

Octubre 2004

### TÍTULO

**Eurocódigo 1: Acciones en estructuras**

**Cargas de tráfico en puentes**

*Eurocode 1: Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges.*

*Eurocode 1: Actions sur les structures. Partie 2: Actions sur les ponts, dues au trafic.*

### CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de la Norma Europea EN 1991-2 de septiembre de 2003.

### OBSERVACIONES

Esta norma anula y sustituye a la Norma UNE-ENV 1991-3 de abril de 1998.

### ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos Estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR  
Depósito legal: M 44900:2004

© AENOR 2004  
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

**AENOR**

C Génova, 6  
28004 MADRID-España

Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Teléfono 91 432 60 00  
Fax 91 310 40 32

160 Páginas

**Grupo 672**



Versión en español

## **Eurocódigo 1: Acciones en estructuras Cargas de tráfico en puentes**

**Eurocode 1: Actions on structures.  
Part 2: Traffic loads on bridges.**

**Eurocode 1: Actions sur les structures.  
Partie 2: Actions sur les ponts, dues au  
trafic.**

**Eurocode 1. Einwirkungen auf  
Tragwerke. Teil 2: Verkehrslasten auf  
Brücken.**

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2002-11-28. Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional.

Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales, pueden obtenerse en la Secretaría Central de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada a la Secretaría Central, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, Eslovaquia, España, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

**CEN**  
**COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN**  
European Committee for Standardization  
Comité Européen de Normalisation  
Europäisches Komitee für Normung  
**SECRETARÍA CENTRAL: Rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles**

## ÍNDICE

	Página
<b>PRÓLOGO .....</b>	<b>9</b>
<b>Prólogo del programa de Eurocódigos.....</b>	<b>10</b>
<b>Estatus y campo de aplicación de los Eurocódigos.....</b>	<b>10</b>
<b>Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos.....</b>	<b>11</b>
<b>Vínculos entre los Eurocódigos y las especificaciones técnicas armonizadas (ENs y DITEs) de productos .....</b>	<b>11</b>
<b>Información adicional específica de la Norma EN 1991-2.....</b>	<b>12</b>
<b>El anexo nacional de la Norma EN 1991-2.....</b>	<b>13</b>

### CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

<b>1.1 Objeto y campo de aplicación .....</b>	<b>17</b>
<b>1.2 Normas para consulta.....</b>	<b>18</b>
<b>1.3 Distinción entre Principios y Reglas de Aplicación.....</b>	<b>18</b>
<b>1.4 Términos y definiciones.....</b>	<b>19</b>
<b>1.4.1 Términos armonizados y definiciones comunes .....</b>	<b>19</b>
<b>1.4.2 Términos y definiciones específicos para puentes de carretera .....</b>	<b>20</b>
<b>1.4.3 Términos y definiciones específicos para puentes ferroviarios.....</b>	<b>20</b>
<b>1.5 Símbolos.....</b>	<b>21</b>
<b>1.5.1 Símbolos comunes.....</b>	<b>21</b>
<b>1.5.2 Símbolos específicos para las capítulos 4 y 5.....</b>	<b>21</b>
<b>1.5.3 Símbolos específicos para la capítulo 6 .....</b>	<b>23</b>

### CAPÍTULO 2 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

<b>2.1 Generalidades.....</b>	<b>28</b>
<b>2.2 Acciones variables.....</b>	<b>28</b>
<b>2.3 Acciones para situaciones de proyecto accidentales.....</b>	<b>30</b>

### CAPÍTULO 3 SITUACIONES DE PROYECTO

#### CAPÍTULO 4 ACCIONES DE TRÁFICO RODADO Y OTRAS ACCIONES ESPECÍFICAS PARA PUENTES DE CARRETERA

<b>4.1 Campo de aplicación.....</b>	<b>32</b>
<b>4.2 Representación de las acciones .....</b>	<b>32</b>
<b>4.2.1 Modelos de carga de tráfico rodado .....</b>	<b>32</b>
<b>4.2.2 Clases de carga .....</b>	<b>33</b>
<b>4.2.3 Divisiones de la calzada en carriles nominales .....</b>	<b>33</b>
<b>4.2.4 Localización y numeración de los carriles para el proyecto.....</b>	<b>34</b>
<b>4.2.5 Aplicación de los modelos de carga en carriles individuales .....</b>	<b>35</b>
<b>4.3 Cargas verticales - valores característicos .....</b>	<b>35</b>
<b>4.3.1 Situaciones de proyecto generales y asociadas .....</b>	<b>35</b>

4.3.2	Modelo de carga 1 .....	36
4.3.3	Modelo de carga 2 .....	39
4.3.4	Modelo de carga 3 (vehículos especiales) .....	40
4.3.5	Modelo de carga 4 (carga de acumulación de tráfico) .....	40
4.3.6	Distribución de las cargas concentradas .....	40
4.4	Fuerzas horizontales: valores característicos .....	41
4.4.1	Fuerzas de frenado y aceleración .....	41
4.4.2	Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales .....	42
4.5	Grupos de tráfico en puentes de carretera .....	42
4.5.1	Valores característicos de acciones multicomponentes .....	42
4.5.2	Otros valores representativos de las acciones multicomponente .....	44
4.5.3	Grupos de cargas en situaciones de proyecto transitorias .....	44
4.6	Modelos de carga de fatiga .....	44
4.6.1	Generalidades .....	44
4.6.2	Modelo de carga de fatiga 1 (semejante a LM1) .....	47
4.6.3	Modelo de carga de fatiga 2 (conjunto de camiones “frecuentes”) .....	47
4.6.4	Modelo de carga de fatiga 3 (modelo de vehículo único) .....	48
4.6.5	Modelo de carga de fatiga 4 (conjunto de camiones “estándar”) .....	49
4.6.6	Modelo de carga de fatiga 5 (basado en datos de tráfico real) .....	51
4.7	Acciones para situaciones de proyecto accidentales .....	51
4.7.1	Generalidades .....	51
4.7.2	Fuerzas de colisión de vehículos bajo el puente .....	51
4.7.2.1	Fuerza de colisión contra las pilas y otros elementos de soporte .....	51
4.7.2.2	Fuerzas de colisión en los tableros .....	52
4.7.3	Acciones de vehículos sobre el puente .....	52
4.7.3.1	Vehículos en vías peatonales o pistas para ciclistas en puentes de carretera .....	52
4.7.3.2	Fuerza de colisión contra los bordillos de la acera .....	53
4.7.3.3	Fuerzas de colisión contra sistemas de contención .....	53
4.7.3.4	Fuerzas de colisión contra elementos estructurales .....	54
4.8	Acciones sobre los parapetos peatonales .....	54
4.9	Modelos de carga para estribos y muros adyacentes a puentes .....	55
4.9.1	Cargas verticales .....	55
4.9.2	Fuerzas horizontales .....	55

## **CAPÍTULO 5 ACCIONES SOBRE ACERAS, CARRILES DE BICICLETAS Y PASARELAS**

5.1	Campo de aplicación .....	57
5.2	Representación de las acciones .....	57
5.2.1	Modelos de carga .....	57
5.2.2	Tipos de carga .....	57
5.2.3	Aplicación de los modelos de carga .....	58
5.3	Modelos estáticos para las cargas verticales - valores característicos .....	58
5.3.1	Generalidades .....	58
5.3.2	Modelos de carga .....	58
5.3.2.1	Carga uniformemente distribuida .....	58

5.3.2.2	Carga concentrada.....	59
5.3.2.3	Vehículo de servicio .....	59
5.4	Modelo estático para cargas horizontales - valores característicos .....	60
5.5	Grupos de acciones de tráfico en pasarelas .....	60
5.6	Acciones para las situaciones de proyecto accidentales en pasarelas .....	61
5.6.1	Generalidades.....	61
5.6.2	Fuerzas de colisión de vehículos bajo el puente.....	61
5.6.2.1	Fuerzas de colisión sobre pilas.....	61
5.6.2.2	Fuerzas de colisión en tableros .....	61
5.6.3	Presencia accidental de vehículos sobre el puente.....	61
5.7	Modelos dinámicos de cargas de peatones .....	62
5.8	Acciones en barandillas .....	63
5.9	Modelo de carga en estribos y muros adyacentes a puentes.....	63

## CAPÍTULO 6 ACCIONES DE TRÁFICO FERROVIARIO Y OTRAS ACCIONES ESPECÍFICAS PARA PUENTES DE FERROCARRIL

6.1	Campo de aplicación.....	64
6.2	Representación de las acciones – naturaleza de las cargas del tráfico ferroviario.....	65
6.3	Cargas verticales – valores característicos (efectos estáticos) y excentricidad y distribución de las cargas).....	65
6.3.1	Generalidades.....	65
6.3.2	Modelo de carga 71 .....	65
6.3.3	Modelos de carga SW/0 y SW/2 .....	66
6.3.4	Modelo de carga “tren sin carga”.....	67
6.3.5	Excentricidad de las cargas verticales (modelos de Carga 71 y SW/0).....	67
6.3.6	Distribución de cargas por eje en carriles, traviesas y balasto.....	68
6.3.6.1	Distribución longitudinal de una carga puntual o de la carga de una rueda a lo largo del carril.....	68
6.3.6.2	Distribución longitudinal de carga en las traviesas y en el balasto.....	69
6.3.6.3	Distribución transversal de las acciones a través de las traviesas y del balasto .....	69
6.3.6.4	Carga vertical equivalente para terraplenes y para los efectos del empuje del terreno...	71
6.3.7	Cargas en caminos de servicio privados.....	72
6.4	Efectos dinámicos (incluyendo la resonancia).....	72
6.4.1	Introducción .....	72
6.4.2	Factores que influyen en el comportamiento dinámico .....	72
6.4.3	Reglas generales de proyecto .....	73
6.4.4	Requisitos para el análisis estático o dinámico .....	73
6.4.5	Coefficiente dinámico $\Phi$ ( $\Phi_2$ , $\Phi_3$ ) .....	76
6.4.5.1	Campo de aplicación.....	76
6.4.5.2	Definición del coeficiente dinámico $\Phi$ .....	76
6.4.5.3	Longitud determinante $L_\Phi$ .....	77
6.4.5.4	Reducción de los efectos dinámicos .....	80
6.4.6	Requisitos para un análisis dinámico .....	81
6.4.6.1	Cargas y combinaciones de cargas .....	81
6.4.6.2	Velocidades a considerar .....	85

6.4.6.3	Parámetros del puente.....	86
6.4.6.4	Modelización de la excitación y del comportamiento dinámico de la estructura .....	87
6.4.6.5	Comprobaciones de los estados límite .....	89
6.4.6.6	Comprobación adicional a fatiga cuando se requiere un análisis dinámico .....	90
6.5	Fuerzas horizontales – valores característicos.....	91
6.5.1	Fuerzas centrífugas.....	91
6.5.2	Fuerza de lazo.....	95
6.5.3	Acciones debidas al arranque y al frenado .....	95
6.5.4	Interacción vía-estructura ante acciones variables .....	96
6.5.4.1	Principios generales .....	96
6.5.4.2	Parámetros que afectan a la interacción vía-estructura .....	97
6.5.4.3	Acciones a considerar .....	99
6.5.4.4	Modelización y cálculo del sistema combinado vía-estructura .....	99
6.5.4.5	Criterios de proyecto .....	101
6.5.4.6	Métodos de cálculo.....	103
6.6	Acciones aerodinámicas debidas al tráfico ferroviario.....	106
6.6.1	Generalidades.....	106
6.6.2	Superficies verticales simples paralelas a la vía (por ejemplo pantallas antirruído) ....	107
6.6.3	Superficies horizontales simples situadas sobre la vía (por ejemplo estructuras de protección aéreas) .....	108
6.6.4	Superficies horizontales simples adyacentes a la vía (por ejemplo marquesinas en los andenes sin muros verticales).....	109
6.6.5	Estructuras de múltiples caras situadas junto a la vía con superficies verticales y horizontales o inclinadas (por ejemplo, barreras antirruído curvadas, marquesinas en los andenes con muros verticales, etc.) .....	110
6.6.6	Superficies que encierren el gálibo de la estructura de la vía en una longitud reducida (de hasta 20 m) (con una superficie horizontal sobre la vía y al menos un muro vertical, por ejemplo andamiajes, estructuras temporales) .....	110
6.7	Descarrilamiento y otro tipo de acciones en puentes de ferrocarril .....	111
6.7.1	Acción de descarrilamiento en puentes de ferrocarril .....	111
6.7.2	Descarrilamiento sobre o adyacente a la estructura y otras acciones para situaciones de proyecto accidentales.....	113
6.7.3	Otras acciones .....	113
6.8	Aplicación de las cargas de tráfico en puentes de ferrocarril .....	113
6.8.1	Generalidades.....	113
6.8.2	Grupos de cargas – valores característicos de la acción multicomponente.....	115
6.8.3	Grupos de cargas – otros valores representativos de las acciones multicomponentes .....	117
6.8.3.1	Valores frecuentes de las acciones multicomponentes .....	117
6.8.3.2	Valores cuasipermanentes de las acciones multicomponentes .....	117
6.8.4	Cargas de tráfico en situaciones de proyecto transitorias .....	117
6.9	Cargas de tráfico para el cálculo a fatiga.....	117
<b>ANEXO A (Informativo) MODELOS DE VEHÍCULOS ESPECIALES PARA PUENTES DE CARRETERA.....</b>		<b>119</b>
A.1	Objeto y campo de aplicación .....	119
A.2	Modelos básicos para vehículos especiales.....	119
A.3	Aplicación de modelos de carga de vehículos especiales en la calzada.....	121

