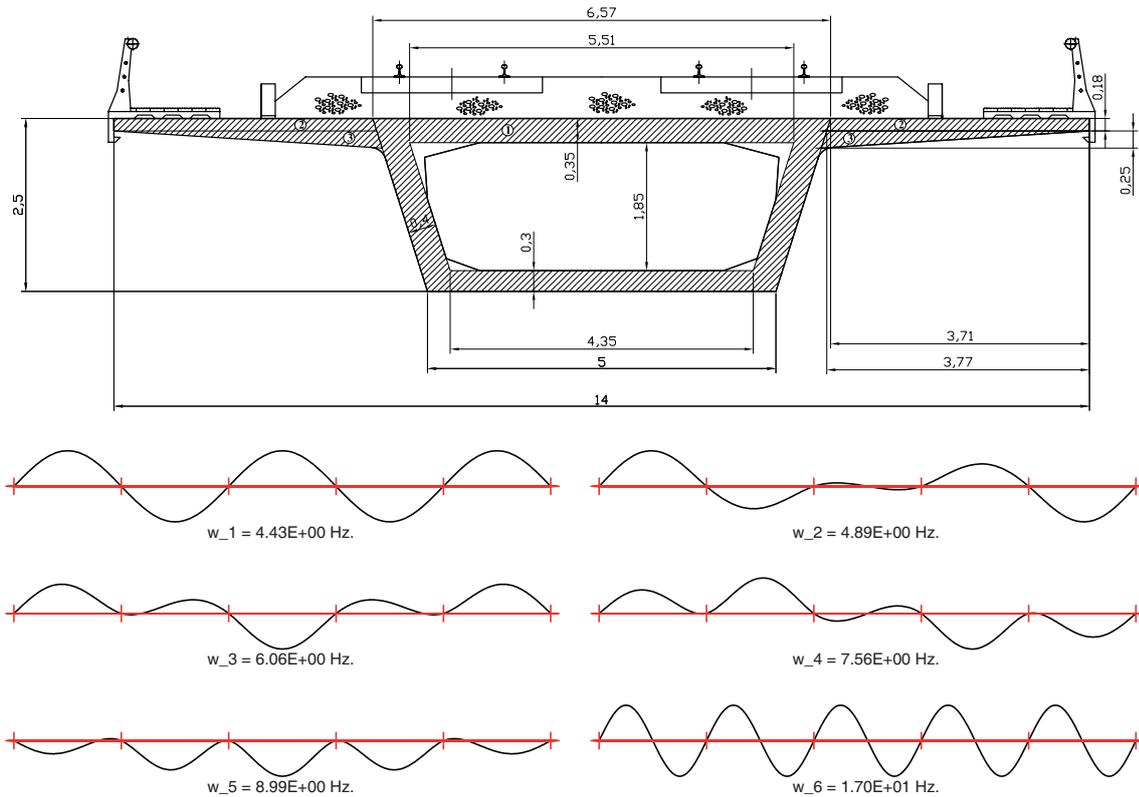
### 4.2.3. PUENTES CONTINUOS

Se ilustra a continuación la diferencia en cuanto al comportamiento dinámico de los puentes continuos respecto a los formados por tramos isostáticos con apoyos simples. Para ello se ha realizado el dimensionamiento para el caso real del viaducto de *Arroyo del Salado*, de unos 900 m de longitud total. La solución proyectada [21] ha sido un tablero continuo, formado por 30 vanos de 30 m de luz cada uno, con sección cajón, de hormigón pretensado *in situ*. La definición básica de la sección transversal (constante) y los primeros seis modos de vibración se muestran en la Figura 4.7.

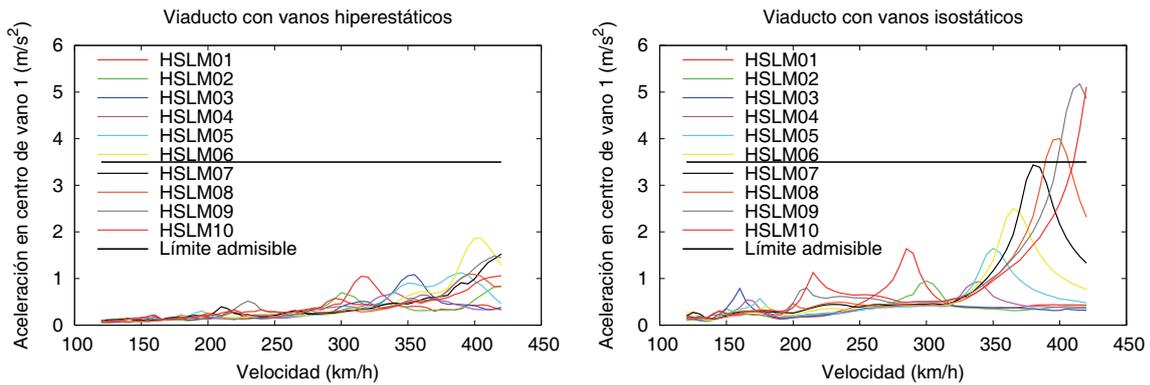
Se ha realizado un cálculo dinámico con los trenes universales HSLM, cuyo resultado se muestra en la Figura 4.8a. Asimismo, se ha realizado como ejercicio el cálculo dinámico para el puente con iguales luces y sección de las mismas características pero en tramos simplemente apoyados, mostrándose el resultado en la Figura 4.8b. Puede comprobarse que el efecto dinámico es considerablemente mayor para la configuración isostática, que excede el nivel permitido de aceleración ( $a_{m\acute{a}x} = 3,5$  m/s<sup>2</sup>).

La comparación anterior tiene algunas limitaciones, ya que el dimensionamiento estructural adecuado en la configuración isostática sería probablemente distinto. Sin embargo es ilustrativo de un fenómeno generalizado: *las estructuras hiperestáticas en las que intervienen de manera significativa distintos modos de vibración exhiben efectos dinámicos resonantes reducidos, considerablemente inferiores a las estructuras isostáticas en las que generalmente hay un único modo de vibración preponderante*. El motivo es fácil de explicar, ya que la acción de los ejes sobre los distintos modos cancelará la respuesta dinámica entre unos y otros al no poder actuar todos en fase.

**Figura 4.7.** Viaducto de Arroyo del Salado, tablero continuo, 30 vanos de 30 m, Cajón de hormigón pretensado *in situ*. Definición geométrica de la sección y primeros 6 modos de vibración [21]



**Figura 4.8.** Resultado de los barridos de cálculo dinámico con los trenes universales HSLM para las aceleraciones del tablero, en los casos: a) Tablero continuo, en el que satisface el límite de aceleraciones ( $a_{m\acute{a}x} \leq 3,5 \text{ m/s}^2$ ), y b) Tablero simplemente apoyado, en el que no satisface el límite de aceleraciones



Se desarrolla y discute la solución de dos ejemplos, ambos referidos a la respuesta dinámica de un puente tipo viga, simplemente apoyada, bajo la acción de una carga móvil aislada y de distintos trenes de alta velocidad. Los cálculos han sido realizados con el programa CALDINTAV [7] de uso libre y cuya descarga puede realizarse mediante el enlace proporcionado en la referencia bibliográfica citada. Dicho programa resuelve el cálculo dinámico de puentes modelados mediante vigas rectas, tanto simplemente apoyadas como continuas, sometidos a flexión longitudinal en el plano vertical.

### 5.1. EJEMPLO 1

Se resuelve a continuación el cálculo dinámico de un puente simplemente apoyado de un solo vano, de las siguientes características:

- $L = 15 \text{ m}$
- $f_1 = 7 \text{ Hz}$
- $EI = 12064000 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$
- $\bar{m} = 12000 \text{ kg/m}$
- $\zeta = 1,85\%$

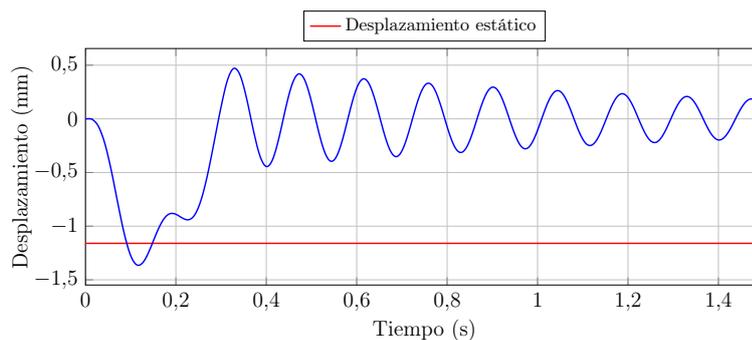
#### 1. RESPUESTA BAJO CARGA MÓVIL

Se considera una carga móvil de valor  $P = 20 \text{ t}$ . La flecha estática en el centro del vano para esta carga puntual es:

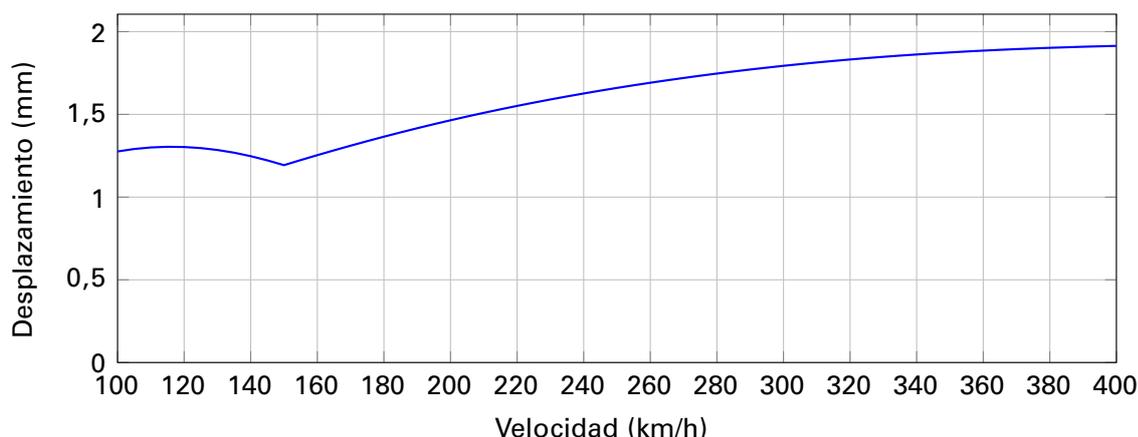
$$u(L/2) = \frac{PL^3}{48EI} = 1,16 \text{ mm}$$

En la Figura 5.1 se observa como para  $v = 180 \text{ km/h}$  se tiene una flecha máxima algo mayor, de  $1,38 \text{ mm}$ . En la Figura 5.2 se han recopilado estos máximos en sucesivos cálculos mediante un barrido de velocidades representando la envolvente del máximo efecto dinámico.

**Figura 5.1.** Desplazamiento en el centro del vano en función del tiempo para  $v = 180 \text{ km/h}$ . Viga isostática,  $\zeta = 1,85\%$



**Figura 5.2.** Desplazamiento máximo en el centro del vano en función de la velocidad de la carga.  
Carga aislada. Viga isostática,  $\zeta = 1,85\%$

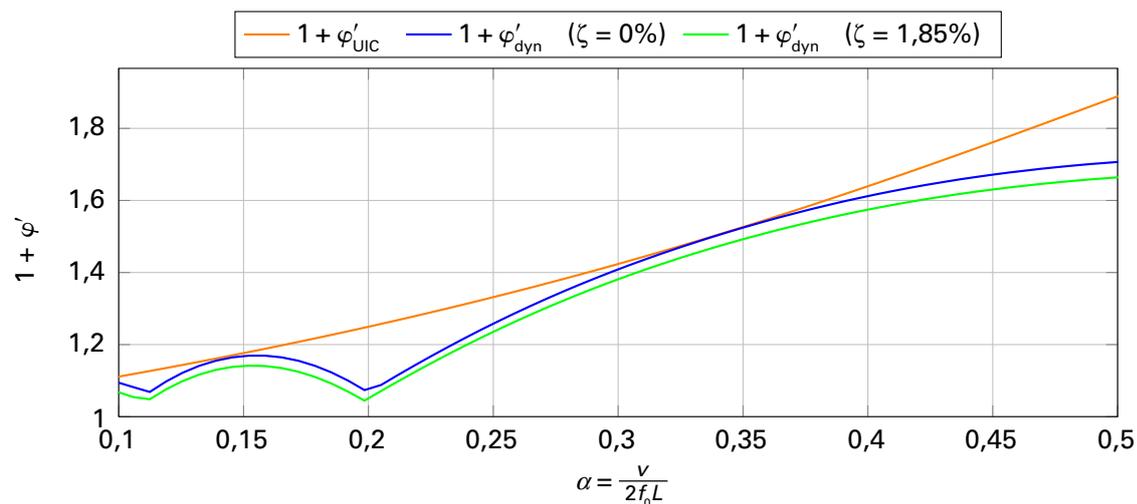


En este caso es sencillo obtener la solución analítica para la respuesta. La historia de desplazamientos para una carga móvil considerando amortiguamientos pequeños ( $\zeta \ll 1$ ) viene dada por la ecuación (6).