<b>ANEXO B (Informativo)</b>	<b>EVALUACIÓN DE LA VIDA ÚTIL POR FATIGA EN PUENTES DE CARRETERA. MÉTODO DE EVALUACIÓN BASADO EN REGISTROS DE TRÁFICO .....</b>	<b>124</b>
<b>ANEXO C (Normativo)</b>	<b>FACTORES DINÁMICOS <math>1 + \phi</math> PARA TRENES REALES.....</b>	<b>128</b>
<b>ANEXO D (Normativo)</b>	<b>BASES PARA LA EVALUACIÓN DE LA FATIGA EN ESTRUCTURAS DE FERROCARRIL .....</b>	<b>130</b>
<b>D.1</b>	<b>Hipótesis para las acciones referentes a la fatiga .....</b>	<b>130</b>
<b>D.2</b>	<b>Método general de cálculo.....</b>	<b>131</b>
<b>D.3</b>	<b>Tipos de trenes para la hipótesis de fatiga .....</b>	<b>131</b>
<b>ANEXO E (Informativo)</b>	<b>LÍMITES DE VALIDEZ DEL MODELO DE CARGA HSLM Y SELECCIÓN DEL TREN UNIVERSAL CRÍTICO DE HSLM-A .....</b>	<b>137</b>
<b>E.1</b>	<b>Límites de validez del modelo de carga HSLM .....</b>	<b>137</b>
<b>E.2</b>	<b>Selección de un tren universal a partir DE HSLM-A.....</b>	<b>139</b>
<b>ANEXO F (Informativo)</b>	<b>CRITERIOS A CUMPLIR SI NO SE REQUIERE ANÁLISIS DINÁMICO .....</b>	<b>146</b>
<b>ANEXO G (Informativo)</b>	<b>MÉTODO PARA DETERMINAR LA RESPUESTA COMBINADA DE LA ESTRUCTURA Y LA VÍA ANTE ACCIONES VARIABLES .....</b>	<b>151</b>
<b>G.1</b>	<b>Introducción .....</b>	<b>151</b>
<b>G.2</b>	<b>Límites de validez del método de cálculo .....</b>	<b>151</b>
<b>G.3</b>	<b>Estructuras formadas por un solo tablero .....</b>	<b>152</b>
<b>G.4</b>	<b>Estructuras formadas por una sucesión de tableros.....</b>	<b>158</b>
<b>ANEXO H (Informativo)</b>	<b>MODELOS DE CARGA PARA CARGAS DE TRÁFICO EN SITUACIONES DE PROYECTO TRANSITORIAS.....</b>	<b>160</b>



## **PRÓLOGO**

Esta Norma Europea 1991-2:2003 ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales*, cuya Secretaría desempeña BSI.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a la misma o mediante ratificación antes de finales de marzo de 2004, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de diciembre de 2009.

Este documento sustituye a la Norma ENV 1991-3:1995.

CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, Eslovaquia, España, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

## Prólogo del programa de Eurocódigos

En 1975, la Comisión de la Comunidad Europea decidió llevar a cabo un programa de actuación en el campo de la construcción, basado en el artículo 95 del Tratado. El objetivo de este programa era la eliminación de las barreras técnicas al comercio y la armonización de las especificaciones técnicas.

Dentro de este programa de actuación, la Comisión tomó la iniciativa de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el proyecto de las estructuras que, en una primera etapa, sirviera como alternativa a las reglas nacionales en vigor en los Estados Miembro y, finalmente, las pudiera reemplazar.

Durante quince años, la Comisión, con la ayuda de un Comité Director con representantes de los Estados Miembro, condujo el desarrollo del programa de los Eurocódigos, lo que llevó en los años 80 a la primera generación de códigos europeos.

En 1989, la Comisión y los Estados Miembro de la UE y de la AELC decidieron, sobre la base de un acuerdo<sup>1)</sup> entre la Comisión y el CEN, transferir al CEN la preparación y la publicación de los Eurocódigos mediante una serie de Mandatos, con el fin de dotarlos de un futuro estatus de Norma Europea (EN). Esto vincula *de facto* los Eurocódigos con las disposiciones de todas las Directivas del Consejo y Decisiones de la Comisión que hacen referencia a las normas europeas (por ejemplo, la Directiva del Consejo 89/106/CEE sobre productos de construcción -DPC- y las Directivas del Consejo 93/37/CEE, 92/50/CEE y 89/440/CEE sobre obras públicas y servicios y las Directivas de la AELC equivalentes iniciadas para conseguir la implantación del mercado interior).

El programa Eurocódigos Estructurales comprende las siguientes normas, compuestas a su vez de diversas Partes:

EN 1990	Eurocódigos: Bases para el cálculo de estructuras
EN 1991	Eurocódigo 1: Acciones en estructuras
EN 1992	Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón
EN 1993	Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero
EN 1994	Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas
EN 1995	Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera
EN 1996	Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica
EN 1997	Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico
EN 1998	Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes
EN 1999	Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio

Los Eurocódigos reconocen la responsabilidad de las autoridades reglamentadoras de cada Estado Miembro y han salvaguardado su derecho a determinar, en el ámbito nacional, los valores relacionados con temas reglamentarios de seguridad cuando éstos sigan siendo distintos de un Estado a otro.

## Estatus y campo de aplicación de los Eurocódigos

Los Estados Miembro de la UE y de la AELC reconocen que los Eurocódigos sirven como documentos de referencia para los siguientes fines:

- como medio para demostrar el cumplimiento en las obras de edificación y de ingeniería civil de los requisitos esenciales de la Directiva del Consejo 89/106/CEE, en particular del Requisito Esencial nº 1 - Resistencia mecánica y estabilidad - y del Requisito Esencial nº 2 - Seguridad en caso de incendio;
- como base para especificar los contratos de las obras de construcción y de los servicios de ingeniería relacionados con ellas;
- como marco para redactar las especificaciones técnicas armonizadas de productos de construcción (ENs y DITEs).

---

1) Acuerdo entre la Comisión de la Comunidad Europea y el Comité Europeo de Normalización (CEN) referente al trabajo sobre los EUROCÓDIGOS para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil.

Los Eurocódigos, en la medida en que están relacionados con las construcciones, tienen una relación directa con los Documentos Interpretativos<sup>2)</sup> a los que hace referencia el artículo 12 de la DPC, aunque son de distinta naturaleza que las normas armonizadas de producto<sup>3)</sup>. Por ello, los Comités Técnicos del CEN y/o los Grupos de Trabajo de la EOTA que trabajen sobre normas de producto deben considerar de manera adecuada los aspectos técnicos de los Eurocódigos, con vistas a obtener una compatibilidad total entre estas especificaciones técnicas y los Eurocódigos.

Los Eurocódigos dan reglas comunes de cálculo estructural para su uso habitual en el proyecto de estructuras completas y de productos componentes de naturaleza tanto tradicional como innovadora. Las formas de construcción y las condiciones de proyecto poco usuales no quedan cubiertas específicamente y requerirán, en tales casos, un estudio adicional del proyectista.

### **Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos**

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos comprenderán el texto completo del Eurocódigo (incluyendo los anexos) tal y como se publique por el CEN, pudiendo éste venir precedido de una portada nacional y de un preámbulo nacional y terminado en un anexo nacional.

El anexo nacional sólo puede contener información sobre aquellos parámetros, que queden abiertos en los Eurocódigos para la elección de una opción nacional, conocidos como Parámetros de Determinación Nacional, para su empleo en el proyecto de las obras de edificación y de ingeniería civil a construir en el país correspondiente, es decir:

- los valores y/o clases sobre los que se ofrezcan alternativas en el Eurocódigo;
- los valores a emplear cuando sólo se dé un símbolo en el Eurocódigo;
- los datos específicos del país (geográficos, climatológicos, etc.), por ejemplo, un mapa de nieve;
- el procedimiento a emplear cuando los Eurocódigos ofrezcan procedimientos alternativos.

También puede contener:

- decisiones sobre la aplicación de los anexos informativos, y
- referencia a información complementaria no contradictoria que ayude al usuario a aplicar el Eurocódigo.

### **Vínculos entre los Eurocódigos y las especificaciones técnicas armonizadas (ENs y DITEs) de productos**

Hay una necesidad de consistencia entre las especificaciones técnicas armonizadas de los productos de construcción y las reglas técnicas de las obras<sup>4)</sup>. Aún más, toda la información que acompañe al marcado CE de los productos de construcción y que se refiera a los Eurocódigos debe mencionar con claridad qué Parámetros de Determinación Nacional se han tenido en cuenta.

---

2) De acuerdo con el artículo 3.3 de la DPC, los documentos interpretativos darán forma concreta a los requisitos esenciales (REs con el fin de establecer los vínculos necesarios entre los requisitos esenciales y los mandatos para la elaboración de normas armonizadas y DITEs/Guías de DITEs.

3) De acuerdo con el artículo 12 de la DPC los documentos interpretativos deben:

- a) dar forma concreta a los requisitos esenciales mediante la armonización de la terminología y de las bases técnicas y la asignación, en su caso, de clases y niveles para cada requisito esencial;
- b) indicar los métodos para relacionar estas clases y niveles con las especificaciones técnicas, por ejemplo, métodos de cálculo y de prueba, reglas técnicas para el cálculo en proyectos, etc.;
- c) servir de referencia para el establecimiento de las normas armonizadas y de guías para los Documentos de Idoneidad Técnica Europeos.

Los Eurocódigos, de facto, juegan un papel similar en el campo del Requisito Esencial nº 1 y en parte del Requisito Esencial nº 2.

4) Véanse los artículos 3.3 y 12 de la DPC, así como los apartados 4.2, 4.3.1, 4.3.2 y 5.2 del Documento Interpretativo nº 1.

**Información adicional específica de la Norma EN 1991-2**

La Norma EN 1991-2 define modelos de carga de tráfico para el proyecto de puentes de carretera, peatonales y ferroviarios. Para el proyecto de puentes nuevos debe aplicarse directamente la Norma EN 1991-2 junto con las Normas EN 1990 a EN 1999.

Las bases para la combinación de las cargas de tráfico con cargas distintas al tráfico se dan en el anexo A.2 de la Norma EN 1990.

Pueden especificarse reglas complementarias para proyectos individuales:

- cuando haya que considerar cargas de tráfico no definidas en esta parte del Eurocódigo 1 (por ejemplo, cargas de obra, cargas militares o cargas de tráfico de tranvías);
- para puentes diseñados para el uso de tráfico rodado y ferroviario;
- para acciones a considerar en situaciones de proyecto accidentales;
- para puentes con arcos de obra de fábrica.

Los modelos de carga 1 y 2, definidos en los apartados 4.3.2 y 4.3.3, para puentes de carretera, se consideran con los factores de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  iguales a 1, lo que se estima representa el tráfico más complicado encontrado o previsible en la práctica en las principales carreteras europeas, con excepción de los vehículos especiales que precisan de permisos especiales para circular. El tráfico en otros itinerarios de estos países y en algunos otros países podría ser sustancialmente más ligero o mejor controlado. No obstante, debe recalcar que un gran número de los puentes actualmente existentes no cumplen los requisitos de esta Norma EN 1991-2 y los Eurocódigos Estructurales asociados (EN 1992 a EN 1999).

Por ello se recomienda a las autoridades nacionales que los valores de los factores de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  se elijan para proyectos de puentes de carretera que correspondan a las diversas clases de itinerarios en las que se encuentren los puentes, pero que los mantengan tan simples y poco numerosos como sea posible, basándose en las consideraciones de la normativa nacional de regulación del tráfico y la eficiencia del control asociado.

Para puentes ferroviarios, el modelo de carga 71 (junto al modelo de carga SW/0 para puentes continuos) definidos en el apartado 6.3.2 representa el efecto estático de el ferrocarril estándar operando sobre los anchos de carril estándar o anchos de la red principal europea. Las líneas o cantones sobre las que deben considerarse estas cargas están definidas en el anexo nacional (véase más adelante) o para cada proyecto específico.

Se ha previsto una disposición para variar las cargas especificadas con el fin de compensar variaciones en el tipo, volumen y peso máximo del tráfico ferroviario en las diferentes vías férreas, así como para diferentes calidades de las vías. Los valores característicos que se dan para los modelos de carga 71 y SW/0 pueden multiplicarse por un factor  $\alpha$  para líneas por las que transite tráfico ferroviario más ligero o pesado que el normal.

Adicionalmente, el documento incluye otros dos modelos para puentes ferroviarios:

- modelo de carga “tren en vacío” para comprobar la estabilidad lateral de los puentes de una única vía y;
- modelo de carga HSLM para representar la carga de los trenes de pasajeros a velocidades superiores a 200 km/h.

Se proporcionan también orientaciones sobre las acciones aerodinámicas de las estructuras adyacentes a las vías como resultado de la circulación de trenes y otras acciones que produce la infraestructura ferroviaria.

Los puentes son esencialmente obras públicas para las que:

- es especialmente importante la Directiva 89/440/CEE sobre contratos de Obra Pública;
- las autoridades públicas tiene responsabilidades como propietarios.

Las autoridades públicas podrían asimismo tener responsabilidades en la cuestión de la regulación del tráfico autorizado (especialmente sobre las cargas de los vehículos) y sobre la dispensación y control de excepciones cuando sea pertinente (por ejemplo, para vehículos especiales).

La Norma EN 1991-2 se concibe, pues, para su uso por:

- comités que preparen normativa de cálculo estructural, y normas de producto, ensayo, y ejecución relacionados;
- clientes (por ejemplo, para la formulación de sus requisitos específicos sobre el tráfico y los requisitos de carga asociados);
- proyectistas y constructores;
- autoridades competentes.

Allí donde una tabla o figura sea parte de una NOTA, la tabla o figura va seguida por (n) (por ejemplo, tabla 4.5 (n)).

#### **El anexo nacional de la Norma EN 1991-2.**

Esta norma proporciona procedimientos, valores y recomendaciones para diferentes clases, con notas que indican dónde deben tomarse decisiones de carácter nacional. Por lo tanto, la norma nacional que implemente la Norma EN 1991-2 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros de Determinación Nacional a usar en el proyecto de puentes que vayan a ser construidos en ese país.

Se permite la elección nacional en la Norma EN 1991-2 en los siguientes apartados.

Capítulo 1: Generalidades	
1.1(3)	Reglas complementarias para muros de contención, estructuras enterradas y túneles
Capítulo 2: Clasificación de las acciones	
2.2.(2) NOTA 2	Uso de valores infrecuentes para carga de puentes de carretera
2.3(1)	Definición de protección apropiada contra colisiones
2.3(4)	Reglas sobre fuerzas de colisión de varios orígenes
Capítulo 3: Situaciones de proyecto	
(5)	Reglas para puentes que lleven tráfico rodado y ferroviario conjuntamente

Capítulo 4: Acciones de tráfico rodado y otras acciones específicas para puentes de carretera	
4.1(1) NOTA 2	Acciones de tráfico rodado para longitudes de carga superiores a 200 m
4.1(2) NOTA 1	Modelos específicos de carga para puentes con limitación de peso por vehículo
4.2.(1) NOTA 2	Definición de modelos complementarios de carga
4.2.1(2)	Definición de modelo de vehículos especiales
4.2.3(1)	Altura convencional de los bordillos de la acera
4.3.1(2) NOTA 2	Uso del LM2
4.3.2(3) NOTAS 1 Y 2	Valores de los factores $\alpha$
4.3.2(6)	Uso de modelos de carga simplificados alternativos
4.3.3(2)	Valores de los factores $\beta$
4.3.3(4) NOTA 2	Selección de la superficie de contacto de la rueda para el LM2
4.3.4(1)	Descripción del modelo de carga 3 (vehículos especiales)
4.4.1(2) NOTA 2	Límite superior de la fuerza de frenado en puentes de carretera
4.4.1(2) NOTA 3	Fuerzas horizontales asociadas con el modelo de carga 3
4.4.1(3)	Fuerzas horizontales asociadas con el modelo de carga 3
4.4.1(6)	Fuerza de frenado transmitida por las juntas de dilatación
4.4.2(4)	Fuerzas laterales en tableros de puentes de carretera
4.5.1 – Tabla 4.4ª, NOTAS A y B	Consideración de las fuerzas horizontales en gr1a
4.5.2 NOTA 3	Uso de valores infrecuentes en acciones variables
4.6.1(2) NOTA 2	Uso de modelos de carga de fatiga
4.6.1(3) NOTA 1	Definición de categorías de tráfico
4.6.1(6)	Definición de factor adicional de amplificación (fatiga)
4.6.4(3)	Ajuste del modelo de carga de fatiga 3
4.6.5(1) NOTA 2	Características del tráfico rodado para el uso del modelo de carga de fatiga 4
4.6.6(1)	Uso del modelo de carga de fatiga 5
4.7.2.1(1)	Definición de fuerza y altura de impacto
4.7.2.2(1) NOTA 1	Definición de fuerzas de colisión en el tablero
4.7.3.3(1) NOTA 1	Definición de fuerza de colisión en sistemas de contención de vehículos
4.7.3.3(1) NOTA 3	Definición de fuerza vertical actuando simultáneamente con la fuerza de colisión horizontal
4.7.3.3(2)	Carga de cálculo para la estructura que soporta un parapeto para vehículos
4.7.3.4(1)	Definición de fuerzas de colisión contra elementos estructurales verticales desprotegidos
4.8(1) NOTA 2	Definición de acciones sobre parapetos peatonales
4.8(3)	Definición de cargas de cálculo debidas a los parapetos peatonales para la estructura de sustentación
4.9.1(1) NOTA 1	Definición de los modelos de carga en los terraplenes

Capítulo 5: Acciones en vías para peatones, pistas para ciclistas y pasarelas peatonales	
5.2.3 (2)	Definición de modelos de carga para pasarelas de inspección
5.3.2.1 (1)	Definición del valor característico de la carga uniformemente distribuida
5.3.2.2 (1)	Definición del valor característico de la carga concentrada en pasarelas peatonales
5.3.2.3 (1)P NOTA 1	Definición de vehículos de servicio para pasarelas peatonales
5.4 (2)	Valor característico de la fuerza horizontal en pasarelas peatonales
5.6.1 (1)	Definición de fuerzas específicas de colisión
5.6.2.1 (1)	Fuerzas de colisión en tableros
5.6.3 (2) NOTA 2	Definición de modelo de carga para presencia accidental de un vehículo en una pasarela peatonal
5.7 (3)	Definición de modelos dinámicos de cargas peatonales

Capítulo 6: Acciones de tráfico ferroviario y otras acciones específicas para puentes de ferrocarril	
6.1 (2)	Tráfico fuera del ámbito de aplicación de la Norma EN 1991-2; modelos alternativos de carga
6.1 (3)P	Otros tipos de vías ferroviarias
6.1 (7)	Puentes temporales
6.3.2 (3)P	Valores del factor $\alpha$
6.3.3 (4)P	Elección de líneas para tráfico intenso
6.4.4	Requisitos alternativos para un análisis dinámico
6.4.5.2 (3)P	Selección del coeficiente dinámico
6.4.5.3 (1)	Valores alternativos de longitudes determinantes
6.4.5.3 Tabla 6.2	Longitud determinante de voladizos
6.4.6.1.1 (6)	Requisitos adicionales para la aplicación de HSLM
6.4.6.1.1 (7)	Carga y metodología para análisis dinámico
6.4.6.1.2 (3) Tabla 6.5	Casos de carga adicionales en función del número de vías
6.4.6.3.1 (3) Tabla 6.6	Valores del amortiguamiento
6.4.6.3.2 (3)	Valores alternativos para la densidad de los materiales
6.4.6.3.3 (3)	Módulo de Young incrementado Otras propiedades de los materiales
NOTA 1	
NOTA 2	Reducción del pico de respuesta a resonancia y valores alternativos del amortiguamiento
6.4.6.4 (4)	
6.4.6.4 (5)	Consideración de los defectos en las vías e imperfecciones de los vehículos
6.5.1 (2)	Altura incrementada del centro de gravedad para fuerzas centrífugas
6.5.3 (5)	Acciones de frenado para longitudes cargadas superiores a 300 m
6.5.3 (9)P	Requisitos alternativos para la aplicación de las fuerzas de tracción y frenado
6.5.4.1 (5)	Respuesta combinada de estructura y vía, requisitos para vías sin balasto
6.5.4.3 (2) NOTAS 1 y 2	Requisitos alternativos para el rango de temperaturas
6.5.4.4 (2) NOTA 1	Resistencia longitudinal tangencial entre vía y tablero del puente

(Continúa)

Capítulo 6: Acciones de tráfico ferroviario y otras acciones específicas para puentes de ferrocarril	
6.5.4.5	Criterios alternativos de proyecto
6.5.4.5.1 (2)	Valor mínimo del radio de curvatura de la vía
6.5.4.5.1 (2)	Valores límite de la tensión en el carril
6.5.4.6	Métodos alternativos de cálculo
6.5.4.6.1 (1)	Criterios alternativos para los métodos simplificados de cálculo
6.5.4.6.1 (4)	Resistencia tangencial plástica longitudinal entre vía y tablero del puente
6.6.1 (3)	Acciones aerodinámicas, valores alternativos
6.7.1 (2) P	Descarrilamiento del tráfico ferroviario, requisitos adicionales
6.7.1 (8) P	Descarrilamiento del tráfico ferroviario, medidas para los elementos estructurales situados sobre el nivel de los carriles y requisitos para mantener un convoy descarrilado sobre la estructura
6.7.3 (1) P	Otras acciones
6.8.1 (11) P Tabla 6.11	Evaluación de grupos de cargas
6.8.3.1 (1)	Valores frecuentes de acciones multicomponentes
6.8.3.2 (1)	Valores cuasipermanentes de acciones multicomponentes
6.9 (6)	Modelos de carga de fatiga, vida útil estructural
6.9 (7)	Modelos de carga de fatiga, tráfico especial
Anexo C (3) P	Factor dinámico
Anexo C (3) P	Método de análisis dinámico
Anexo D2 (2)	Coeficiente parcial de seguridad para carga de fatiga



## CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

### 1.1 Objeto y campo de aplicación

- (1) La Norma EN 1991-2 define las cargas impuestas (modelos y valores representativos) asociadas con el tráfico rodado, acciones de los peatones y tráfico ferroviario, lo que incluye, cuando proceda, efectos dinámicos y acciones centrífugas, de frenado y acelerado y de situaciones de proyecto accidentales.
- (2) Las cargas impuestas definidas en la Norma EN 1991-2 están previstas para utilizarse en el proyecto de nuevos puentes, incluyendo pilas, estribos, muros, aletas, muros de vuelta, etc. y sus cimentaciones.
- (3) Los valores y modelos de cargas dados en la Norma EN 1991-2 deberían utilizarse para el proyecto de los muros de contención adyacentes a las carreteras y carriles del ferrocarril.

NOTA – Para algunos modelos, la Norma EN 1991-2 aporta condiciones de aplicabilidad. Es posible que para el proyecto de estructuras enterradas, muros de contención y túneles se requiera el uso de especificaciones diferentes a las incluidas en las Normas EN 1990 a EN 1999. Posibles condiciones complementarias pueden definirse en el anexo nacional o en el proyecto concreto.