Si consideramos el caso más desfavorable sin amortiguamiento ( $\zeta = 0$ ) se puede obtener una envolvente de los máximos desplazamientos dinámicos en función de la velocidad, ecuación (7).

En la Figura 5.3 se muestra el factor de impacto dinámico en función del parámetro  $\alpha$  considerando un amortiguamiento nulo y un amortiguamiento  $\zeta = 1,85\%$ .

**Figura 5.3.** Envolventes del factor de impacto en función del parámetro adimensional  $\alpha$  proporcional a la velocidad (ecuación (5)), para la solución analítica de  $\varphi'_{dyn}$  y para la definida por UIC ( $\varphi'_{UIC}$ ). Los máximos locales de  $\varphi'_{dyn}$  corresponden con velocidades bajas en las que la viga tiene más de una oscilación completa durante el paso de la misma. Viga isostática sin y con amortiguamiento ( $\zeta = 1,85\%$ )



**2. RESPUESTA BAJO TREN DE CARGAS: TREN AVE S-103 (ICE-3)****Cuadro 5.1.** Esquema simplificado de cargas del tren ICE-3 (AVE S-103)

| $P_k$ (kN) | $l_k$ (m) | $P_k$ (kN) | $l_k$ (m) |
|------------|-----------|------------|-----------|
| 150,0      | 0,00      | 150,0      | 200,32    |
| 150,0      | 2,50      | 150,0      | 202,82    |
| 150,0      | 17,38     | 150,0      | 217,69    |
| 150,0      | 19,88     | 150,0      | 220,19    |
| 150,0      | 24,78     | 150,0      | 222,69    |
| 150,0      | 27,28     | 150,0      | 225,19    |
| 150,0      | 42,15     | 150,0      | 240,06    |
| 150,0      | 44,65     | 150,0      | 254,93    |
| 150,0      | 49,55     | 150,0      | 259,83    |
| 150,0      | 52,05     | 150,0      | 262,33    |
| 150,0      | 66,93     | 150,0      | 264,83    |
| 150,0      | 69,43     | 150,0      | 267,33    |
| 150,0      | 74,33     | 150,0      | 272,23    |
| 150,0      | 76,83     | 150,0      | 277,13    |
| 150,0      | 91,70     | 150,0      | 292,00    |
| 150,0      | 94,20     | 150,0      | 294,50    |
| 150,0      | 99,10     | 150,0      | 297,00    |
| 150,0      | 101,60    | 150,0      | 299,50    |
| 150,0      | 116,48    | 150,0      | 314,37    |
| 150,0      | 118,98    | 150,0      | 329,24    |
| 150,0      | 123,88    | 150,0      | 334,15    |
| 150,0      | 126,38    | 150,0      | 336,64    |
| 150,0      | 141,25    | 150,0      | 339,14    |
| 150,0      | 143,75    | 150,0      | 341,64    |
| 150,0      | 148,65    | 150,0      | 346,54    |
| 150,0      | 151,15    | 150,0      | 351,44    |
| 150,0      | 166,03    | 150,0      | 366,31    |
| 150,0      | 168,53    | 150,0      | 368,81    |
| 150,0      | 173,43    | 150,0      | 371,31    |
| 150,0      | 175,93    | 150,0      | 373,81    |
| 150,0      | 190,80    | 150,0      | 388,68    |
| 150,0      | 193,30    | 150,0      | 403,55    |

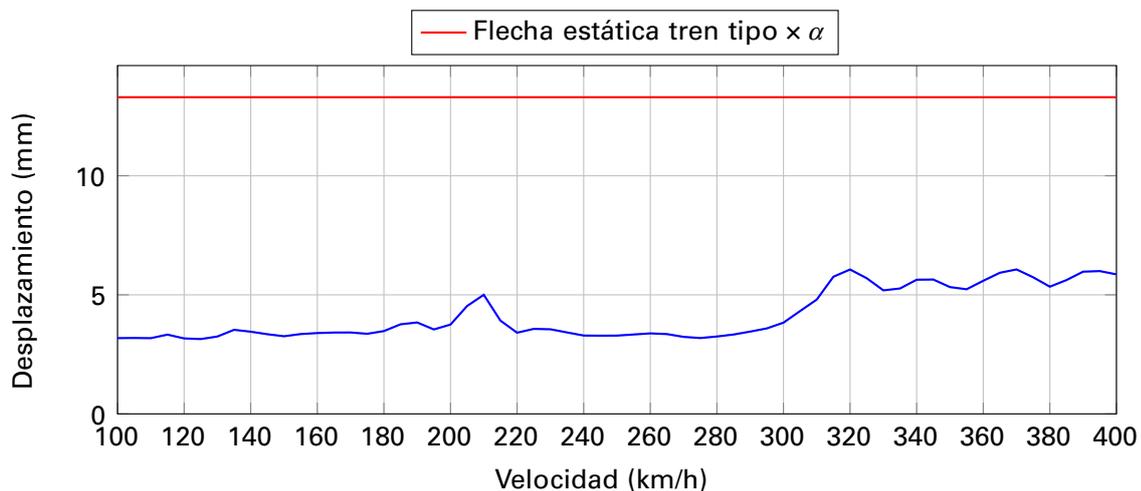
Estas cargas son un modelo aproximado simple del esquema de cargas real, que no puede considerarse como un modelo preciso de las cargas reales de dicho tren.  $l_k$  son las distancias de cada eje a la cabeza de la composición y  $P_k$  las cargas de cada eje.

Se realiza el cálculo del mismo puente con el tren ICE-3 a distintas velocidades variando desde 80 km/h hasta 420 km/h. En la Figura 5.4 se muestra el desplazamiento máximo para cada velocidad. Se ha representado también la máxima flecha estática calculada con el tren tipo de cargas verticales incluyendo un coeficiente de clasificación  $\alpha = 1,21$ .

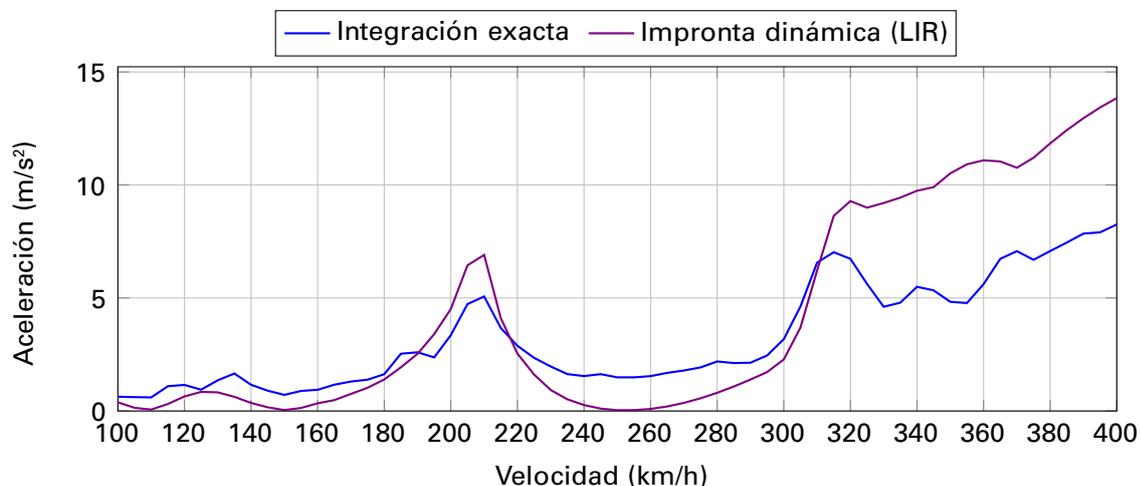
De esta figura se deduce que a efectos de desplazamientos, lo que puede considerarse equivalente a esfuerzos, bastaría con tomar un factor dinámico  $\Phi = 1$ . Sin embargo, atendiendo a los resultados del cálculo de aceleraciones (Figura 5.5) para 210 km/h no se cumpliría la limitación de 0,35 g (de puentes de vía sobre balasto), y para velocidades superiores a 310 km/h tampoco cumpliría la limitación de 0,5 g (para puentes en vía sin balasto).

En la Figura 5.5 se ha representando adicionalmente el valor de la aceleración máxima obtenida aplicando el método del LIR, basado en la impronta dinámica. Observamos como para la zona cercana la velocidad crítica de resonancia ( $v = 210$  km/h) este método proporciona una buena aproximación de la respuesta dinámica. En los puntos del intervalo  $220 < v < 300$  km/h el método de la impronta proporciona valores de las aceleraciones inferiores a los reales, no obstante, esto no tiene importancia, dado que estas zonas no son críticas para el cálculo dinámico. Para valores superiores a 310 km/h el método de la impronta da valores superiores a los reales.

**Figura 5.4.** Desplazamiento máximo en centro de vano en función de la velocidad, bajo el paso del tren ICE3. Se muestra también la máxima flecha estática calculada con el tren tipo de cargas verticales incluyendo un coeficiente de clasificación  $\alpha = 1,21$ . Puente isostático de 15 m



**Figura 5.5.** Aceleración máxima en centro de vano en función de la velocidad, bajo el paso del tren ICE3, obtenido por distintos métodos. Puente isostático de 15 m de luz



## 5.2. EJEMPLO 2

Se estudia a continuación la respuesta dinámica bajo el tren Talgo 350 (AVE S-112). El puente tiene las mismas características que el descrito en el ejemplo 1. Este tren tiene un esquema de cargas que se recoge en el Cuadro 5.2.

**Cuadro 5.2.** Esquema de cargas del tren Talgo 350 (AVE S-112)

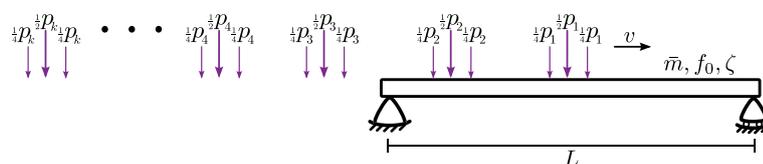
| $P_k$ (kN) | $l_k$ (m) | $P_k$ (kN) | $l_k$ (m) |
|------------|-----------|------------|-----------|
| 170,0      | 0,00      | 170,0      | 186,76    |
| 170,0      | 2,65      | 170,0      | 189,41    |
| 170,0      | 10,97     | 170,0      | 197,73    |
| 170,0      | 13,62     | 170,0      | 200,38    |
| 170,0      | 19,36     | 170,0      | 205,86    |
| 170,0      | 29,88     | 170,0      | 216,38    |
| 170,0      | 43,02     | 170,0      | 229,52    |
| 170,0      | 56,16     | 170,0      | 242,66    |
| 170,0      | 69,30     | 170,0      | 255,80    |
| 170,0      | 82,44     | 170,0      | 268,94    |
| 170,0      | 95,58     | 170,0      | 282,08    |
| 170,0      | 108,72    | 170,0      | 295,22    |
| 170,0      | 121,86    | 170,0      | 308,36    |
| 170,0      | 135,00    | 170,0      | 321,50    |
| 170,0      | 148,14    | 170,0      | 334,64    |
| 170,0      | 158,66    | 170,0      | 345,16    |
| 170,0      | 164,14    | 170,0      | 350,90    |
| 170,0      | 166,79    | 170,0      | 353,55    |
| 170,0      | 175,11    | 170,0      | 361,87    |
| 170,0      | 177,76    | 170,0      | 364,52    |

Estas cargas son un modelo aproximado simple del esquema de cargas real, que no puede considerarse como un modelo preciso de las cargas reales de dicho tren.  $l_k$  son las distancias de cada eje a la cabeza de la composición y  $P_k$  las cargas de cada eje.

### 1. RESPUESTA CONSIDERANDO CARGA DISTRIBUIDA

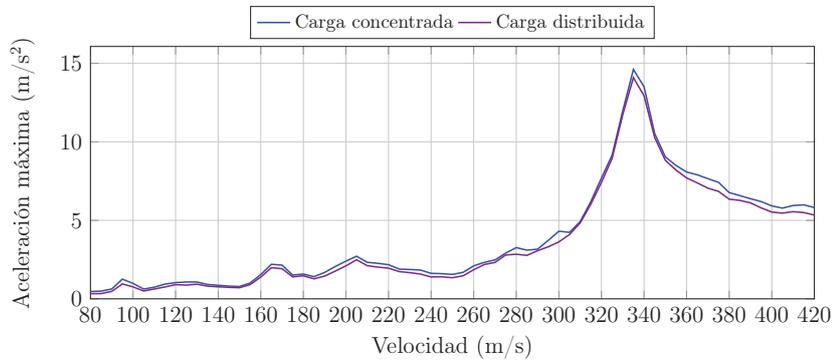
Se ha realizado el cálculo dinámico considerando la carga como puntual, y también considerándola distribuida sobre tres traviesas consecutivas con una proporción de 1/4, 1/2 y 1/4 (figura 5.6).

**Figura 5.6.** Modelo de cargas distribuidas en el que cada eje se considera repartido sobre el Tablero a través de la vía en tres traviesas consecutivas

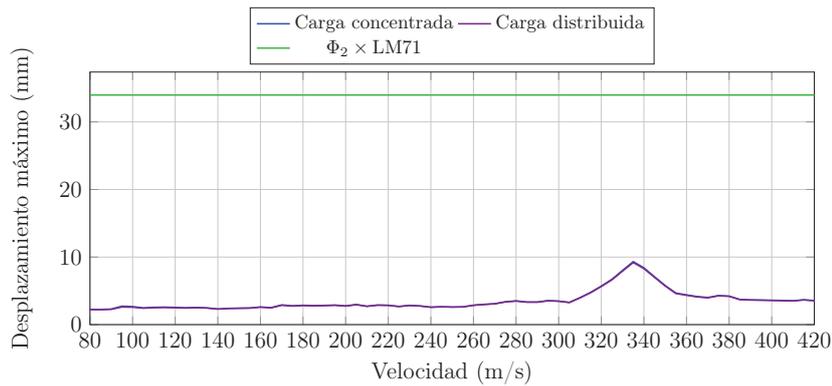


En las Figuras 5.7 y 5.8 se muestra la aceleración y los desplazamientos máximos en centro de vano en función de la velocidad. Se observa como son muy ligeramente inferiores cuando se considera la carga distribuida entre las traviesas.

**Figura 5.7.** Aceleración máxima en el centro de vano en función de la velocidad. Puente isostático  $L = 15$  m, al paso del tren Talgo 350 (AVE S-112). Se muestra la respuesta considerando la carga concentrada y distribuida

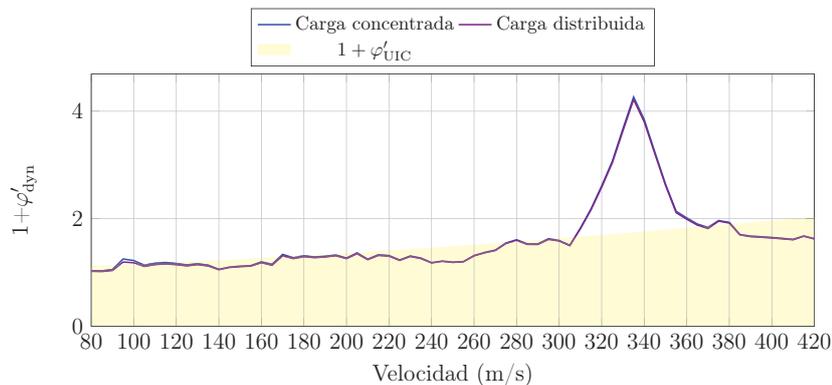


**Figura 5.8.** Desplazamiento máximo en el centro de vano en función de la velocidad. Puente isostático  $L = 15$  m, al paso del tren Talgo 350 (AVE S-112). Se muestra la respuesta considerando la carga concentrada y distribuida



En la Figura 5.9 se muestra el factor de impacto dinámico y se compara con el establecido en la ficha UIC 776-1R [26]. Se observa como para el pico resonante que se produce a 321 km/h el factor calculado de impacto dinámico esta por encima del establecido por la UIC.

**Figura 5.9.** Factor de impacto dinámico en el centro de vano en función de la velocidad. Puente isostático  $L = 15$  m, al paso del tren Talgo 350 (AVE S-112). Se muestra la respuesta considerando la carga concentrada y distribuida



## 2. REPUESTA CONSIDERANDO MODELOS DE INTERACCIÓN

En las Figuras 5.10 y 5.14 se muestran las aceleraciones y desplazamientos máximas en centro de vano.

Las propiedades de la suspensión para cada masa suspendida, correspondientes a un eje, utilizadas en el cálculo son:

- $m = 1.450$  kg (medio-bogie)
- $k = 3.300$  kN/m (dos cajas de grasa)
- $c = 50$  kN · s/m

Se observa que tanto las aceleraciones como los desplazamientos son algo inferiores cuando se utiliza un modelo que considera la interacción vehículo-estructura. La variación en aceleraciones es más significativa cuando se producen fenómenos resonantes (Figura 5.11).

En la Figura 5.11 se observa un patrón de resonancia que es debido al paso de los 18 ejes distanciados 13,14 m, a una velocidad tal que se produce el acoplamiento con la frecuencia del puente. La velocidad a la que se produce la resonancia se puede obtener como:

$$v = f_0 \frac{d_k}{i}$$

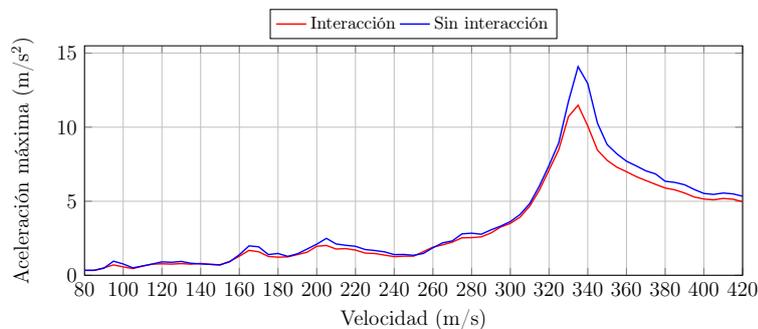
En nuestro caso, para la resonancia principal ( $i = 1$ ) la velocidad crítica es

$$v = 7 \cdot 13,14 \cdot 3,6 = 331 \text{ km/h} \quad (22)$$

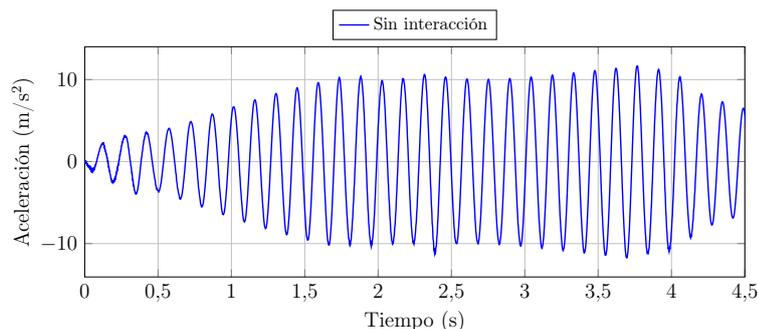
Haciendo  $i = 2$ , obtenemos la velocidad a la que se produce un pico secundario de resonancia:

$$v = 7 \cdot \frac{13,14}{2} \cdot 3,6 = 165 \text{ km/h}$$

**Figura 5.10.** Aceleración máxima en el centro de vano en función de la velocidad. Puente isostático  $L = 15$  m, al paso del tren Talgo 350 (AVE S-112). Se muestra la respuesta con y sin utilizar un modelo de interacción



**Figura 5.11.** Aceleración en el centro de vano en función del tiempo. Puente isostático  $L = 15$  m, al paso del tren Talgo 350 (AVE S-112) a 330 km/h. Se muestra la respuesta sin utilizar un modelo de interacción

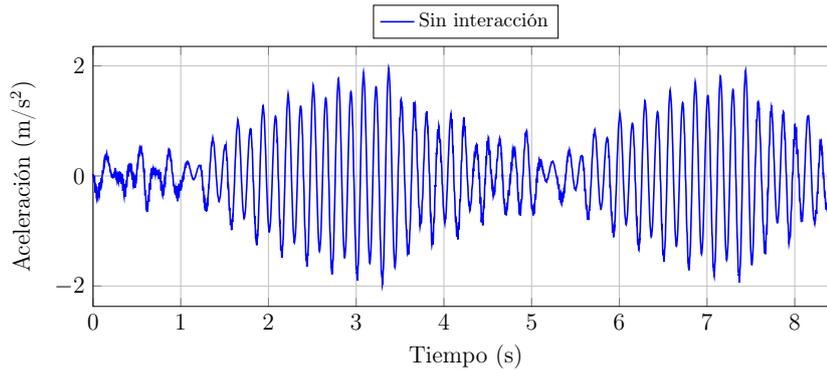


A una velocidad de 165 km/h (Figura 5.12) podemos observar como cuando pasan los vehículos, cuya distancia entre ejes es de 13,14 m, se observa una excitación sincronizada con cada dos oscilaciones del puente. Debido a la simetría del tren este fenómeno se repite a partir del segundo 6 al pasar una composición análoga.

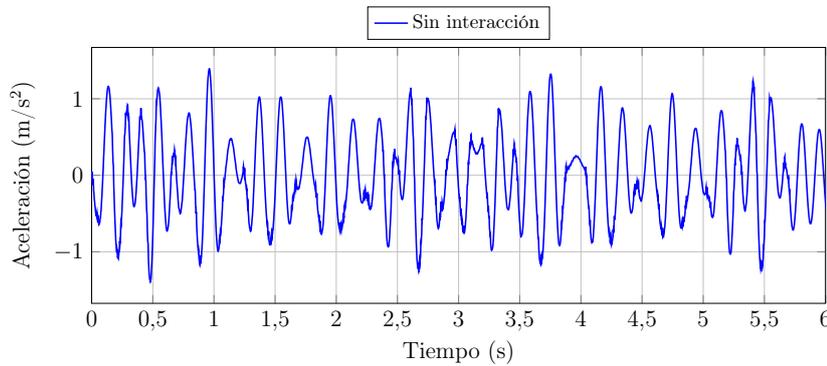
En la Figura 5.13 se muestra la aceleración en función del tiempo para un caso no resonante.

Por último, en las figuras 5.14 y 5.15 se representan las envolventes en función de la velocidad para los desplazamientos y para el factor calculado de impacto respectivamente.

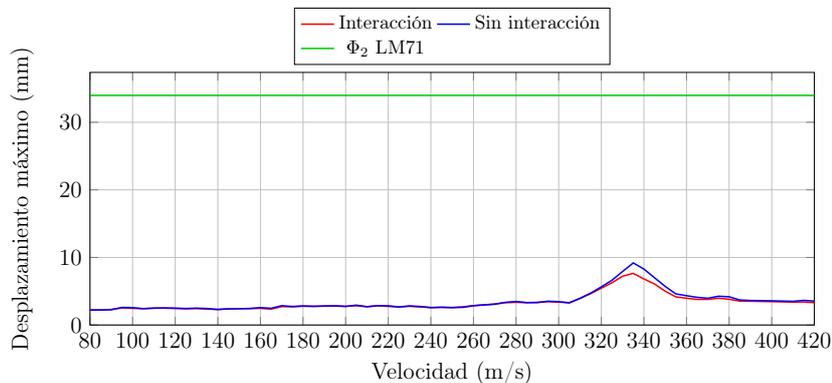
**Figura 5.12.** Aceleración en el centro de vano en función del tiempo. Puente isostático  $L = 15$  m, al paso del tren Talgo 350 (AVE S-112) a 165 km/h. Se muestra la respuesta sin utilizar un modelo de interacción



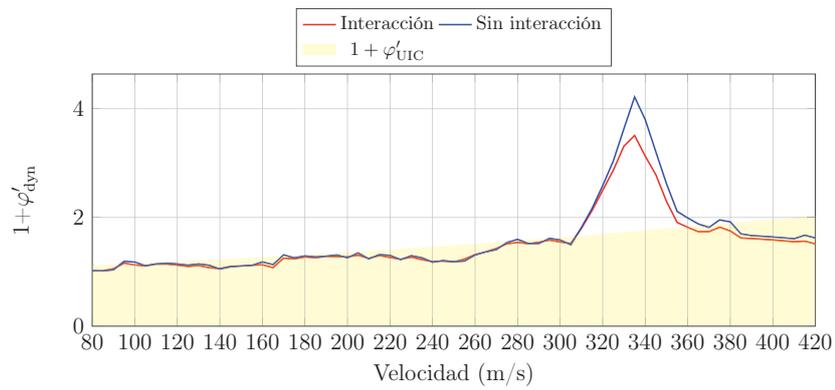
**Figura 5.13.** Aceleración en el centro de vano en función del tiempo. Puente isostático  $L = 15$  m, al paso del tren Talgo 350 (AVE S-112) a 240 km/h. Se muestra la respuesta sin utilizar un modelo de interacción



**Figura 5.14.** Desplazamiento máximo en el centro de vano en función de la velocidad. Puente isostático  $L = 15$  m, al paso del tren Talgo 350 (AVE S-112). Se muestra la respuesta con y sin utilizar un modelo de interacción



**Figura 5.15.** Factor de impacto dinámico en el centro de vano en función de la velocidad. Puente isostático  $L = 15$  m, al paso del tren Talgo 350 (AVE S-112). Se muestra la respuesta con y sin utilizar un modelo de interacción



Se desarrolla en este trabajo una descripción y revisión crítica de los métodos para evaluar los efectos dinámicos en puentes de ferrocarril para alta velocidad, discutiendo los condicionantes y criterios de diseño. Se resaltan las siguientes observaciones como conclusión, agrupadas en dos bloques: en primer lugar sobre los métodos de cálculo, y en segundo sobre los efectos dinámicos en las estructuras.