- (4) La Norma EN 1991-2 debe utilizarse conjuntamente con la Norma EN 1990 (especialmente el anexo A.2) y las Normas EN 1991 a EN 1999.
- (5) El capítulo 1 incluye símbolos y definiciones.
- (6) El capítulo 2 define los principios de carga para puentes de tráfico rodado, peatonales (incluyendo ciclistas) y de ferrocarril.
- (7) El capítulo 3 trata las situaciones de proyecto y proporciona una guía para la simultaneidad de modelos de carga de tráfico y combinaciones con acciones no derivadas del tráfico.
- (8) El capítulo 4 define:
  - cargas impuestas (modelos y valores representativos) debidas a las acciones de tráfico en puentes abiertos al tráfico rodado y sus condiciones de combinación mutua y combinación con el tráfico peatonal y ciclista (véase el capítulo 5);
  - otras acciones específicas para el proyecto de puentes abiertos al tráfico rodado.
- (9) El capítulo 5 define:
  - cargas impuestas (modelos y valores representativos) en aceras, puentes peatonales y para ciclistas;
  - otras acciones específicas para el proyecto de puentes peatonales.
- (10) Los capítulos 4 y 5 definen también las cargas transmitidas a la estructura por los sistemas de contención de vehículos y/o parapetos peatonales.
- (11) El capítulo 6 define:
  - las acciones impuestas a los puentes por el tráfico ferroviario;
  - otras acciones específicas para el proyecto de puentes ferroviarios y estructuras adyacentes a la vía.

## 1.2 Normas para consulta

Esta norma europea incorpora disposiciones de otras publicaciones por su referencia, con o sin fecha. Estas referencias normativas se citan en los lugares apropiados del texto de la norma y se relacionan a continuación. Para las referencias con fecha, no son aplicables las revisiones o modificaciones posteriores de ninguna de las publicaciones. Para las referencias sin fecha, se aplica la edición en vigor del documento normativo al que se haga referencia (incluyendo sus modificaciones).

EN 1317 – *Sistemas de contención para carreteras.*

*Parte 1: Terminología y criterios generales para los métodos de ensayo.*

*Parte 2: Clases de comportamiento, criterios de aceptación para el ensayo de choque y métodos de ensayo para barreras de seguridad. Parte 6: Sistemas de contención para peatones, parapetos peatonales.*

NOTA – Los Eurocódigos han sido publicados como normas experimentales. Las siguientes normas europeas están publicadas o en preparación y se citan en capítulos normativos o en NOTAS a capítulos normativos:

EN 1990 – *Eurocódigos: Bases de cálculo de estructuras.*

EN 1991-1-1 – *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios.*

EN 1991-1-3 – *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-3: Acciones generales. Cargas de nieve.*

prEN 1991-1-4 – *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento.*

prEN 1991-1-5 – *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-5: Acciones generales. Acciones térmicas.*

prEN 1991-1-6 – *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-6: Acciones generales. Acciones durante la ejecución.*

prEN 1991-1-7 – *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-7: Acciones generales. Acciones accidentales.*

EN 1992 – *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.*

EN 1993 – *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.*

EN 1994 – *Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.*

EN 1995 – *Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera.*

EN 1997 – *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico.*

EN 1998 – *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes.*

EN 1999 – *Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio.*

## 1.3 Distinción entre Principios y Reglas de Aplicación

- (1) Dependiendo del carácter de los capítulos individuales, la Norma EN 1991-2 distingue entre Principios y Reglas de Aplicación.
- (2) Los Principios incluyen:
  - definiciones y afirmaciones de carácter general para las que no hay alternativas, así como;
  - requisitos y modelos analíticos para los que no se permiten alternativas a menos que se exprese específicamente.
- (3) Los Principios incluyen una letra P tras el número de párrafo.

- (4) Las Reglas de Aplicación son reglas generalmente aceptadas y que cumplen los Principios y satisfacen sus requisitos.
- (5) Pueden usarse reglas de proyecto alternativas a las Reglas de Aplicación dadas en la Norma EN 1991-2, siempre y cuando estas reglas alternativas sean conformes con los Principios aplicables y, sean al menos, equivalentes en lo que respecta a la seguridad estructural, capacidad de servicio y durabilidad que es de esperar cuando se usan los Eurocódigos.

NOTA – Si se utiliza una regla alternativa de proyecto en vez de una Regla de Aplicación, no se puede esperar que el proyecto resultante esté totalmente de acuerdo con la Norma EN 1991-2, aunque el proyecto sí esté de acuerdo con los Principios de la Norma EN 1991-2. Cuando se usa la Norma EN 1991-2 respecto a una propiedad listada en el anexo Z de una norma de producto, o una Guía DITE<sup>5)</sup>, el uso de una regla alternativa puede hacer el producto inaceptable para el mercado CE.

- (6) La Norma EN 1991-2 identifica las Reglas de Aplicación por un número entre paréntesis, por ejemplo, como en este mismo párrafo.

## 1.4 Términos y definiciones

NOTA 1 – Para los propósitos de esta norma europea, la Norma EN 1990 incluye definiciones generales. Las definiciones específicas adicionales propias de esta norma se proporcionan a continuación.

NOTA 2 – La Norma EN 1317-1 incluye la terminología propia de los sistemas de contención de carreteras.

### 1.4.1 Términos armonizados y definiciones comunes

**1.4.1.1 tablero:** Parte de un puente que soporta las cargas de tráfico sobre las pilas, estribos y otros muros excluyendo los pilones.

**1.4.1.2 sistema de contención para carreteras:** Nombre general para los sistemas de contención de vehículos y peatones utilizados en la carretera.

NOTA – Los sistemas de contención para carreteras, pueden ser, en función de su uso:

- permanentes (fijos) o temporales (desmontables, es decir, se pueden quitar y son utilizados durante los trabajos temporales en carreteras, emergencias o situaciones similares);
- deformables o rígidos;
- simples (sólo pueden recibir golpes por una cara) o dobles (pueden golpearse por ambos lados).

**1.4.1.3 barrera de seguridad:** Sistema de contención de vehículos instalado a los lados o en la mediana de una carretera.

**1.4.1.4 parapeto de vehículos:** Barrera de seguridad instalada en el borde, o cerca del borde, de un puente o en un muro de contención o estructura similar, donde hay una caída vertical, y que puede incluir protección y contención adicional para peatones y otros usuarios de la carretera.

**1.4.1.5 sistema de contención para peatones:** Sistema instalado para contener y servir de guía a los peatones.

**1.4.1.6 parapeto de peatones:** Sistema de contención para peatones u “otros usuarios” a lo largo de un puente o sobre un muro de contención o estructura similar y que no está diseñado para funcionar como sistema de contención de vehículos.

**1.4.1.7 guardarraíl de peatones:** Sistema de contención para peatones u “otros usuarios” a lo largo del bordillo de la acera o camino de peatones destinado a evitar que los peatones u otros usuarios entren o crucen una carretera u otra área peligrosa.

NOTA – “Otros usuarios” puede incluir jinetes, ciclistas y ganado.

---

5) Guía DITE: Guía de Documento de Idoneidad Técnica Europeo. (ETAG European Technical Approval Guideline).

**1.4.1.8 barrera acústica:** Pantalla para reducir el nivel del ruido.

**1.4.1.9 acceso de inspección:** Acceso permanente para la inspección, no abierto al tráfico público.

**1.4.1.10 plataforma móvil de inspección:** Parte de un vehículo utilizada para la inspección, distinta del puente.

**1.4.1.11 puente peatonal:** Puente destinado fundamentalmente al tránsito de cargas de peatones y/o ciclistas y por el que no está permitida la circulación de cargas de tráfico rodado (excepto las específicamente permitidas, como por ejemplo, los vehículos de mantenimiento) ni de tráfico ferroviario.

#### **1.4.2 Términos y definiciones específicos para puentes de carretera**

**1.4.2.1 calzada:** Para la aplicación de los capítulos 4 y 5, parte de la superficie de la carretera sostenida por una única estructura (plataforma, pila, etc.), que incluye todos los carriles físicos de tráfico (es decir, los que estén pintados en la superficie de la carretera), los arcenes, márgenes y líneas de demarcación (véase el punto (1) del apartado 4.2.3).

**1.4.2.2 arcén:** Banda, con superficie, en general, de anchura igual a un carril, adyacente al carril físico de tráfico más cercano al borde de la carretera, destinada a su uso por vehículos en caso de dificultad o durante la obstrucción de los carriles físicos de tráfico.

**1.4.2.3 margen:** Banda, con superficie normalmente igual o menor a dos metros de anchura, colocada a lo largo de un carril físico de tráfico y situada entre este carril y una barrera de seguridad o parapeto de vehículos.

**1.4.2.4 mediana:** Área que separa los carriles físicos de tráfico en una carretera de dos sentidos de circulación. Generalmente incluye una banda medianera y márgenes laterales separados de la banda medianera por barreras de seguridad.

**1.4.2.5 carril nominal:** Banda de la calzada, paralela al borde de la vía que, en el capítulo 4 se estima que transporta una fila de coches y/o camiones.

**1.4.2.6 área restante:** Diferencia, cuando proceda, entre el área total de la calzada y la suma de las áreas de los carriles nominales.

**1.4.2.7 sistema tandem:** Ensamblaje de dos ejes consecutivos que se consideran cargados simultáneamente.

**1.4.2.8 carga anormal:** Carga de vehículo que no puede circular por una ruta concreta sin permiso específico de la autoridad competente.

#### **1.4.3 Términos y definiciones específicos para puentes ferroviarios**

**1.4.3.1 vías:** Incluyen los carriles y las traviesas. Se extienden sobre una capa de balasto o se sujetan directamente a los tableros de los puentes. Las vías pueden estar equipadas con juntas de dilatación a uno o ambos lados del tablero. La posición de las vías y la profundidad del balasto puede modificarse durante la vida útil de los puentes, para el mantenimiento de las vías.

**1.4.3.2 vía peatonal:** Banda colocada a lo largo de las vías, entre las vías y los parapetos.

**1.4.3.3 velocidad de resonancia:** Velocidad del tráfico a la cual la frecuencia de las cargas (o un múltiplo de ésta) iguala una frecuencia natural de la estructura (o un múltiplo de ésta).

**1.4.3.4 velocidad frecuente de operación:** Velocidad más probable en una localización para un tipo particular de tren real (utilizada para consideraciones de fatiga).

**1.4.3.5 velocidad máxima en el emplazamiento:** Velocidad máxima permitida al tráfico en el emplazamiento especificado para el proyecto específico (generalmente limitada por las características de la estructura o los requisitos de seguridad de la vía férrea).

**1.4.3.6 velocidad de vehículo máxima permitida:** Velocidad máxima permitida a los trenes reales debido a consideraciones del vehículo, generalmente independientes de la infraestructura.

**1.4.3.7 velocidad máxima nominal:** Generalmente, la velocidad máxima en el emplazamiento. Cuando así se especifique para el proyecto específico, puede usarse una velocidad más reducida para la comprobación de trenes reales para su velocidad de vehículo máxima permitida asociada.

**1.4.3.8 velocidad máxima de cálculo:** Generalmente  $1,2 \times$  velocidad máxima nominal.

**1.4.3.9 velocidad máxima de puesta en servicio del tren:** Velocidad máxima utilizada para probar un nuevo tren antes de su entrada en servicio, así como para ensayos especiales, etc. Esta velocidad generalmente excede la velocidad máxima permitida del vehículo y sus requisitos correspondientes deben especificarse en el proyecto específico.

## 1.5 Símbolos

Para los propósitos de esta norma europea, son de aplicación los siguientes símbolos

### 1.5.1 Símbolos comunes

NOTA – Los símbolos utilizados una sola vez, no se detallan sistemáticamente en la lista siguiente:

#### *Letras latinas mayúsculas*

*L* En general, longitud cargada

#### *Letras latinas minúsculas*

*g<sub>i</sub>* Grupo de cargas, donde *i* es un número (*i* = 1 a *n*)

*r* Radio horizontal de una calzada o carril central de la vía,  
distancia entre las ruedas de carga (véase la figura 6.3)

### 1.5.2 Símbolos específicos para los capítulos 4 y 5

#### *Letras latinas mayúsculas*

*Q<sub>ak</sub>* Valor característico de la carga de un solo eje (modelo de carga 2) para un puente de carretera (véase el apartado 4.3.3)

*Q<sub>flk</sub>* Fuerza horizontal característica en un puente peatonal

*Q<sub>fwk</sub>* Valor característico de la carga concentrada (carga por rueda) en un puente peatonal (véase el apartado 5.3.2.2)

*Q<sub>ik</sub>* Magnitud de la carga característica por eje (modelo de carga 1) en el carril teórico número *i* (*i* = 1,2...) en un puente de carretera

*Q<sub>lk</sub>* Magnitud de las fuerzas longitudinales características (fuerzas de frenado y acelerado) en un puente de carretera

*Q<sub>serv</sub>* Modelo de carga correspondiente a un vehículo de servicio para puentes peatonales

*Q<sub>tk</sub>* Magnitud de las fuerzas transversales o centrífugas en puentes de carretera

*Q<sub>trk</sub>* Fuerza de frenado transversal en puentes de carretera

*TS* Sistema tandem para el modelo de carga 1

*UDL* Carga distribuida uniformemente para el modelo de carga 1

*Letras latinas minúsculas*

$f_h$	En general, frecuencia natural horizontal de un puente
$f_v$	En general, frecuencia natural vertical de un puente
$n_1$	Número de carriles nominales para un puente de carretera
$q_{eq}$	Carga uniformemente distribuida equivalente a la carga por eje en muros de los estribos (véase el apartado 4.9.1)
$q_{fk}$	Carga vertical característica uniformemente distribuida en puentes o vías peatonales
$q_{ik}$	Magnitud de la carga característica distribuida verticalmente (modelo de carga 1) en el carril teórico número $i$ ( $i = 1, 2, \dots$ ) en un puente de carretera
$q_{rk}$	Magnitud de la carga característica distribuida verticalmente en el área restante de la calzada (modelo de carga 1)
$w$	Anchura de la calzada para un puente de carretera, incluyendo arcenes, márgenes y bandas de demarcación (véase el punto (1) del apartado 4.2.3)
$w_1$	Anchura de un carril nominal para un puente de carretera

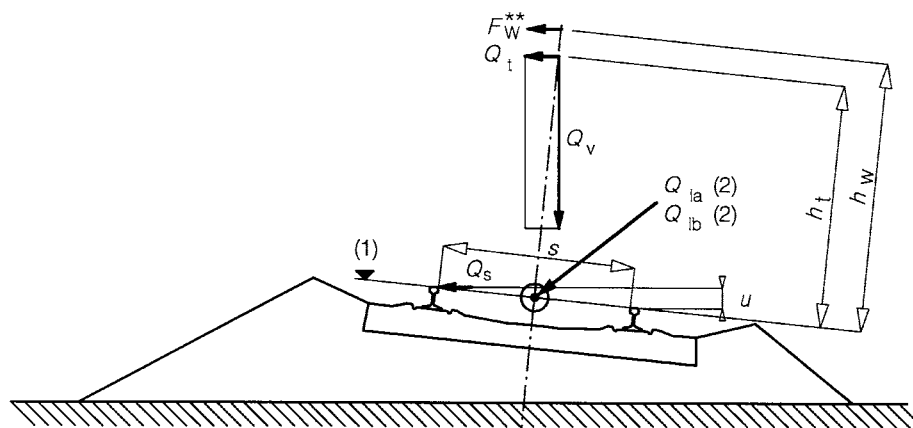
*Letras griegas mayúsculas*

$\Delta\varphi_{fat}$	Factor de amplificación dinámica adicional por fatiga cerca de las juntas de dilatación (véase el punto (6) del apartado 4.6.1)
-----------------------	---

*Letras griegas minúsculas*

$\alpha_{Qi}, \alpha_{qi}$	Factores de ajuste de algunos modelos de carga en los carriles $i$ ( $i = 1, 2, \dots$ ) definidos en el apartado 4.3.2
$\alpha_{qr}$	Factor de ajuste en los modelos de carga para el área restante, definido en el apartado 4.3.2
$\beta_q$	Factor de ajuste del modelo de carga 2, definido en el apartado 4.3.3.
$\varphi_{fat}$	Factor de amplificación dinámica por fatiga (véase el anexo B)

### 1.5.3 Símbolos específicos para el capítulo 6



#### Leyenda

- 1 Superficie de rodadura
- 2 Fuerzas longitudinales actuando a lo largo del eje de la calzada

**Fig. 1.1 – Notación y dimensiones específicas para vías férreas**

#### Letras latinas mayúsculas

$A_{(L\lambda)}G_{(\lambda)}$	Agresividad (véanse las ecuaciones E.4 y E.5)
$D$	Longitud del vehículo
$D_{IC}$	Longitud del coche intermedio de un tren regular con un eje por coche
$E_{cm}$	Modulo secante de elasticidad de hormigón de peso normal
$F_L$	Reacción total longitudinal en soportes
$F_{QK}$	Fuerza longitudinal característica por vía en los apoyos fijos debida a la deformación del tablero
$F_{Tk}$	Fuerza longitudinal en un apoyo fijo debida a la respuesta combinada de la vía y la estructura a la temperatura
$F_w^{**}$	Fuerza del viento compatible con el tráfico ferroviario
$F_{li}$	Reacción longitudinal individual en el soporte correspondiente a la acción $i$
$G$	Peso propio (general)
$H$	Altura entre los ejes horizontales de rotación de los apoyos fijos y la superficie superior del tablero (parte inferior del balasto bajo las vías)
$K$	Rigidez longitudinal del soporte total
$K_2$	Rigidez longitudinal del soporte por vía y por metro, 2E3 kN/m
$K_5$	Rigidez longitudinal del soporte por vía y por metro, 5E3 kN/m
$K_{50}$	Rigidez longitudinal del soporte por vía y por metro, 20E3 kN/m

$L$	Longitud (general)
$L_T$	Longitud de expansión
$L_{TP}$	Máxima longitud de expansión permisible
$L_f$	Longitud de influencia de la parte cargada de una vía curva
$L_i$	longitud de influencia
$L_\Phi$	Longitud “determinante” (longitud asociada con $\Phi$ )
$M$	Número de puntos de aplicación de la fuerza en un tren
$N$	Número de coches o vehículos repetidos regularmente, o número de ejes, o número de fuerzas puntuales iguales
$P$	Fuerza puntual Carga axil individual
$Q$	Fuerza concentrada o acción variable (general)
$Q_{Ald}$	Fuerza puntual para carga de descarrilamiento
$Q_h$	Fuerza horizontal (general)
$Q_k$	Valor característico de una fuerza concentrada o acción variable (por ejemplo, valor característico de una carga vertical en una vía peatonal no pública)
$Q_{lak}$	Valor característico de la fuerza de tracción
$Q_{lbk}$	Valor característico de la fuerza de frenado
$Q_r$	Acción del tráfico ferroviario (general, por ejemplo, la resultante del viento y la fuerza centrífuga)
$Q_{sk}$	Valor característico de la fuerza de lazo
$Q_{tk}$	Valor característico de la fuerza centrífuga
$Q_v$	Carga vertical por eje
$Q_{vi}$	Carga por rueda
$Q_{vk}$	Valor característico de la carga vertical (carga concentrada)
$\Delta T$	Variación de la temperatura
$\Delta T_D$	Variación de la temperatura del tablero
$\Delta T_N$	Variación de la temperatura
$\Delta T_R$	Variación de la temperatura del carril
$V$	Velocidad en kilómetros/hora, Velocidad máxima en el emplazamiento, en kilómetros/hora
$X_i$	Longitud del subtren consistente en $i$ ejes



*Letras latinas minúsculas*

$a$	Distancia entre los soportes del carril, longitud de las cargas distribuidas (modelos de carga SW/0 y SW/2)
$a_g$	Distancia horizontal al centro del carril
$a'_g$	Distancia equivalente horizontal al centro del carril
$b$	Longitud de la distribución longitudinal de una carga a través de la traviesa y el balasto
$c$	Espacio entre las cargas distribuidas (modelos de carga SW/0 y SW/2)
$d$	Espaciado regular de grupos de ejes espaciado de los ejes dentro de un bogíe espaciado de los puntos de aplicación de las fuerzas en HSLM-B
$d_{BA}$	Espaciado de los ejes dentro de un bogíe
$d_{BS}$	Espaciado entre los centros de bogíes adyacentes
$e$	Excentricidad de las cargas verticales, excentricidad de la acción resultante (en el plano de referencia)
$e_c$	Distancia entre ejes adyacentes entre el emparejamiento de dos conjuntos de trenes regulares e individuales
$f$	Factor de reducción por la fuerza centrífuga
$f_{ck}, f_{ck \text{ cube}}$	Resistencia del hormigón a compresión en cilindro/en cubo
$g$	Aceleración debida a la fuerza de la gravedad
$h$	Altura (general) Altura de la cobertura incluyendo el balasto, desde la parte superior del tablero hasta la parte superior de una traviesa
$h_g$	Distancia vertical desde la superficie de rodadura hasta la parte inferior de la estructura sobre la vía
$h_t$	Altura de la fuerza centrífuga sobre la superficie de rodadura
$h_w$	Altura de la fuerza del viento sobre la superficie de rodadura
$k$	Resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía
$k_1$	Coefficiente por la forma del tren
$k_2$	Factor de multiplicación por acciones de deslizamiento en superficies verticales paralelas a las vías
$k_3$	Factor de reducción por acciones de deslizamiento en superficies simples horizontales adyacentes a la vía
$k_4$	Factor de multiplicación por acciones de deslizamiento en superficies que envuelvan las vías (acciones horizontales)
$k_5$	Factor de multiplicación por acciones de deslizamiento en superficies que envuelvan las vías (acciones verticales)
$k_{20}$	Resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía de 20 kN por metro de vía

$k_{40}$	Resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía de 40 kN por metro de vía
$k_{60}$	Resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía de 60 kN por metro de vía
$n_0$	Primera frecuencia natural de flexión de la estructura sin carga
$n_T$	Primera frecuencia natural de torsión de la estructura
$q_{A1d}, q_{A2d}$	Carga distribuida para carga de descarrilamiento
$q_{fk}$	Valor característico de la carga vertical en vía peatonal no pública (carga uniformemente distribuida)
$q_{ik}$	Valor característico de la acción aerodinámica distribuida equivalente
$q_{lak}$	Valor característico de la fuerza distribuida de tracción
$q_{lbk}$	Valor característico de la fuerza distribuida de frenado
$q_{tk}$	Valor característico de la fuerza distribuida centrífuga
$q_{v1}, q_{v2}$	Carga vertical (carga uniformemente distribuida)
$q_{vk}$	Valor característico de la carga vertical (carga uniformemente distribuida)
$r$	Radio de la curvatura de la vía Distancia transversal entre cargas por rueda
$s$	Distancia entre los dos carriles de la vía
$u$	Distancia vertical relativa entre la superficie superior de los dos carriles en un punto particular a lo largo de la vía
$v$	Máxima velocidad nominal en metros por segundo Velocidad máxima permitida al vehículo en metros por segundo; velocidad en metros por segundo
$v_{DS}$	Velocidad máxima de cálculo en metros por segundo
$v_i$	Velocidad de resonancia en metros por segundo
$y_{dyn}, y_{stat}$	Máxima respuesta dinámica y máxima respuesta estática concomitante en cualquier punto concreto

*Letras griegas mayúsculas*

$\Theta$	Giro en el extremo de la estructura (general)
$\Phi(\Phi_2, \Phi_3)$	Factor dinámico para los modelos de carga de ferrocarril 71, SW/0 y SW/2

*Letras griegas minúsculas*

$\alpha$	Factor de clasificación de carga; Coeficiente de velocidad Coeficiente lineal de temperatura para dilatación térmica
$\beta$	Cociente de la distancia entre el eje neutro y la superficie del tablero relativo a la altura $H$
$\delta$	Deformación (general) Deflexión vertical

$\delta_0$	Deflexión en el punto medio debido a acciones permanentes
$\delta_B$	Desplazamiento relativo longitudinal al final del tablero debido a la tracción y el frenado
$\delta_H$	Desplazamiento relativo longitudinal al final del tablero debido a la deformación del tablero
$\delta_h$	Desplazamiento horizontal Desplazamiento horizontal debido al desplazamiento longitudinal de las cimentaciones de la subestructura
$\delta_p$	Desplazamiento horizontal debido a la deformación longitudinal de la subestructura
$\delta_v$	Desplazamiento relativo vertical al final del tablero
$\delta_\phi$	Desplazamiento horizontal debido al giro longitudinal de los cimientos
$\gamma_{Ff}$	Coefficiente parcial de seguridad para cargas de fatiga
$\gamma_{Mf}$	Coefficiente parcial de seguridad para la resistencia a la fatiga
$\varphi, \varphi', \varphi''$	Incremento dinámico de la carga estática para trenes reales
$\varphi'_{dyn}$	Incremento dinámico de la carga estática para un tren real determinado para análisis dinámico
$\kappa$	Coefficiente relativo a la rigidez de un estribo respecto a la pila
$\lambda$	Factor de daño equivalente por fatiga Longitud de onda de la excitación
$\lambda_C$	Longitud de onda crítica de la excitación
$\lambda_i$	Longitud de onda principal de la excitación
$\lambda_v$	Longitud de onda de la excitación a la máxima velocidad de proyecto
$\rho$	Densidad
$\sigma$	Tensión
$\sigma_A, \sigma_B$	Presión en la superficie superior del tablero debida a acciones de tráfico ferroviario
$\sigma_M$	
$\Delta\sigma_{71}$	Rango de tensión debido al modelo de carga 71 (y si se requiere SW/0)
$\Delta\sigma_C$	Valor de referencia de la resistencia a la fatiga
$\xi$	Factor de reducción para la determinación de las fuerzas longitudinales en los apoyos fijos de tableros de una sola pieza debidas a la tracción y el frenado
$\zeta$	Limite inferior de porcentaje de amortiguamiento critico (%) o cociente de amortiguamiento
$\zeta_{TOTAL}$	Amortiguamiento total (%)
$\Delta\zeta$	Amortiguamiento adicional (%)

## CAPÍTULO 2 CLASIFICACIÓN DE ACCIONES

### 2.1 Generalidades

- (1) Las acciones de tráfico pertinentes y otras acciones sobre puentes deberían clasificarse de acuerdo con el apartado 4.1.1 de la Norma EN 1990.
- (2) Las acciones de tráfico en puentes de carretera, peatonales y ferroviarios consisten en acciones variables y acciones para situaciones de proyecto accidentales representadas por varios modelos.
- (3) Todas las acciones de tráfico deberían clasificarse como acciones libres dentro de los límites especificados en los capítulos 4 a 6.
- (4) Las acciones de tráfico son acciones multicomponentes.