### 6.1. OBSERVACIONES SOBRE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO

- La solución analítica al problema de la carga móvil permite un entendimiento del valor máximo de este efecto y sus limitaciones, así como los parámetros que influyen sobre la respuesta dinámica. Los resultados se comparan con los factores dinámicos de impacto incluidos en las instrucciones de proyecto para velocidades convencionales.
- Los métodos para cálculo dinámico basados en cargas móviles proporcionan la herramienta fundamental para las fases de proyecto y dimensionamiento. Ofrecen resultados que pueden ser ligeramente conservadores, pero que son suficientemente ajustados y precisos para la mayoría de las situaciones prácticas. Una consideración importante es el número de modos a emplear en los cálculos si estos se realizan mediante análisis modal.
- Los métodos basados en la impronta dinámica pueden ser una alternativa para la evaluación rápida de los efectos dinámicos y estimar las velocidades críticas resonantes. También proporcionan una base para establecer los modelos dinámicos de cargas como los HSLM [8], [9]
- Los modelos con interacción vehículo-estructura proporcionan una evaluación más afinada y generalmente menos conservadora, y pueden ser de interés en casos especiales o para investigación. Para puentes de luces cortas o medias se aconseja emplear modelos de interacción simplificados.
- Se proporciona en este documento un programa de cálculo dinámico de puentes de ferrocarril, CALDINTAV [7], descrito en el anejo A. Mediante el mismo se puede realizar el cálculo de puentes rectos tipo viga, tanto simplemente apoyados como continuos, sometidos a flexión longitudinal en su plano vertical.

### 6.2. OBSERVACIONES SOBRE LA RESPUESTA DINÁMICA DE LOS PUENTES

- En los puentes cortos, entendidos como aquellos con luces por debajo de alrededor de 30 m, se observan mayores efectos dinámicos debidos a las cargas del tráfico ferroviario. Esto es debido a varios factores.
  - a) Cuando la longitud del puente es significativamente mayor que la de un vehículo ferroviario se reduce el efecto de acción regular de las cargas de los ejes al entrar en el puente. En cualquier instante dado actúan sobre el puente cargas debidas a los ejes de varios vehículos, unas actuando en fase con la vibración y otras en contra de la misma. En el límite, para un puente suficientemente largo, la acción se aproximaría a la de una carga repartida prácticamente constante, sin efecto dinámico.

- b) Las frecuencias propias fundamentales de los puentes más largos corresponden a velocidades críticas para la resonancia más bajas y con efecto dinámico más reducido.
- c) Al ser mayor la masa del puente la aceleración del mismo es consecuentemente menor para la misma acción.
- La masa y la rigidez del puente tienen un efecto directo sobre los efectos dinámicos.
  - a) El aumento de la masa lineal, a igualdad de los demás factores, disminuye las aceleraciones del tablero y reduce las velocidades críticas para la resonancia.
  - b) El aumento de la rigidez a igualdad de los demás factores disminuye las flechas dinámicas de la estructura y aumenta las velocidades críticas para la resonancia.
  - c) El aumento simultáneo de la masa y de la rigidez disminuye tanto las flechas dinámicas como las aceleraciones, conservando las velocidades críticas para la resonancia.
- Los efectos dinámicos en los puentes continuos (hiperestáticos) son por lo general notablemente menores que en los puentes simplemente apoyados (isostáticos) a igualdad de los demás factores. Esto es debido a que en la respuesta dinámica de los puentes continuos intervienen de forma significativa varios modos de vibración, con signos distintos en un mismo vano, de forma que las acciones dinámicas sobre unos y otros modos por las cargas del tráfico se compensan entre sí. Por el contrario, en los puentes isostáticos la acción dinámica es debida principalmente al primer modo o *modo fundamental* de vibración, que para las condiciones adecuadas (ver observaciones anteriores relativas a la luz) puede sufrir una resonancia casi pura y por tanto un efecto dinámico muy alto.

- [1] ALARCÓN, E. «El coeficiente de impacto en puentes de ferrocarril». *Revista de Obras públicas*, 1971.
- [2] ALARCÓN, E., ÁLVAREZ, R., DOBLARÉ, M. y MOLINA, J. «Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril». *Hormigón y acero*, 1985.
- [3] CHOPRA, A. K. *Dynamics of Structures*, 4.<sup>a</sup> ed. Prentice Hall International, 2011.
- [4] CLOUGH, R. W. y PENZIEN, J. *Dynamics of Structures*. MacGraw-Hill, 1993.
- [5] Comité Europeo de Normalización. *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras; Parte 3: Acciones del tráfico en puentes*, abril 1998. Publicado por Aenor.
- [6] DOMÍNGUEZ BARBERO, J. *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*. PhD thesis, ETS Ingenieros de Caminos, Universidad Politécnica de Madrid, 2001.
- [7] Grupo de Mecánica Computacional, Escuela de Ingenieros de Caminos, Universidad Politécnica de Madrid. *CALDINTAV, Programa de cálculo Dinámico de Puentes de Ferrocarril*, 2013. Con licencia de uso libre y descarga gratuita en <http://www.mecanica.upm.es/caldintav/es/>.
- [8] European Railway Agency (ERA). *Especificación técnica de interoperabilidad del subsistema de infraestructura del sistema ferroviario transeuropeo de alta velocidad*. Decisión de la Comisión Europea 2008/217/CE de 20 de diciembre de 2007, Diario Oficial de la Unión Europea de 19.3.2008.
- [9] European Committee for Standardization (CEN). *EN1991-2: EUROCODE 1-Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges*, 2003.
- [10] European Railway Agency (ERA). *Especificación técnica de interoperabilidad del subsistema de infraestructura del sistema ferroviario transeuropeo convencional*, Decisión de la Comisión 2011/275/UE, de 26 de abril de 2011, Diario Oficial de la Unión Europea de 14.5.2011.
- [11] European Railway Research Institute (ERRI). *Design of Railway Bridges for Speed up to 350 km/h; Dynamic loading effects including resonance*, noviembre 1998. ERRI D214 Subcommittee, draft c.
- [12] FRYBA, L. *Vibration of solids and structures under moving loads*. Academia, Noordhoff, 1972.
- [13] FRYBA, L. *Dynamics of railway bridges*. Thomas Telford, 1996.
- [14] HACAR, M. A. y ALARCÓN, E. *Elementos de dinámica aplicada a las estructuras*. Edix, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1971.
- [15] HUMAR, J. L. *Dynamics of Structures*, 3.<sup>a</sup> ed. CRC Press/Balkema, 2012.
- [16] KRYLOFF, A. Über die erzwungenen schwingungen von gleichförmigen elastischen stäben. *Mathematische Annalen*, 1905.
- [17] Ministerio de Fomento. *Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-07)*, 2007. Orden FOM/3671/2007 de 24 de septiembre, BOE 17 de diciembre de 2007, pp. 51776-51851.

- [18] Ministerio de Fomento, Dirección general de ferrocarriles y transporte por carretera. *Viaducto sobre el río Tajo, Línea AVE Madrid-Sevilla, ensayos dinámicos*, 1996. Ensayos realizados por IIC S.A.
- [19] Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Dirección general de ferrocarriles y transporte por carretera. *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-75)*, 1975.
- [20] NASARRE, J. «Estados límite de servicio en relación con los puentes de ferrocarril». En A. Campos, R. Delgado, R. Calçada (ed.), *Bridges for High-Speed Railways*, pp. 237-250. Civil Engineering Dept., Faculty of Engineering of the University of Porto, 2004.
- [21] SANZ MERINO, B. *Proyecto de viaducto para el ferrocarril de alta velocidad sobre el arroyo del salado*. Master's thesis, Escuela de Ingenieros de Caminos, UPM, 2005.
- [22] TARTARY, J. P. y JOBERT, N. *Recherche du train universel pour calculs dynamics*. Technical report, A.V.L.S., Mayo 2000.
- [23] TAYLOR, R. L. *FEAP, Finite Element Analysis Program*. Civil Engineering Department, University of California, Berkeley, version 8.1 edition, 2010.
- [24] TIMOSHENKO, S. P. *Vibration problems in engineering*. Van Nostrand, 1928.
- [25] Union Internationale des Chemins de Fer (UIC). *Fiche UIC 776-1R: Charges a prendre en consideration dans le calcul des ponts-rails*, 1.<sup>a</sup> ed., 1979. Julio 1974.
- [26] Union Internationale des Chemins de Fer (UIC). *Fiche UIC 776-1R: Charges a prendre en consideration dans le calcul des ponts-rails*, 5.<sup>a</sup> ed., 2006. Agosto 2006.

# ANEJO

## GUÍA DE USUARIO DEL PROGRAMA CALDINTAV V.2

*J. M. Goicolea Ruigómez, P. Antolín Sánchez, T. Ancochea Nodal, J. Domínguez  
(Universidad Politécnica de Madrid)*

### A1. INTRODUCCIÓN

CALDINTAV es un programa de cálculo dinámico de puentes de ferrocarril desarrollado por el Grupo de Mecánica Computacional de la ETSI Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Permite el cálculo dinámico de puentes rectos tipo viga, tanto simplemente apoyados como de tablero continuo, según se requiere en las normas [1] o [3]. El programa se puede descargar de manera gratuita desde <http://www.mecanica.upm.es/caldintav>.

#### A1.1. ALCANCE

El objetivo de CALDINTAV es proporcionar al usuario una aplicación sencilla y rápida para el cálculo dinámico tanto de puentes simplemente apoyados (isostáticos) como de puentes continuos bajo el efecto de distintos trenes.

El programa proporciona algunos de los resultados más importantes de diseño, como son el factor de impacto dinámico, las aceleraciones y los momentos flectores en secciones representativas para las distintas velocidades de paso de un tren.

CALDINTAV incorpora una serie de trenes reales de la red Europea, con los que poder realizar el cálculo (ver Cuadro A.1). Se incluyen también los trenes tipo para el cálculo dinámico HSLM definidos en el Eurocódigo [3] aplicados al proyecto de puentes de ferrocarril. Además de los trenes incorporados el usuario puede definir y guardar cualquier otro tren que desee y emplearlos en posteriores cálculos.

**Cuadro A.1.** Trenes incorporados por defecto en el programa y máxima velocidad de cálculo permitida por el programa

| Trenes reales         | Máx. velocidad |
|-----------------------|----------------|
| AVE S-103 (ICE-3)     | 420            |
| AVE S-112 (Talgo 350) | 420            |
| AVE S-100 (TGV)       | 420            |
| CAF-TEMD              | 250            |
| ETR-Y                 | 420            |
| EUROSTAR-373          | 420            |
| THALYS                | 420            |

CALDINTAV proporciona los resultados del cálculo dinámico de distintas maneras: historias temporales de la respuesta dinámica para cada velocidad o envolventes de las máximas respuestas en función de la velocidad que permiten considerar la resonancia y las velocidades críticas. Asimismo,

mo almacena los resultados de cada uno de los casos estudiados en ficheros de datos para su posible empleo posterior por el usuario mediante otros programas de gráficos o postproceso.

## A1.2. CONCEPTOS BÁSICOS DE DINÁMICA DE ESTRUCTURAS

Las acciones del tráfico ferroviario a las que está sometido un puente de ferrocarril son de naturaleza dinámica. Sus efectos pueden ser muy superiores a los debidos a acciones estáticas. Esto se debe a varios factores:

- La naturaleza móvil de las cargas, que produce incrementos o reducciones en la carga estática equivalente.
- La aplicación repetida de cargas cuya frecuencia o un múltiplo de esta coincide con la frecuencia propia de la estructura, lo que puede originar resonancia.
- Las irregularidades de la vía y de las ruedas.

Para evaluar los efectos dinámicos se deben considerar todos los trenes que vayan a circular por la línea, así como todas las posibles velocidades de circulación.

Para cada elemento estructural, la envolvente de solicitaciones dinámicas máximas se puede definir mediante el *factor dinámico*, comúnmente denominado también *coeficiente de impacto*. Este coeficiente se puede evaluar independientemente del procedimiento de cálculo dinámico escogido, definiéndose como:

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

donde  $\text{máx } S_{\text{din, real}}$  es la sollicitación dinámica máxima debida a todos los posibles trenes y velocidades de circulación, y  $S_{\text{est, tipo}}$  es la sollicitación estática máxima debida al tren tipo.

Para puentes isostáticos (simplemente apoyados) CALDINTAV calcula este coeficiente de impacto como el cociente entre los desplazamientos máximos en centro de vano:

$$\Phi = \frac{\text{máx } \delta_{\text{din, real}}}{\delta_{\text{est, tipo}}}$$

CALDINTAV desarrolla el cálculo dinámico mediante un análisis modal, calculando en primer lugar los modos de vibración y sus frecuencias propias asociadas. A continuación integra en el tiempo las ecuaciones del movimiento desacopladas que resultan para cada uno de los modos. Por último obtiene las historias de respuesta de las variables estructurales significativas a partir de los modos.

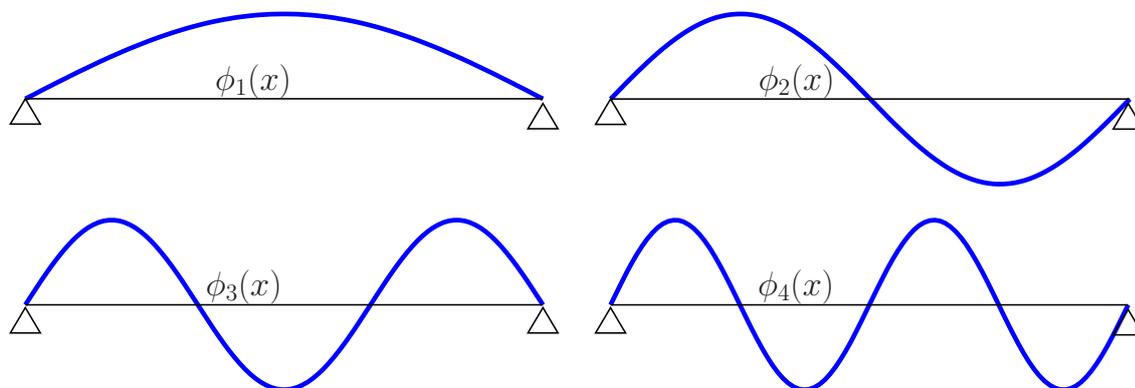
Para el caso de puentes isostáticos, como es el caso de una viga simplemente apoyada, los modos de vibración son funciones armónicas simples (Figura A.1):

$$\Phi_n(x) = \text{sen}\left(\frac{n\pi x}{L}\right)$$

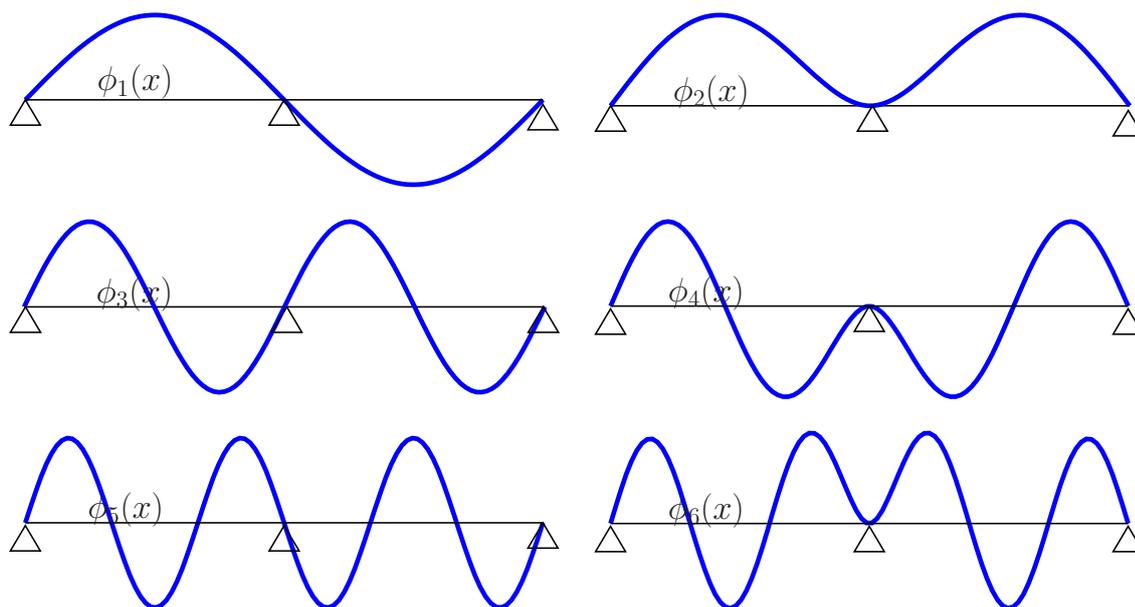
siendo  $n$  el número del modo considerado,  $L$  la luz del puente y  $x$  la coordenada con origen en un extremo del puente. En la práctica, en numerosos casos la respuesta dinámica se puede representar de forma muy aproximada considerando únicamente el primer modo de vibración, representando los demás una proporción mucho más pequeña del movimiento de la estructura. CALDINTAV considera por defecto los dos primeros modos de vibración simétricos, pues los antisimétricos son nulos en el centro de vano y no producen respuesta alguna en dicho punto.

En el caso de los puentes de tablero continuo generalmente se necesita incluir un mayor número de modos para representar la respuesta dinámica de la estructura. Como ejemplo representativo, se describen en la Figura A.2 los primeros modos para un puente continuo de 2 vanos iguales. Por defecto CALDINTAV considera 2 modos, aunque el usuario puede seleccionar un mayor número de modos en el menú (**Opciones avanzadas**).

**Figura A.1.** Primeros modos de vibración de una viga isostática. Las formas modales están definidas por la expresión  $\phi_n(x) = \sin(\beta_n x)$ , siendo  $\beta_n = n\pi/L$ . Las frecuencias propias asociadas a cada modo son  $\omega_n = (\beta_n L)^2 \sqrt{EI/\bar{m}L^4}$  (rad/s), siendo  $L$  la luz,  $EI$  la rigidez a flexión y  $\bar{m}$  la masa por unidad de longitud



**Figura A.2.** Seis primeros modos de vibración de una viga continua de dos vanos iguales. Las formas modales están definidas por  $\phi_n(x) = C_n \{ \sin(\beta_n x) - [\sin(\beta_n L)/\sinh(\beta_n L)] \sinh(\beta_n x) \}$ , expresión válida en el primer vano; la forma modal en el segundo vano es la simétrica o la antisimétrica de la del primer vano, dependiendo del tipo de modo. Los modos antisimétricos (1, 3 y 5) vienen definidos por los parámetros  $\beta_n^h = n\pi/L$ . Los parámetros de los modos simétricos (2, 4 y 6) están definidos por las soluciones de la ecuación trascendente  $\text{tg}(\beta_n^s L) = \text{tgh}(\beta_n^s L)$ , resultando los valores  $\beta_1^s = 3,9266/L$ ,  $\beta_2^s = 7,0686/L$ ,  $\beta_3^s = 10,2102/L$ . Las frecuencias propias asociadas a cada modo vienen dadas en ambos casos por  $\omega_n = (\beta_n L)^2 \sqrt{EI/\bar{m}L^4}$  (rad/s)



## MODELOS DE CARGAS MÓVILES Y DE INTERACCIÓN VEHÍCULO ESTRUCTURA

### 1. Modelo de cargas móviles

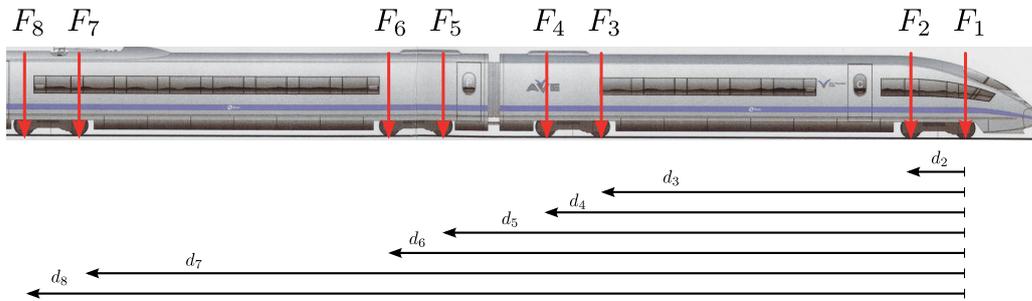
Los modelos de cargas móviles consideran la acción del tráfico como ejes de carga constante a una cierta velocidad, sin tener en cuenta las vibraciones que se producen en el vehículo. Por tanto, este modelo consiste en una serie de cargas con valor determinado separadas entre sí una distancia constante que recorren la estructura (Figura A.3).

Estos modelos suelen proporcionar una solución bastante aproximada, que por otra parte suele estar del lado de la seguridad en relación con las vibraciones del puente, al no tener en cuenta

ta la energía de vibración que permanece en el vehículo. Además, desde el punto de vista del proyectista, normalmente, no suele ser fácil obtener los datos de los parámetros característicos de las suspensiones necesarias para usar un modelo de interacción.

Salvo que se le especifique lo contrario el programa CALDINTAV usa por defecto un modelo de cargas móviles.

**Figura A.3.** Esquema del modelo de cargas móviles. Se indica la distancia relativa al primer eje



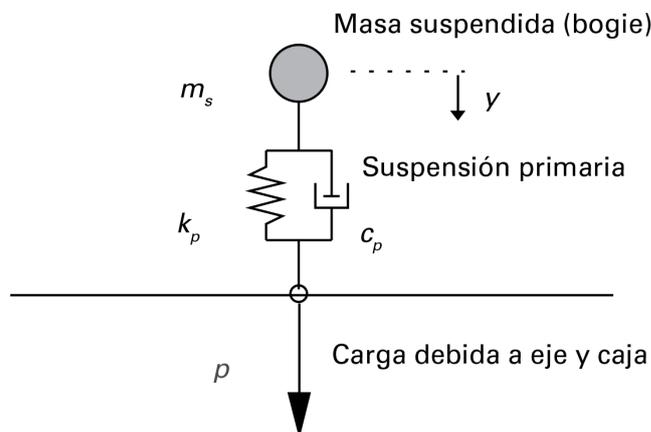
## 2. Modelo con interacción vehículo-estructura

La acción transmitida de las ruedas al carril no es realmente constante, sino que es variable en función de la suspensión de la que disponga el tren. Los modelos de interacción vehículo-estructura tienen en cuenta la existencia de mecanismos que disipan la energía o sistemas que la intercambian.

De manera general, los efectos dinámicos son algo inferiores al considerar la interacción vehículo-estructura, especialmente en condiciones resonantes de la estructura. Por ello, en situaciones no resonantes o puentes hiperestáticos, no suelen ser determinantes en el cálculo, recomendándose la utilización de modelos de cargas móviles.

CALDINTAV usa un modelo de interacción simplificado. En este caso (Figura A.4) el acoplamiento dinámico se produce sólo con la parte proporcional de la masa semisuspendida del bogie ( $m_s$ ) y la suspensión primaria ( $k_p$ ,  $c_p$ ). El efecto de la masa suspendida de la caja del vehículo así como el de la masa no suspendida del eje se simplifica como una carga gravitatoria móvil ( $p$ ) de valor constante. Esta simplificación es válida en la mayoría de los puentes de luces pequeñas o medias, en los que la interacción dinámica debida a la suspensión primaria es la preponderante a efectos de la respuesta dinámica del puente.

**Figura A.4.** Modelo simplificado de interacción vehículo-estructura

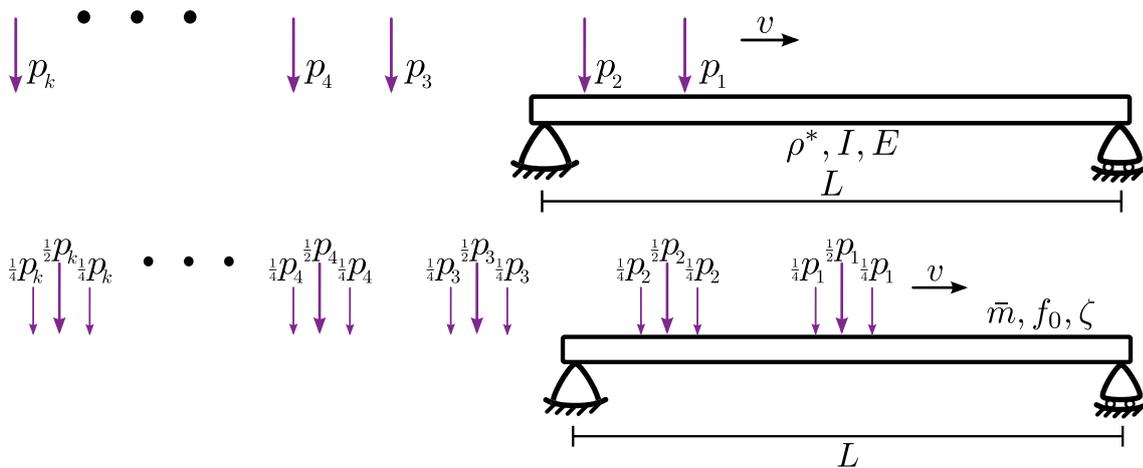


### 3. Distribución de carga entre traviesas

La carga de los ejes sobre los carriles se distribuye a través de la estructura de la vía antes de llegar al tablero, por lo cual su consideración como carga concentrada sobre el mismo es una simplificación. La consideración de la carga como concentrada (Figura A.5), sin repartirla entre las traviesas, provoca aceleraciones superiores en el tablero del puente respecto a si se considera distribuida. Al ser ésta la hipótesis más conservadora es empleada con frecuencia en los cálculos dinámicos.

Una forma sencilla de considerar la distribución de las cargas sobre el tablero es, según se indica en EN1991-2 [3], dividiendo la carga vertical de cada eje del tren entre tres traviesas consecutivas con las proporciones de 1/4, 1/2 y 1/4 (Figura A.5). CALDINTAV permite elegir entre considerar la carga distribuida entre traviesas o no considerarla.

Figura A.5. Esquemas de cargas móviles, concentradas (arriba) y distribuidas (abajo)



#### A1.3. INSTALACIÓN

CALDINTAV es un programa desarrollado en MATLAB y compilado posteriormente para una mayor velocidad de cálculo. Sin embargo, para su ejecución no es necesario disponer de MATLAB aunque sí instalar un conjunto de bibliotecas de libre distribución denominadas *MATLAB Compiler Runtime* (MCR), que se incorporan para su instalación dentro del paquete proporcionado con la distribución.