### 2.2 Acciones variables

- (1) En condiciones normales de uso (es decir, excluyendo situaciones accidentales), las cargas de tráfico y peatonales (incluyendo la amplificación dinámica, cuando proceda) deberían clasificarse como acciones variables.
- (2) Los diversos valores representativos son:
  - valores característicos, ya sean estadísticos, es decir, que corresponden a una probabilidad limitada de ser excedidos en un puente durante su vida útil proyectada, o nominales, véase el punto (7) de apartado 4.1.2 de la Norma EN 1990;
  - valores frecuentes;
  - valores cuasipermanentes.

NOTA 1 – La tabla 2.1 incluye información sobre las bases para la calibración de los principales modelos de carga (fatiga excluida) para puentes de carretera y peatonales. Las cargas ferroviarias y los factores asociados  $\gamma$  y  $\psi$  han sido desarrollados utilizando el método (a) de la figura C.1 de la Norma EN 1990.

**Tabla 2.1**  
**Bases para la calibración de los principales modelos de carga (excluida fatiga)**

Modelo de carga de tráfico	Valores característicos	Valores frecuentes	Valores cuasipermanentes
Puentes de carretera			
LM1 (4.3.2)	Periodo de retorno de 1 000 años (o probabilidad de excedencia del 5% en 50 años) para tráfico en las principales carreteras de Europa (factor $\alpha = 1$ , véase el apartado 4.3.2)	Periodo de retorno de una semana para el tráfico en las principales carreteras de Europa (factor $\alpha = 1$ , véase el apartado 4.3.2)	Calibración de acuerdo con la definición dada en la Norma EN 1990
LM2 (4.3.3)	Periodo de retorno de 1 000 años (o probabilidad de excedencia del 5% en 50 años) para tráfico en las principales carreteras de Europa (factor $\beta = 1$ , véase el apartado 4.3.3)	Periodo de retorno de una semana para el tráfico en las principales carreteras de Europa (factor $\beta = 1$ , véase el apartado 4.3.3)	Irrelevante
LM3 (4.3.4)	Conjunto de valores nominales. Los valores básicos incluidos en el anexo A se derivan de una síntesis basada en diversas reglamentaciones nacionales	Irrelevante	Irrelevante
LM4 (4.3.5)	Valor nominal considerado representativo de los efectos de una acumulación de tráfico definido mediante referencia a las normas nacionales existentes.	Irrelevante	Irrelevante
Puentes peatonales			
Carga uniformemente distribuida (5.3.2.1)	Valor nominal considerado representativo de los efectos de una multitud definido, mediante referencia a las normas nacionales existentes.	Fuerza estática equivalente calibrada a dos peatones por metro cuadrado (en ausencia de comportamientos dinámicos particulares) En áreas urbanas se puede considerar para puentes peatonales, como carga correspondiente a un periodo de retorno de una semana	Calibración de acuerdo con la definición dada en la Norma EN 1990
carga concentrada (5.3.2.2)	Valor nominal. Definido mediante referencia a las normas nacionales existentes.	Irrelevante	Irrelevante
Vehículo de servicio (5.3.2.3)	Valor nominal. Según se especifica o indica en el apartado 5.6.3	Irrelevante	Irrelevante

NOTA 2 – Para puentes de carretera el anexo nacional puede exigir el uso de valores infrecuentes que se correspondan aproximadamente a un periodo de retorno medio de un año para tráfico en las principales carreteras de Europa. Véanse también las Normas EN 1992-2, EN 1994-2 y el anexo A.2 de la Norma EN 1990.

- (3) Para el cálculo de las vidas de fatiga, el apartado 4.6 da modelos independientes, valores asociados y, si son pertinentes, requisitos específicos para puentes de carretera; y el apartado 6.9 para trenes ferroviarios. Igualmente se encuentra información en los anexos correspondientes.

### **2.3 Acciones para situaciones de proyecto accidentales**

- (1) Los vehículos de carretera y los trenes pueden generar acciones debido a la colisión o a su presencia o localización accidental. Estas acciones deberían tenerse en cuenta en el cálculo estructural allí donde no se proporcione una protección apropiada.

NOTA – La protección apropiada puede quedar definida en los anexos nacionales o en el proyecto específico.

- (2) Las acciones para situaciones de proyecto accidentales que se describen en esta parte de la Norma EN 1991 cubren situaciones usuales. Éstas vienen representadas mediante diferentes modelos de carga que definen valores de cálculo en forma de cargas estáticas equivalentes.
- (3) Para acciones debidas a vehículos de carretera pasando bajo puentes de carretera, puentes peatonales y puentes ferroviarios durante situaciones de proyecto accidentales, véanse los apartados 4.7.2 y 5.6.2.
- (4) Cuando proceda, deberían definirse las fuerzas de colisión debidas a buques, naves o aeronaves para puentes de carretera, puentes peatonales y puentes ferroviarios (por ejemplo, sobre canales y aguas navegables).

NOTA – El anexo nacional puede definir las fuerzas de colisión. La Norma EN 1991-1-7 incluye valores recomendados para impactos de buques y naves. Pueden especificarse requisitos adicionales para proyectos específicos.

- (5) Para acciones en situaciones de proyecto accidentales debidas a vehículos de carretera sobre puentes de carretera y puentes peatonales, véanse los apartados 4.7.3 y 5.6.3 respectivamente.
- (6) Para acciones en situaciones de proyecto accidentales debidas a trenes o infraestructuras ferroviarias, véase el apartado 6.7. Son de aplicación, cuando proceda, a puentes de carretera, puentes peatonales y puentes ferroviarios.

### **CAPÍTULO 3 SITUACIONES DE PROYECTO**

- (1)P Deben tenerse en cuenta las situaciones de proyecto elegidas, e identificarse los casos de carga crítica. Para cada caso de carga crítica se deben determinar los valores de cálculo de los efectos de las acciones en combinación.

NOTA – Para puentes en los que se utilizan señales para limitar el peso de los vehículos, debe tenerse en cuenta una situación de proyecto accidental correspondiente al cruce del puente por un vehículo que se salte las advertencias.

- (2) Los siguientes capítulos proporcionan las diferentes cargas de tráfico a considerar de forma simultánea al usar grupos de carga (combinación de componentes de la acción); cuando proceda, debería considerarse cada una de ellas en los cálculos.

- (3)P Las reglas de combinación, dependiendo del cálculo que se vaya a emprender, deben estar en concordancia con la Norma EN 1990.

NOTA – Para combinaciones sísmicas para puentes y reglas asociadas, véase la Norma EN 1998-2.

- (4) El anexo A.2 de la Norma EN 1990 incluye reglas específicas para la simultaneidad con otras acciones en puentes de carretera, puentes peatonales y puentes ferroviarios.

- (5) En el caso de puentes previstos para permitir tanto el tráfico rodado como el ferroviario, deberían especificarse la simultaneidad de acciones y las verificaciones particulares necesarias.

NOTA – Esas normas particulares pueden definirse en el anexo nacional o en el proyecto específico.

## **CAPÍTULO 4 ACCIONES DE TRÁFICO RODADO Y OTRAS ACCIONES ESPECÍFICAS PARA PUENTES DE CARRETERA**

### **4.1 Campo de aplicación**

- (1) Los modelos de carga definidos en este capítulo deberían utilizarse en el proyecto de puentes de carretera con longitudes cargadas inferiores a 200 m.

NOTA 1 – 200 m corresponden a la longitud máxima tenida en cuenta para la calibración del modelo de carga 1 (véase el apartado 4.3.2). En general, el uso del modelo de carga 1 queda del lado de la seguridad para longitudes cargadas superiores a 200 m.

NOTA 2 – Los modelos de carga para longitudes cargadas superiores a 200 m pueden definirse en el anexo nacional o en el proyecto específico.

- (2) Los modelos y reglas asociadas están previstos para cubrir todas las situaciones de tráfico normalmente predecibles (es decir, condiciones de tráfico en cualquier dirección y en cualquier carril debidas al tráfico rodado) que deben tenerse en cuenta para el proyecto (véase, no obstante, el punto (3) y las notas en el apartado 4.2.1).

NOTA 1 – El anexo nacional puede definir modelos específicos o también el proyecto específico, para su uso en puentes equipados con los medios apropiados, incluyendo señales de carretera orientadas estrictamente a limitar el peso de cualquier vehículo (por ejemplo, para carreteras locales, privadas o agrarias).

NOTA 2 – Los modelos de carga para los estribos y muros adyacentes a los puentes se definen separadamente (véase el apartado 4.9). Éstos se derivan de los modelos de tráfico rodado sin corrección alguna por efectos dinámicos. Para puentes de entramado, las cargas en los terraplenes de la carretera pueden dar lugar también a solicitaciones en la estructura del puente.

- (3) Los efectos de las cargas en los emplazamientos de construcción de la carretera (por ejemplo, debidos a retroexcavadoras o camiones de movimientos de tierra, etc.) o bien de cargas específicas para ensayos e inspecciones, no están contempladas por los modelos de carga y deberían especificarse individualmente cuando sea pertinente.

### **4.2 Representación de las acciones**

#### **4.2.1 Modelos de carga de tráfico rodado**

- (1) Las cargas debidas al tráfico rodado, consistente en coches, camiones y vehículos especiales (por ejemplo, de transporte industrial) provocan fuerzas verticales y horizontales, estáticas y dinámicas.

NOTA 1 – Los modelos de carga definidos en este capítulo no describen cargas reales. Han sido elegidos y calibrados para que sus efectos (incluyendo la amplificación dinámica, donde se indique) representen los efectos del tráfico real en los países europeos en el año 2 000.

NOTA 2 – El anexo nacional puede definir modelos complementarios de carga que lleven asociados modelos de combinación allí donde deba considerarse tráfico más allá del alcance de los modelos de carga especificados en este capítulo.

NOTA 3 – La amplificación dinámica incluida en los modelos (exceptuando la fatiga), aunque haya sido establecida para un pavimento de calidad media (véase el anexo B) y vehículos de suspensión neumática, depende de varios parámetros y del efecto de la acción que se trate. Así pues, un factor único no puede representarlo. En determinados casos desfavorables, puede alcanzar 1.7 (efectos locales), pero se pueden alcanzar valores aún más desfavorables en caso de pavimentos de peor calidad o si hay peligro de resonancia. Estos casos pueden evitarse tomando las medidas apropiadas de calidad y diseño. Por tanto, puede ser necesario tener en cuenta una amplificación dinámica adicional para cálculos concretos (véase el punto (6) del apartado 4.6.1) o para proyectos específicos.

- (2) Cuando deban considerarse para el proyecto del puente vehículos que no cumplan las reglamentaciones nacionales sobre peso y, posiblemente, sobre dimensiones, sin requerir permisos especiales, o en caso de cargas militares, estos aspectos deberían quedar definidos.

NOTA – El anexo nacional puede definir esos modelos. El anexo A ofrece orientación sobre modelos normalizados para vehículos especiales y su aplicación (véase el apartado 4.3.4).