Para instalar en WINDOWS el programa es necesario seguir los siguientes pasos:

1. Descargar el fichero autoinstalable *CALDINTAVn\_pkg.exe*.
2. Ejecutar dicho programa, creará una carpeta **CALDINTAVn** y extraerá en el mismo el programa principal y el resto de los ficheros de datos auxiliares, e iniciará automáticamente la instalación de la librería MCR. Seguir los pasos hasta completar la instalación.

Una vez hecho esto, para ejecutar el programa simplemente hay que ejecutar el fichero denominado *CALDINTAVn.exe*.

**NOTA:** En caso de que al ejecutar el fichero *CALDINTAVn.exe* aparezca el siguiente mensaje de error: «**Could not find version 7.14 of the MCR. Attempting to load mcl ...**» se deberá repetir la instalación del MCRInstaller (ejecutando el archivo *MCRInstaller.exe*). Al repetir esta operación el ordenador solucionará su problema al detectar el «path» de este fichero y se podrá ejecutar el programa correctamente.

## A2. TUTORIAL

Se introduce el uso del programa en primer lugar por medio de un caso sencillo que se incluye en el ejemplo 1 del apartado 5.1 del documento principal. Se trata de un puente isostático simplemente apoyado de las siguientes características:

- $L = 15$  m
- $EI = 12064000$  kN · m<sup>2</sup>
- $\bar{m} = 12000$  kg/m
- $\zeta = 1,85\%$

Teniendo en cuenta estos valores<sup>1</sup> la frecuencia fundamental del primer modo de vibración resulta  $f_1 = 7,00$  Hz.

Se va a calcular la respuesta dinámica del puente bajo el paso del tren ICE-3 (AVE S-103) para distintas velocidades que varían desde 100 hasta 400 km/h. Los pasos a seguir se describen a continuación:

### A2.1. INICIAR PROGRAMA Y DAR NOMBRE AL PROYECTO

Ejecutar el programa *CALDINTAVn.exe*. Al cabo de unos segundos se iniciará la interfaz y se debe pulsar el botón **START**.

A continuación se pide introducir el nombre del proyecto. Se introduce un nombre cualquiera, que puede contener espacios, pero no debe contener símbolos ni acentos, dado que los ficheros de salida se guardarán con este nombre. Se escribe, por ejemplo, «**Puente ejemplo**» y se pulsa **ACCEPT**.

### A2.2. DEFINIR PROPIEDADES DEL PUENTE Y SELECCIONAR PUNTOS DE ESTUDIO

Para definir las propiedades del puente hacemos click en «**Define Properties**» dentro de la sección «**Bridge Properties**» que se encuentra en la ventana principal. Se abrirá una nueva ventana en la que podremos introducir tanto las propiedades del puente como los puntos en los que nos va a interesar obtener los resultados.

Podemos introducir las propiedades del puente de forma manual, introduciendo las características de cada vano por filas o cargar un fichero de texto que contenga las características del puente. Para generar estos ficheros, se puede escribir manualmente en la tabla y posteriormente guardar la información con el botón **Save bridge** de la barra de menú. Asimismo se puede escribir este fichero independientemente con un editor de texto sin formato.

Hacemos click en **Load bridge** y seleccionamos «**puentetutorial**» (ver Figura A.6). Al abrir el fichero veremos como en la tabla aparecen todas las propiedades del puente. Deberemos introducir el amortiguamiento estructural, en tanto por ciento, en la casilla «**Damping**».

Para aceptar las propiedades del puente y mostrar un esquema de la configuración del mismo pulsamos el botón de **Accept and show**. Las listas con los posibles puntos para monitorizar resultados del cálculo dinámico se activarán.

Por último, seleccionamos los puntos en los que vamos a querer obtener aceleraciones o desplazamientos (centros de vano), momentos flectores en centros de vano y momentos flectores en apoyos. Para ello seleccionamos el punto de la lista de disponibles y lo añadimos a la lista de seleccionados mediante el botón **Add**. En nuestro caso seleccionamos todos los puntos que se nos permiten para el caso de un puente isostático, que son obtener aceleraciones, desplazamientos y momentos en centro de vano (ver Figura A.7). A medida que vayamos seleccionando estos puntos, veremos como se irán marcando en nuestro esquema del puente.

<sup>1</sup> La ecuación que proporciona las frecuencias propias a partir de los datos mecánicos de la viga está expresada en el pie de la Figura A.1.

Figura A.6. Cargar puente desde fichero de datos

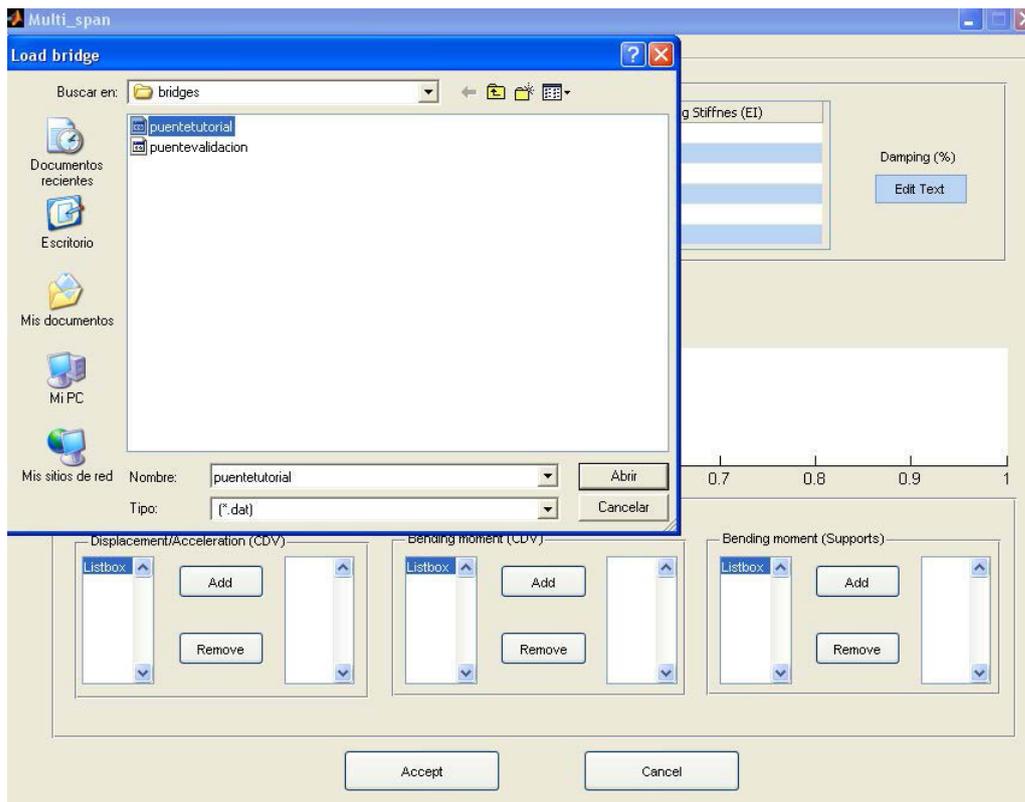
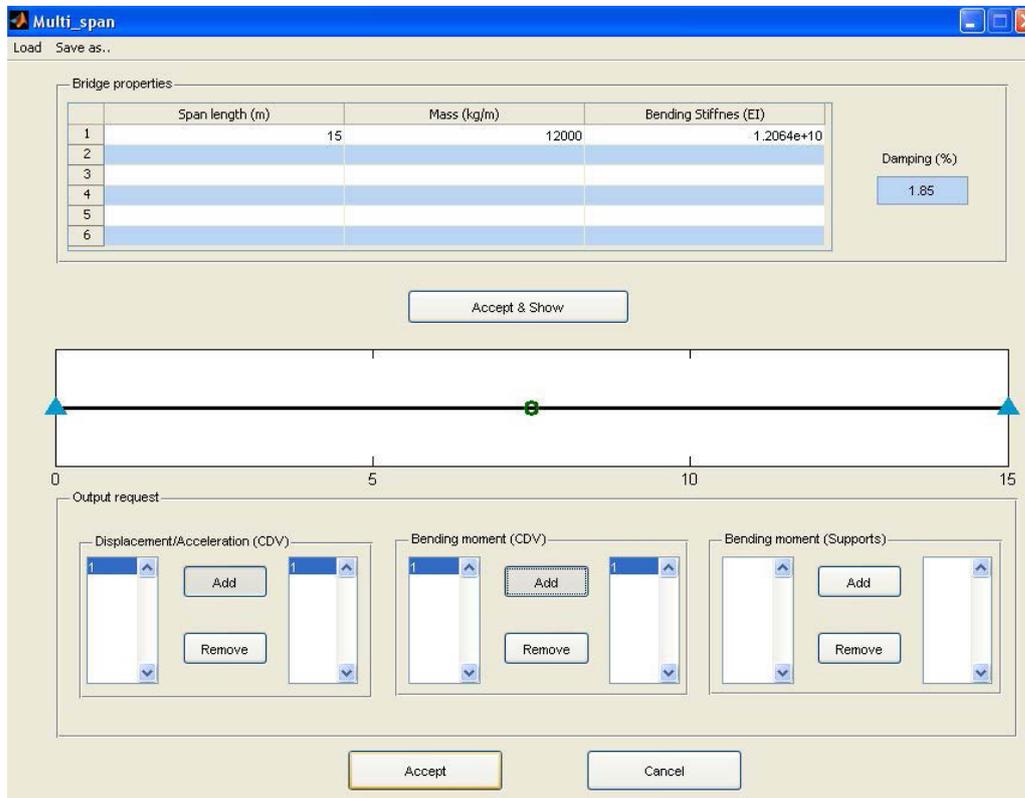


Figura A.7. Aceptar las propiedades del puente y seleccionar los puntos y magnitudes para los que vamos a obtener la respuesta



### A2.3. SELECCIONAR TRENES Y VELOCIDADES

En este caso se quiere realizar el cálculo con uno de los trenes incluidos en la biblioteca del programa, el AVE S-103. Por tanto, simplemente se selecciona de la lista de trenes disponibles (**Available trains**) y se pasa mediante el botón **Add** a la lista de trenes a usar en el cálculo (**Selection**) (ver Figura A.8).

El programa permite realizar el cálculo con varios trenes a la vez, simplemente incluyéndolos de manera análoga a la descrita. Además permite definir nuevos trenes o cargar trenes ya definidos (ver 5.2).

Figura A.8. Seleccionar trenes y velocidades



CALDINTAV está diseñado para efectuar los cálculos dinámicos en una secuencia para un conjunto de velocidades, permitiendo obtener tanto las respuestas dinámicas completas a cada una de estas velocidades como la envolvente de las acciones máximas. La secuencia de velocidades se define como una sucesión entre un valor mínimo y uno máximo con un intervalo dado. Se escribe la velocidad mínima de cálculo, en este caso 100 km/h, y la velocidad máxima, 400 km/h. Por defecto el cálculo se realizará con incrementos de velocidades de 5 km/h. Si se desea se puede reducir o ampliar este incremento, y por tanto las distintas velocidades en las que se va a realizar el cálculo.

### A2.4. SELECCIONAR TIPO DE CÁLCULO

Si se desea tener en cuenta la distribución de cargas se debe activar la casilla «**Load distribution**». En este caso se va a considerar la carga concentrada, y por tanto se deja esta casilla sin activar (ver Figura A.8).

### A2.5. RESULTADOS

El cálculo se ejecuta pulsando el botón **Submit** de la ventana principal. Aparece una ventana que informa del avance del cálculo. En cualquier momento se puede cancelar el cálculo que se ha mandado haciendo click en el botón **Cancel** de esa ventana.

Cuando el cálculo ha finalizado aparecen dos gráficos en la parte izquierda de la ventana principal, en el panel de resultados («**Results**»). El gráfico superior muestra la envolvente de las aceleraciones máximas obtenidas para cada velocidad calculada. El gráfico inferior muestra la envolvente del máximo factor de impacto dinámico para cada velocidad. Debajo de este se muestra el valor de la máxima aceleración y el máximo factor de impacto dinámico, así como la velocidad a la que se produce. En el caso de haber realizado el cálculo con varios trenes aparecerá el valor del tren que mayores efectos dinámicos produzca.

Para facilitar la interpretación de resultados se dispone de unos botones debajo de cada gráfico que permiten pintar distintos límites orientativos. Así, en este caso se puede pintar el límite máximo de aceleraciones contemplado en la normativa EN1990/A1 [4] seleccionando el tipo de vía, por ejemplo vía con balasto («**Ballast**») y haciendo click en el botón **Máx.Accel.Limit**.

En la Figura A.9 se puede ver, en la parte superior derecha, el límite máximo de aceleraciones para una vía con balasto. Se puede observar como en este caso este límite se supera a los 210 km/h, y también para velocidades superiores a los 310 km/h.

Análogamente para el gráfico del factor de impacto dinámico se dispone de un límite que da idea de cuando se están produciendo fenómenos dinámicos significativos. Este límite es el definido por la ficha UIC-776 [5] y EN1991-2 [3] y se puede representar pulsando el botón  $1 + \phi_{UIC}$ .

En la Figura A.9, en la parte inferior derecha, se puede ver como existen una serie de picos en los que se supera el valor de  $1 + \phi_{UIC}$  que coinciden más o menos con los que proporcionan mayores valores de las aceleraciones.

Para analizar qué es lo que está ocurriendo a 210 km/h se le puede pedir al programa la historia de aceleraciones en el tiempo para ese punto. Para ello se va a la barra de menú: **Results** → **Time histories** → **Accelerations**.

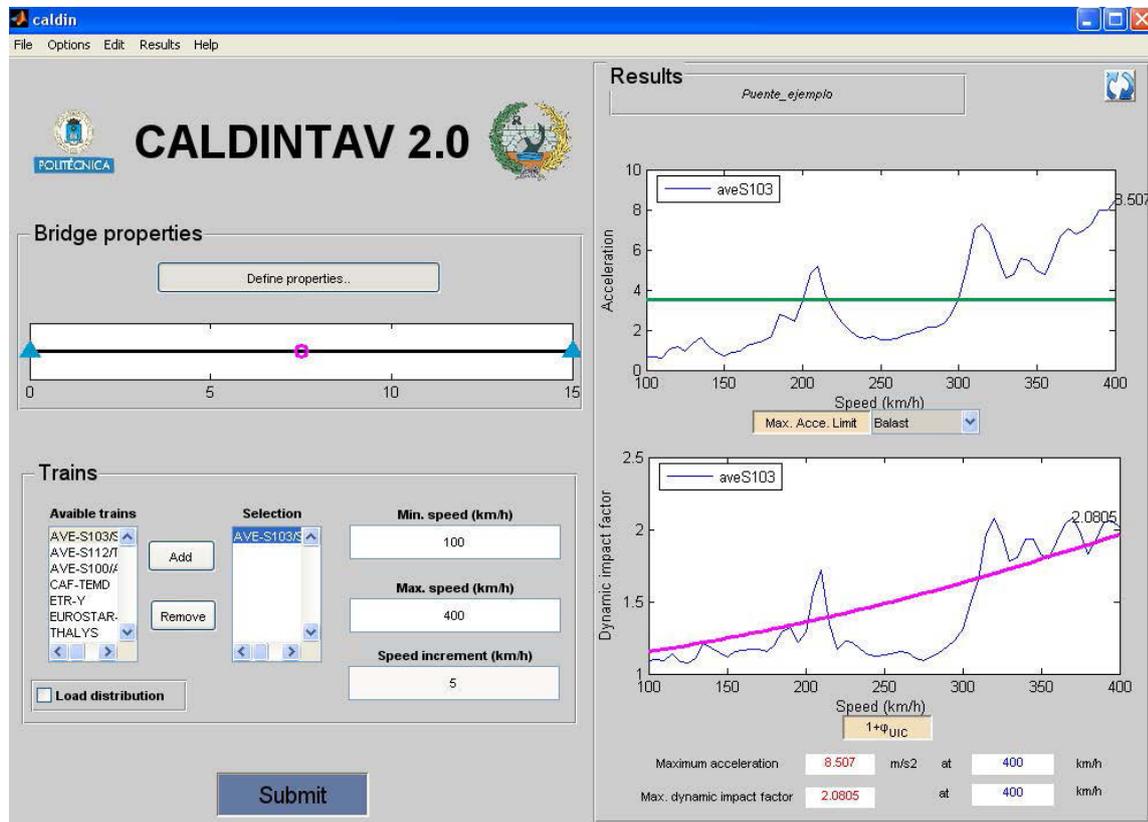
En el menú desplegable aparecerán los distintos trenes con los que se ha calculado. Se selecciona el que interese, en este caso el **AVE S-103/SIEMENS**. Se introduce la velocidad a la que interesa obtener la historia temporal de aceleraciones, por ejemplo 210 km/h y se pulsa **Intro** en este mismo campo en el que se edita la velocidad.

En la Figura A.10 se puede ver como para 210 km/h se observa un patrón claramente resonante, que provoca que exista el pico de aceleraciones y en el factor de impacto dinámico que previamente se había detectado. A 150 km/h (Figura A.11) este patrón no se detecta.

En la parte inferior de estas ventanas tenemos dos botones que ponen **Previous** y **Next**, estos botones nos servirán cuando tengamos resultados en más de un centro de vano para movernos de un punto a otro.

De manera análoga se podría obtener la historia de desplazamientos para una determinada velocidad **Results** → **Time histories** → **Displacements**.

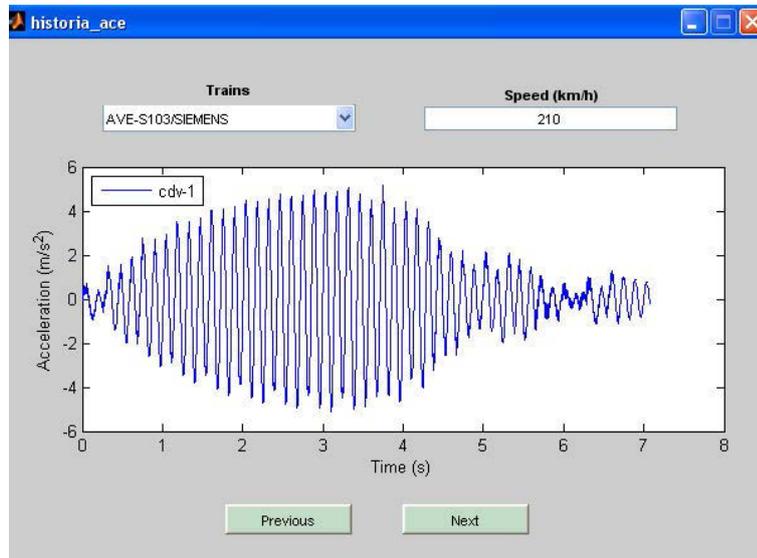
**Figura A.9.** Resultados del cálculo. Para el cálculo se han empleado los dos primeros modos de vibración simétricos



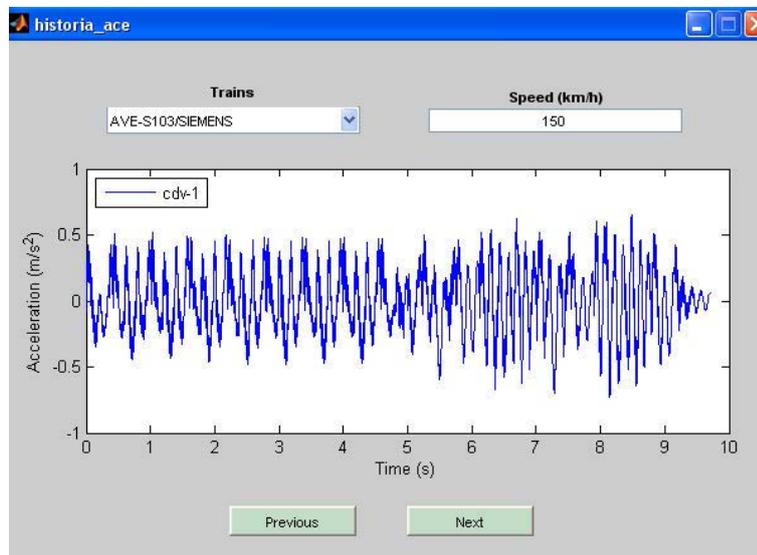
Para realizar un nuevo cálculo se pueden limpiar los campos y gráficos que aparecen en la pantalla principal mediante el menú **Edit** en la opción **Clear**.

Para visualizar los momentos flectores vamos a **Results** → **Time histories** → **Bending moments**. En la Figura A.12 se muestra el momento flector en función del tiempo cuando el tren pasa a una velocidad de 210 km/h.

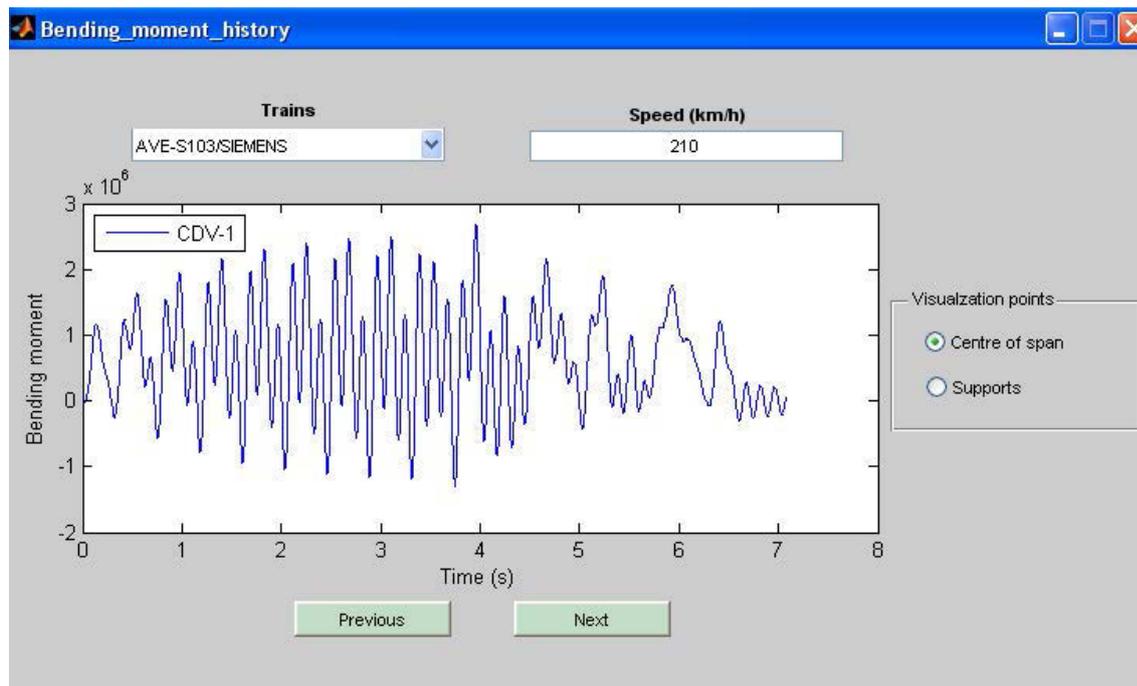
**Figura A.10.** Historia de aceleraciones a 210 km/h. Para el cálculo se han empleado los dos primeros modos de vibración simétricos



**Figura A.11.** Historia de aceleraciones a 150 km/h. Para el cálculo se han empleado los dos primeros modos de vibración simétricos



**Figura A.12.** Historia de momentos flectores a 210 km/h en centro de vano. Para el cálculo se han empleado los dos primeros modos de vibración simétricos



### A3. RESULTADOS

#### A3.1. PUENTE ISOSTÁTICO SIMPLEMENTE APOYADO

A parte de los resultados que se visualizan en pantalla y que se han descrito en el punto anterior, el programa genera una serie de ficheros de resultados para cada velocidad y para cada tren con el siguiente nombre:

**nombre\_proyecto-tren-cmov-Lluz-velocidad.dat**

En este caso, como se ha realizado un cálculo con carga móvil (*cmov*) y no con modelo de interacción (*inte*), un fichero de salida será, por ejemplo:

**Puente\_ejemplo-aveS103-cmov-L15-100.dat**

Estos son ficheros de texto, en los cuales se tienen cuatro columnas que contienen los siguientes datos:

**Cuadro A.2.** Significado de los valores recogidos en columnas proporcionados por los ficheros para cada velocidad con extensión **.dat**. Puentes isostáticos

| Tiempo | Desplazamiento | Velocidad | Aceleración | Factor de impacto |
|--------|----------------|-----------|-------------|-------------------|
|--------|----------------|-----------|-------------|-------------------|

También se generan unos ficheros para cada velocidad que contienen los momentos flectores pedidos. Éstos tienen el siguiente nombre:

**nombre\_proyecto-tren-cmov-Lluz-velocidad.str**

En estos ficheros de texto, cada una de las columnas contiene los datos recogidos en el Cuadro A.3.

**Cuadro A.3.** Significado de los valores recogidos en columnas proporcionados por los ficheros para cada velocidad con extensión **.str**. Puentes isostáticos

|               |                                  |
|---------------|----------------------------------|
| <b>Tiempo</b> | <b>Momento en centro de vano</b> |
|---------------|----------------------------------|

Asimismo se generan unos archivos que contienen los valores máximos para cada velocidad, es decir, una envolvente. Estos ficheros tienen el siguiente nombre:

**nombre\_proyecto-tren-cmov/inte-barrido-Lluz-velocidad\_inicial-velocidad\_final.dat**

Así por ejemplo en este caso se ha generado un fichero

**Puente\_ejemplo-aveS103-cmov-barrido-L15-100-400.dat**

Estos ficheros de texto contienen también una serie de columnas con los siguientes datos:

**Cuadro A.4.** Significado de los valores recogidos en columnas proporcionados por los ficheros de barridos. Puentes isostático

|                       |                       |                  |                    |                          |
|-----------------------|-----------------------|------------------|--------------------|--------------------------|
| <b>Velocidad tren</b> | <b>Desplazamiento</b> | <b>Velocidad</b> | <b>Aceleración</b> | <b>Factor de impacto</b> |
|-----------------------|-----------------------|------------------|--------------------|--------------------------|

### **A3.2. PUENTE CONTINUO**

Para el caso de puentes continuos el programa deja de indicar en los ficheros de salida la luz del puente, puesto que pueden ser diferentes, y pasa a indicar el número de vanos del puente estudiado. Así, un fichero de salida, para cada velocidad en un puente continuo tendría el siguiente nombre:

**nombre\_proyecto-tren-cmov-multinumerodevanos-velocidad.dat**

La estructura de las columnas del fichero es análoga a la indicada para puentes isostáticos, con la diferencia de que al poder tener más puntos solución, se irán colocando las respuestas de estos de manera consecutiva de izquierda a derecha. Es decir, primero aparecerán las soluciones para el vano en el que hayamos pedido solución que este más a la izquierda en el esquema del puente, y posteriormente las soluciones de los puntos que estén más a la derecha.