#### 4.2.2 Clases de carga

- (1) Las cargas reales en puentes de carretera son el resultado de diversas categorías de vehículos y de peatones.
- (2) El tráfico de vehículos puede variar entre puentes, dependiendo de su composición (por ejemplo, porcentaje de camiones), su densidad (por ejemplo, número medio de vehículos al año), sus condiciones (por ejemplo, frecuencia de atascos), los pesos extremos probables de los vehículos y sus cargas por eje, y, en su caso, por la influencia de señales restringiendo la capacidad de carga.

Estas diferencias deberían considerarse mediante el uso de modelos de carga apropiados según la localización del puente (por ejemplo, mediante el ajuste de los valores  $\alpha$  y  $\beta$  definidos en el apartado 4.3.2 para el modelo de carga 1 y en el apartado 4.3.3 para el modelo de carga 3 respectivamente).

#### 4.2.3 Divisiones de la calzada en carriles nominales

- (1) La anchura de la calzada,  $w$ , debería medirse entre los bordillos de la acera o entre los bordes interiores de los sistemas de contención de vehículos, y no debería incluir la distancia entre los sistemas fijos de contención de vehículos o los bordillos de la mediana, ni la anchura de estos sistemas de contención de vehículos.

NOTA – El anexo nacional puede definir el valor mínimo de la altura de los bordillos de la acera a considerar. El valor mínimo recomendado de esta altura es de 100 mm.

- (2) La tabla 4.1 define la anchura  $w_l$  de los carriles nominales de una calzada y el número entero más grande posible  $n_l$  de estos carriles.

**Tabla 4.1**  
**Número y anchura de carriles nominales**

Anchura de la calzada $w$	Número de carriles nominales	Anchura de carril nominal $w_l$	Anchura del área restante
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6$ m $\leq w$	$n_l = \text{Ent}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTA – Por ejemplo, para una calzada de anchura de 11 m, $n_l = \text{Ent}\left(\frac{11}{3}\right) = 3$ y la anchura del área restante es $11 - 3 \times 3 = 2$ m.			

- (3) Para anchuras de calzadas variables, el número de carriles nominales debería definirse de acuerdo con los principios utilizados para la tabla 4.1.

NOTA – Por ejemplo, el número de carriles nominales será

- 1 cuando  $w < 5,4$  m
- 2 cuando  $5,4$  m  $\leq w < 9$  m
- 3 cuando  $9$  m  $\leq w < 12$  m, etc.

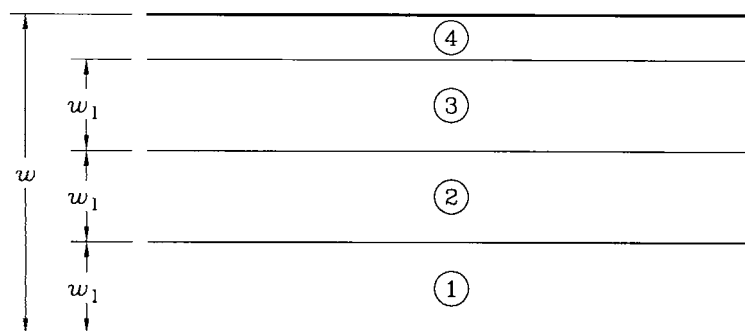
- (4) Cuando la calzada de un puente esté dividida físicamente en dos partes separadas por una mediana central, entonces:

- a) cada parte, incluyendo los arcenes o bordes, debería dividirse independientemente en carriles nominales si las partes están separadas por un sistema de contención de carreteras permanente;
- b) la totalidad de la calzada, incluyendo la mediana, debería dividirse en carriles nominales si las partes están separadas por un sistema de contención de carreteras temporal.

NOTA – Se pueden ajustar las reglas dadas en el punto (4) del apartado 4.2.3 para el proyecto específico, con el objetivo de permitir futuras modificaciones previsibles en los carriles de tráfico del tablero (por ejemplo, para su reparación).

**4.2.4 Localización y numeración de los carriles para el proyecto.** La localización y numeración de los carriles debería determinarse de acuerdo con las siguientes reglas:

- (1) La numeración de carriles nominales no debería estar necesariamente relacionada con su localización.
- (2) Para cada verificación individual (por ejemplo, para la verificación del estado límite último de resistencia de una sección transversal a flexión), el número de carriles a considerar como cargados, su localización en la calzada y su numeración, debería elegirse de tal forma que los efectos de los modelos de carga sean los más desfavorables.
- (3) Para modelos y valores representativos de la fatiga, la localización y numeración de los carriles debería elegirse dependiendo del tráfico esperado bajo condiciones normales.
- (4) El carril que presente el efecto más desfavorable se numera como carril número 1, el carril que ofrece el segundo efecto más desfavorable se numera como carril 2, etc. (véase la figura 4.1).



#### Leyenda

- $w$  Anchura de la calzada
- $w_1$  Anchura del carril nominal
- 1 carril nominal N° 1
- 2 carril nominal N° 2
- 3 carril nominal N° 3
- 4 Área restante

**Fig. 4.1 – Ejemplo de numeración de carriles en el caso más general**

- (5) Cuando la calzada consiste en dos partes separadas en la misma plataforma, debería utilizarse una única numeración para toda la calzada.

NOTA – Por tanto, aunque la calzada esté separada en dos partes diferenciadas, sólo hay un carril número 1, que puede estar alternativamente en las dos partes.

- (6) Cuando la calzada consiste en dos partes separadas en dos tableros independientes, cada parte debería ser considerada una calzada. Debería emplearse numeración diferenciada para el cálculo de cada tablero. Si los dos tableros son sustentados por las mismas pilas y/o estribos, debería usarse una numeración única para las dos partes conjuntamente en el cálculo de las pilas y/o estribos.

#### **4.2.5 Aplicación de los modelos de carga en carriles individuales**

- (1) Para cada verificación individual, deberían aplicarse los modelos de carga en cada carril nominal en tal longitud y colocados longitudinalmente de tal forma, que se produzca el resultado más desfavorable, siempre que esto sea compatible con las condiciones de aplicación definidas más adelante para cada modelo en concreto.
- (2) En el área restante debería aplicarse el modelo de carga asociado a tales longitud y anchura, para obtener el resultado más desfavorable, siempre que esto sea compatible con las condiciones particulares especificadas en el apartado 4.3.
- (3) Cuando sea pertinente, deberían combinarse los diversos modelos de carga (véase el apartado 4.5) así como con los modelos de carga de peatones o ciclistas.

### **4.3 Cargas verticales - valores característicos**

#### **4.3.1 Situaciones de proyecto generales y asociadas**

- (1) Las cargas características, están orientadas a la determinación de los efectos del tráfico asociados con las verificaciones del estado limite último y con determinadas verificaciones en servicio (véanse las Normas EN 1990 a EN 1999).
- (2) Los modelos de carga para cargas verticales representan los siguientes efectos de tráfico.
- a) Modelo de carga 1 (LM1): cargas concentradas y uniformemente distribuidas, lo que cubre la mayoría de los efectos del tráfico de coches y camiones. Este modelo debería emplearse para verificaciones generales y locales.
  - b) Modelo de carga 2 (LM2): una carga única por eje aplicada en un área de contacto específica de la rueda, lo que cubre los efectos dinámicos del tráfico normal en los elementos estructurales cortos.

NOTA 1 – Como orden de magnitud, LM2 puede predominar en el rango de longitudes de carga de 3 m a 7 m.

NOTA 2 – El anexo nacional puede definir más a fondo el uso del LM2.

- c) Modelo de carga 3 (LM3): un conjunto de cargas por eje que representan vehículos especiales (por ejemplo, para transporte industrial), que puede viajar en rutas en las que se permiten cargas anormales. El modelo está orientado para verificaciones locales y generales.
- d) Modelo de carga 4 (LM4): una carga de acumulación, orientada únicamente para verificaciones generales.

NOTA – Esta carga de acumulación es particularmente relevante para puentes situados en o cerca de ciudad en el caso de que sus efectos no estén cubiertos por el modelo de carga 1.

- (3) Los modelos de carga 1, 2 y 3, según corresponda, deberían tenerse en cuenta para cualquier tipo de situación de proyecto (por ejemplo, para situaciones transitorias durante trabajos de reparación).
- (4) El modelo de carga 4 debería utilizarse únicamente para algunas situaciones de proyecto transitorias.

### 4.3.2 Modelo de carga 1

(1) El modelo de carga 1 consiste en dos sistemas parciales.

a) Cargas concentradas de doble eje (sistema tandem: TS) en el que cada eje tiene el siguiente peso:

$$\alpha_Q Q_k \quad (4.1)$$

donde

$\alpha_Q$  son factores de ajuste

- No debería tenerse en cuenta más de un sistema tandem por carril nominal
  - Sólo deberían tenerse en cuenta los sistemas completos de tandem
  - Para la evaluación de efectos generales debería asumirse que cada sistema tandem se desplaza centrado a lo largo de los ejes de los carriles nominales (véase el punto (5) para las verificaciones locales y la figura 4.2.b))
  - Cada eje del sistema tandem debería considerarse con dos ruedas idénticas, siendo por tanto la carga por rueda igual a  $0,5\alpha_Q Q_k$ .
  - La superficie de contacto de cada rueda debería considerarse como un cuadrado de 0,40 m de lado (véase la figura 4.2b))
- (b) Cargas uniformemente distribuidas (sistema UDL) que tienen el siguiente peso por metro cuadrado de carril nominal:

$$\alpha_q q_k \quad (4.2)$$

donde

$\alpha_q$  son factores de ajuste

Las cargas uniformemente distribuidas deberían aplicarse sólo en las zonas más desfavorables de la superficie de influencia, longitudinal y transversalmente.

NOTA – LM1 está ajustado para cubrir situaciones de tráfico fluidas, congestionadas o de atasco con alto porcentaje de camiones pesados. En general, cuando se usa con los valores básicos, cubre los efectos de un vehículo especial de 600 kN como queda definido en el anexo A.

- (2) El modelo de carga 1 debería aplicarse en cada carril nominal y en las áreas restantes. En el carril nominal número  $i$ , las magnitudes de carga se denominan  $\alpha_{Qi} Q_{ik}$  y  $\alpha_{qi} q_{ik}$  (véase la tabla 4.2) En las áreas restantes, se denominan  $\alpha_{qr} q_{rk}$ ,
- (3) Los valores de los factores de ajuste  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qi}$  y  $\alpha_{qr}$  deberían elegirse dependiendo del tráfico esperado y, eventualmente, de las diferentes clases de rutas. Cuando no se especifique otra cosa, estos factores deberían tomarse iguales a la unidad.

NOTA 1 – Los valores de los factores  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qi}$  y  $\alpha_{qr}$  se dan en los anexos nacionales. En todos los casos, para puentes sin señales viarias que restrinjan los pesos de los vehículos, se recomienda utilizar los siguientes valores mínimos:

$$\alpha_{Qi} \geq 0,8 \text{ y} \quad (4.3)$$

$$\text{para } i \geq 2, \alpha_{qi} \geq 1; \text{ esta restricción no es aplicable a } \alpha_{qr} \quad (4.4)$$

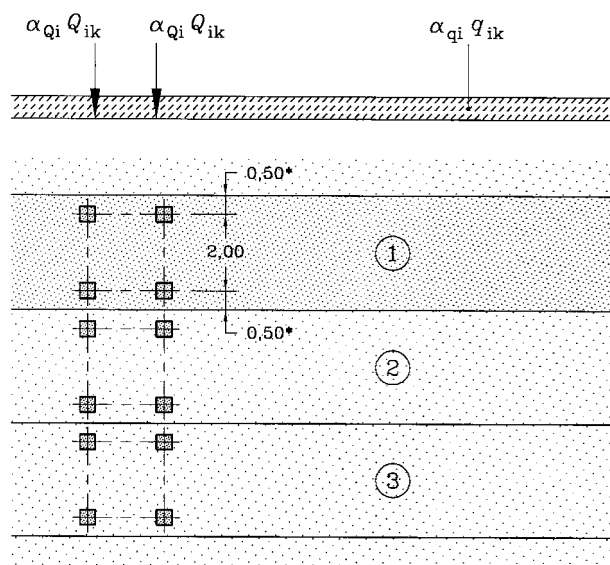
NOTA 2 – Los valores de los factores  $\alpha$  pueden corresponderse, en los anexos nacionales, con los tipos de tráfico. Cuando se toman con valor igual a 1, se corresponden con un tránsito en el que se espera tráfico internacional pesado, representando una gran parte del tráfico total los vehículos pesados. Para composiciones de tráfico más usuales (autopistas y autovías), pueden reducirse moderadamente (del 10% al 20%) los factores  $\alpha$  de los sistemas tandem y las cargas uniformemente distribuidas en el carril 1.