Los ficheros que se generan con los esfuerzos para cada velocidad tienen el siguiente nombre:

**nombre\_proyecto-tren-cmov-multinumerodevanos-velocidad.str**

En este caso la primera columna recogerá tiempos, las siguientes momentos en apoyos (de izquierda a derecha en el esquema) y las siguientes momentos en centros de vano (de izquierda a derecha en el esquema).

Asimismo se generan unos archivos que contienen los valores máximos para cada velocidad, es decir, una envolvente. Estos ficheros tienen el siguiente nombre:

**nombre\_proyecto-tren-cmov-barrido-multinumerodevanos-velocidad\_inicial-velocidad\_final.dat**

En estos ficheros se sigue el mismo criterio para la organización de los puntos solución que el explicado anteriormente. Los ficheros tienen un esquema como el mostrado en el Cuadro A.4, que se repite para cada punto solución, mostrándose primero los de los vanos de la izquierda y posteriormente los de la derecha.

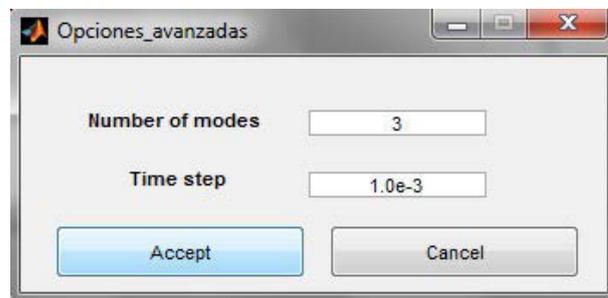
## A4. OPCIONES AVANZADAS

Se puede especificar el número de modos que se desea que se consideren en el cálculo y el paso de tiempo para el cálculo. El paso de tiempo indica cada cuanto tiempo se va a resolver el problema. Así pues, cuanto menor sea el paso de tiempo más exacta será la solución pero también mas lento será el cálculo.

Para el caso de puentes isostáticos el programa solamente toma los modos simétricos de vibración, dado que la forma modal en centro de vano para los modos antiasimétricos tiene un valor nulo. Por defecto el número de modos considerados son 2. Es importante señalar que en el caso de un puente isostático el número de modos indicados es el número de modos simétricos que considera el programa, dado que los antisimétricos no tienen influencia en los centros de vano. Si se desea cambiarlos se va a **Options** → **Advanced**.

En la Figura A.13 se muestra como se han cambiado los modos de vibración para considerar 3 y se ha aceptado el valor que viene por defecto para el paso de tiempo de  $10^{-3}$  s. Para confirmar los cambios se hace click en **Accept**.

**Figura A.13.** Opción para modificar número de modos a considerar y paso de tiempo de cálculo



## A5. DEFINIR NUEVOS TRENES

### A5.1. CREAR UN NUEVO TREN

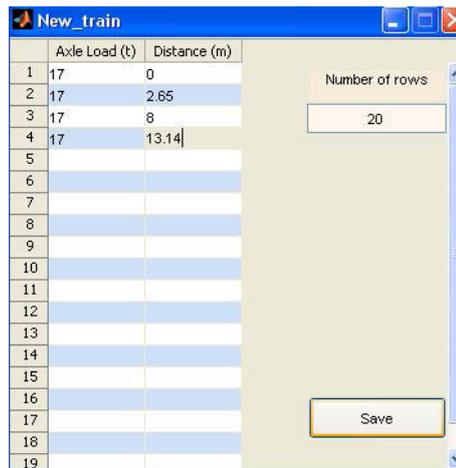
Para crear un nuevo tren se hace click en **Options** → **Train** → **New**.

Aparece una nueva ventana (Figura A.14) en la cual se debe definir el valor de la carga de cada eje en toneladas (**Axle Load (t)**) y la distancia de ese eje al primero (**Distance (m)**). La distancia del primer eje será siempre cero. Si el tren tiene mas de 20 ejes se puede aumentar el número de filas de la tabla escribiendo el número deseado en el campo **Number of rows** y haciendo **enter**. Por último se debe especificar el nombre que se desea dar al nuevo tren en el campo **Name** y hacer click en **SAVE**. De esta manera, se crea un fichero de datos en la carpeta **trains** en la que se tendrá guardado para siempre este tren. (Estos ficheros también se podrían modificar de forma manual de manera simple con cualquier editor de textos.)

### A5.2. CARGAR UN TREN YA CREADO

Para que un tren ya creado aparezca en la lista de trenes disponibles para el cálculo, y por tanto se pueda utilizar se debe ir a **Options** → **Train** → **Load**. Se debe entrar en la carpeta **trenes** y cargar el fichero con extensión (**.dat**) de el tren haciendo click en **Abrir**. En ese momento el tren aparece el último en la lista de trenes disponibles (**Aviable trains**) y se puede emplear en el cálculo haciendo click en **Add**.

Figura A.14. Ventana para crear un nuevo tren

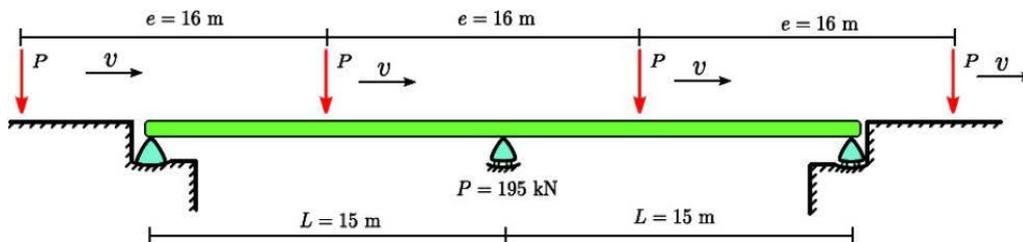


## A6. EJEMPLO DE VALIDACIÓN

Se considera un puente continuo con dos vanos iguales de  $L = 15\text{ m}$  y con las siguientes propiedades:

- $EI = 7,6941 \cdot 10^9\text{ kN} \cdot \text{m}^2$
- $\bar{m} = 15000\text{ kg/m}$
- $\zeta = 2\%$

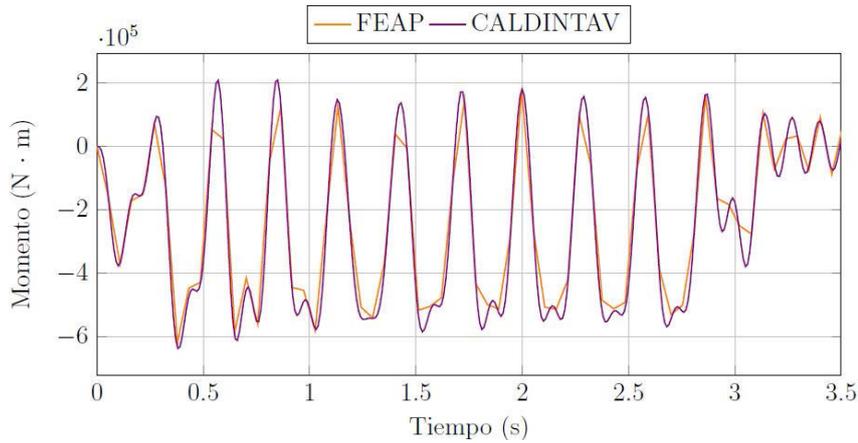
Figura A.15. Esquema del puente continuo utilizado en el ejemplo de validación y del tren de cargas que pasa a una velocidad de 200 km/h



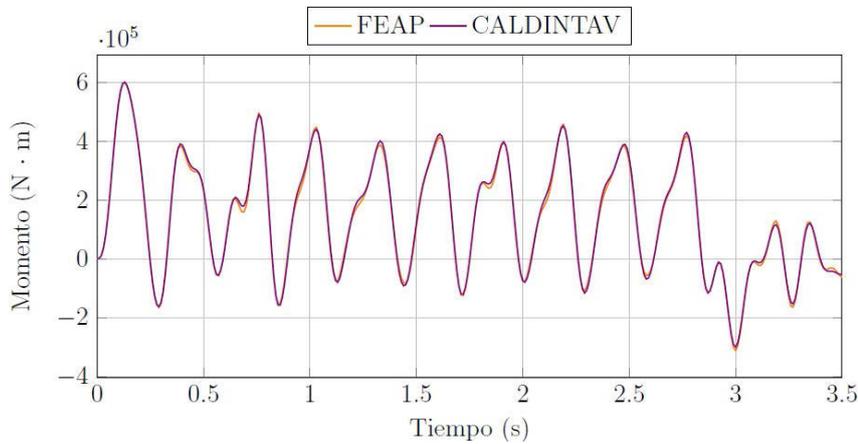
Para el cálculo se va a utilizar un tren idealizado con 10 cargas, separadas entre sí  $e = 16\text{ m}$ , de  $P = 195\text{ kN}$  cada una, pasando a una velocidad  $v = 200\text{ km/h}$  (Figura A.15). Los resultados que se obtienen con CALDINTAV se comparan con los obtenidos mediante el uso de un programa de elementos finitos (FEAP [2]).

En la Figuras A.16 y A.17 se muestran los momentos flectores positivos (en centro de vano) y negativos (en apoyo) obtenidos con cada uno de estos programas. Se puede ver como los resultados que arrojan ambos programas son muy similares, y las pequeñas diferencias que hay se deben a ligeras diferencias en la discretización de los modelos.

**Figura A.16.** Momento flector en el apoyo central provocado por el paso del tren con 10 cargas de 195 kN a 200 km/h. Para el cálculo se han utilizado dos modos de vibración

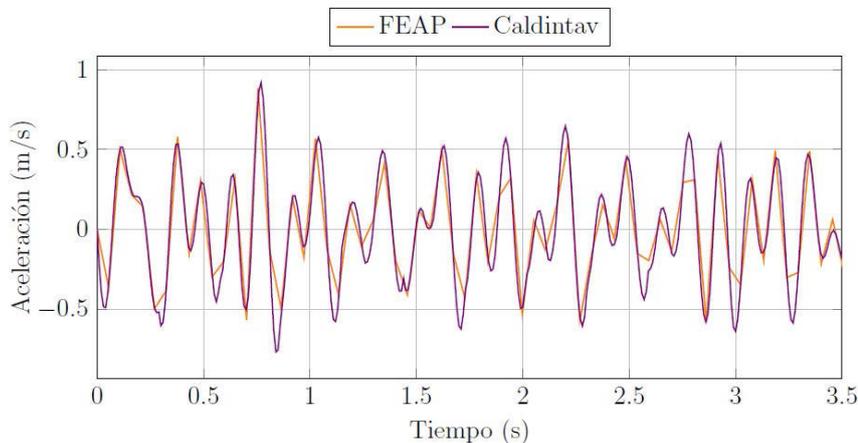


**Figura A.17.** Momento flector en el primer centro de vano provocado por el paso del tren con 10 cargas de 195 kN a 200 km/h. Para el cálculo se han utilizado dos modos de vibración



Por último, en la Figura A.18, se muestran las aceleraciones obtenidas en el primer centro de vano con ambos programas. Los resultados obtenidos con FEAP son, en este caso también, muy parecidos a los obtenidos con CALDINTAV.

**Figura A.18.** Historia de aceleraciones en el primer centro de vano provocado por el paso del tren con 10 cargas de 195 kN a 200 km/h. Para el cálculo se han utilizado dos modos de vibración



## A7. AYUDA

Para cualquier duda o sugerencia puede contactarnos en la siguiente dirección de correo:

caldintav@mecanica.upm.es

## A8. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Ministerio de Fomento. *IAPF-07 Instrucción sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de puentes de Ferrocarril*. Madrid, 2007.
- [2] TAYLOR, R. L. *FEAP, Finite Element Analysis Program*. Civil Engineering Department, University of California, Berkeley, version 8.1 edition, 2010.
- [3] European Committee for Standardization (CEN). *EN1991-2: EUROCODE 1-Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges*, 2003.
- [4] European Committee for Standardization (CEN). *EN1990/A1: EUROCODE 0-Basis for structural design, Annex A2: Application for bridges*, 2005
- [5] Union Internationale des Chemins de Fer (UIC). *Fiche UIC 776-1R: Charges a prendre en consideration dans le calcul des ponts-rails*, 5.<sup>a</sup> ed. 2006. Agosto 2006.