- (4) Los valores característicos de  $Q_{ik}$  y  $q_{ik}$ , incluyendo su amplificación dinámica, deberían obtenerse de la tabla 4.2.

**Tabla 4.2**  
**Modelo de carga 1: valores característicos**

Localización	Sistema Tandem TS	Sistema UDL
	Cargas por eje $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (o $q_{ik}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Carril 1	300	9
Carril 2	200	2,5
Carril 3	100	2,5
Otros carriles	0	2,5
Área restante ( $q_{rk}$ )	0	2,5

La figura 4.2.a muestra los detalles del modelo de carga 1



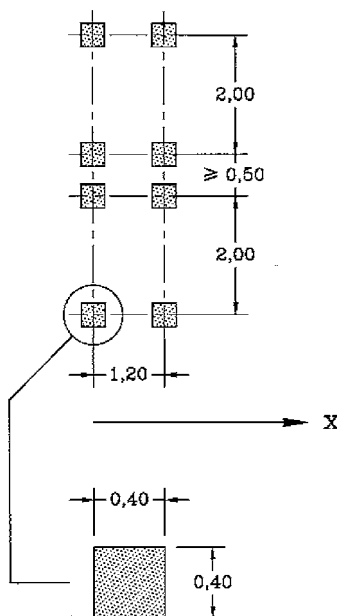
**Leyenda**

- (1) Carril 1:  $Q_{1k} = 300$  kN;  $q_{1k} = 9$  kN/m<sup>2</sup>  
 (2) Carril 2:  $Q_{2k} = 200$  kN;  $q_{2k} = 2,5$  kN/m<sup>2</sup>  
 (3) Carril 3:  $Q_{3k} = 100$  kN;  $q_{3k} = 2,5$  kN/m<sup>2</sup>  
 \*para  $w_l = 3$  m

**Fig. 4.2.a – Aplicación del modelo de carga 1**

NOTA – La aplicación del punto (2) del apartado 4.2.4 y los puntos (1) a (4) del apartado 4.3.2, consiste prácticamente, a los efectos de este modelo, en elegir las localizaciones de los carriles numerados y las localizaciones de los sistemas tandem (en la mayoría de los casos en la misma sección transversal). La longitud y anchura a cargar por UDL son las de las zonas desfavorables pertinentes de las superficies de influencia.

- (5) Para verificaciones locales debería emplearse un sistema tandem ubicado en la posición más desfavorable. Allí donde se consideren dos sistemas tandem en carriles nominales adyacentes, éstos pueden acercarse, con una distancia entre los ejes de rodadura no inferior a 0,50 m (véase la figura 4.2b).



**Fig. 4.2b – Aplicación de sistemas tandem para verificaciones locales**

- (6) Donde se puedan calcular separadamente los efectos generales y los particulares, los efectos generales pueden calcularse usando las siguientes reglas simplificadas:

NOTA – El anexo nacional puede incluir condicionantes al uso de estas normas alternativas.

- a) El segundo y tercer sistemas tandem se reemplazan por un segundo sistema tandem con peso por eje igual a:

$$(200 \alpha_{Q2} + 100 \alpha_{Q3}) \text{ kN o} \quad (4.5)$$

- b) Para longitudes mayores a 10 m, cada sistema tandem en cada carril se sustituye por una carga concentrada de un solo eje de peso igual al peso total de los dos ejes.

NOTA – En este caso, el peso por eje único es:

- 600  $\alpha_{Q1}$  kN en el carril 1
- 400  $\alpha_{Q2}$  kN en el carril 2
- 200  $\alpha_{Q3}$  kN en el carril 3

### 4.3.3 Modelo de carga 2

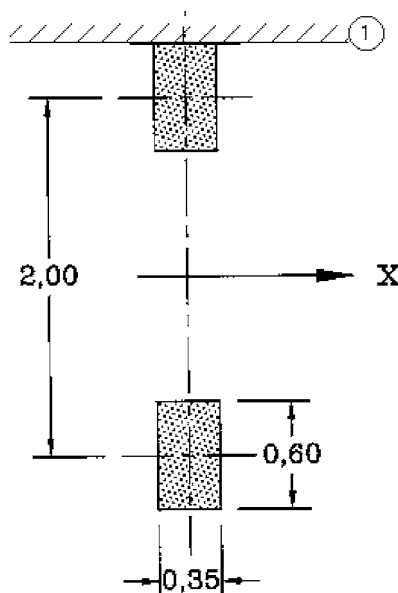
(1) El modelo de carga 2 consiste en una única carga por eje  $\beta_Q Q_{ak}$  donde  $Q_{ak}$ , igual a 400 kN, incluida la amplificación dinámica, debería aplicarse en cualquier punto de la calzada. No obstante, cuando proceda, puede considerarse sólo una rueda de  $200 \beta_Q$  (kN).

(2) Debe especificarse el valor de  $\beta_Q$ .

NOTA – El anexo nacional puede proporcionar el valor de  $\beta_Q$ . Se recomienda que  $\beta_Q = \alpha_{Q1}$ .

(3) Debería aplicarse un factor adicional de amplificación dinámica en las proximidades de las juntas de dilatación igual al definido en el punto (6) del apartado 4.6.1.

(4) la superficie de contacto de cada rueda debería considerarse rectangular, de lados 0,35 m y 0,60 m (véase la figura 4.3).



#### Leyenda

X Dirección del eje longitudinal del puente

1 Bordillo de la acera

**Fig. 4.3 – Modelo de carga 2**

NOTA 1 – Las áreas de contacto de los modelos 1 y 2 son diferentes, y corresponden a diferentes modelos de rueda, disposiciones de las mismas y distribuciones de presión. Las áreas de contacto del modelo 2 corresponden a ruedas gemelas, son normalmente relevantes para tableros ortótropos.

NOTA 2 – En aras de la simplicidad, el anexo nacional puede adoptar la misma superficie de contacto cuadrada para las ruedas de los modelos de carga 1 y 2.

#### 4.3.4 Modelo de carga 3 (vehículos especiales)

- (1) Cuando proceda, deberían definirse y tenerse en cuenta modelos para vehículos especiales

NOTA – El anexo nacional puede definir el modelo de carga 3 y sus condiciones de uso. El anexo A da orientación sobre modelos normalizados y sus condiciones de aplicación.

#### 4.3.5 Modelo de carga 4 (carga de acumulación de tráfico)

- (1) La carga de acumulación de tráfico, si procede, debería representarse por un modelo de carga consistente en una carga uniformemente distribuida (que incluye la amplificación dinámica) igual a  $5 \text{ kN/m}^2$ .

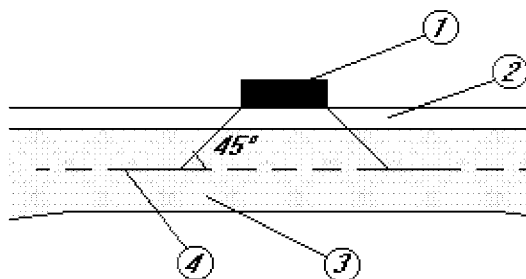
NOTA – La aplicación de LM4 puede definirse para un proyecto específico.

- (2) El modelo de carga 4 debería aplicarse en las zonas pertinentes de la longitud y anchura del tablero del puente de carretera, incluyendo la mediana cuando proceda. Este sistema de carga, orientado a verificaciones generales, debería asociarse sólo con situaciones de proyecto transitorias.

#### 4.3.6 Distribución de las cargas concentradas

- (1) Los modelos de carga 1 y 2 consideran diversas cargas concentradas para verificaciones locales que deberían considerarse uniformemente distribuidas en toda la superficie de contacto.
- (2) La distribución a través del pavimento y losas de hormigón debería considerarse como una dispersión hacia abajo en profundidad con proporción de 1 horizontal por 1 vertical hasta el nivel del centro de la losa (véase la figura 4.4).

NOTA – En caso de dispersión a través del sustrato o tierra, véanse las NOTAS del apartado 4.9.1.



##### Leyenda

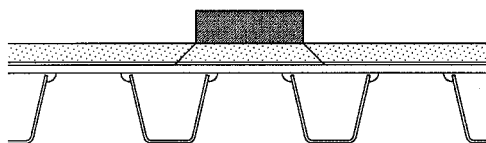
- 1 Presión de contacto de la rueda
- 2 Pavimento
- 3 Losa de hormigón
- 4 Superficie media de la losa de hormigón

**Fig. 4.4 – Dispersión de cargas concentradas a través del pavimento y de una losa de hormigón**

- (2) La distribución por el pavimento y plataformas ortótropas debería considerarse como una dispersión hacia abajo en profundidad con proporción de 1 horizontal por 1 vertical hasta el nivel del plano medio de la placa superior estructural (véase la figura 4.5).

NOTA – No se considera la distribución transversal de la carga a lo largo de los nervios del tablero ortótropo.





**Fig. 4.5 – Distribución de cargas concentradas a través del pavimento y ortótropos**

#### 4.4 Fuerzas horizontales: valores característicos

##### 4.4.1 Fuerzas de frenado y aceleración

- (1)P La fuerza de frenado,  $Q_{1k}$ , debe tomarse como la fuerza longitudinal que actúa al nivel de la calzada.
- (2) El valor característico de  $Q_{1k}$ , limitado a 900 kN, para la anchura total del puente, debería calcularse como una fracción del máximo total de las cargas verticales correspondientes al modelo de carga 1, probablemente aplicadas en el carril 1, de la siguiente manera:

$$Q_{1k} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L$$

$$180\alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ (kN)} \quad (4.6)$$

donde

$L$  es la longitud del tablero, o de la zona de la misma que se considera.

NOTA 1 – Por ejemplo,  $Q_{1k} = 360 + 2,7 L$  ( $L \leq 900$  kN) para un carril de 3 m de anchura y una longitud de carga  $L > 1,2$  m, si todos los factores  $\alpha$  son iguales a la unidad.

NOTA 2 – El límite superior de 900 kN puede ajustarse en el anexo nacional. El valor de 900 kN normalmente cubre la fuerza máxima de frenado de los vehículos de acuerdo a STANAG<sup>6)</sup>.

- (3) Las fuerzas horizontales asociadas al modelo de carga 3 deberían definirse cuando corresponda.

NOTA – El anexo nacional puede definir las fuerzas asociadas con el modelo de carga 3.

- (4) Esta fuerza debería considerarse como localizada a lo largo del eje de cualquier carril. No obstante, si los efectos de excentricidad no son relevantes, puede considerarse aplicada sólo a lo largo del eje de la calzada y uniformemente distribuida a lo largo de la longitud cargada.
- (5) Las fuerzas de aceleración deberían considerarse con la misma magnitud que las fuerzas de frenado, pero en sentido opuesto.

NOTA – Esto en la práctica quiere decir que  $Q_{1k}$  puede ser tanto negativo como positivo.

- (6) Debería definirse la fuerza horizontal transmitida por las juntas de dilatación o aplicada a los elementos de la estructura que pueden cargarse por un único eje.

NOTA – El anexo nacional puede definir el valor de  $Q_{1k}$ . El valor recomendado es  $Q_{1k} = 0,6 \alpha_{Q1} Q_{1k}$ . (4.6a)

6) STANAG (Military STANdardization Agreements), Acuerdos de Normalización Militar (STANAG 2021).

#### 4.4.2 Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

- (1) La fuerza centrífuga  $Q_{tk}$  debería considerarse como una fuerza transversal que actúa al nivel de la calzada terminada y radialmente al eje de la misma.
- (2) El valor característico de  $Q_{tk}$ , en el que se incluyen los efectos dinámicos, debería tomarse de la tabla 4.3.

**Tabla 4.3**  
**Valores característicos de la fuerza centrífuga**

$Q_{tk} = 0,2 Q_v$ (kN)	si $r \leq 200$ m
$Q_{tk} = 40 Q_v / r$ (kN)	si $200 \text{ m} \leq r \leq 1\,500$ m
$Q_{tk} = 0$	si $r > 1\,500$ m

donde

$r$  es el radio horizontal del carril central de la calzada [m];

$Q_v$  es el peso máximo total de las cargas verticales concentradas de los sistemas tandem de LM1, es decir,  
 $\sum_i \alpha_{Qi} (2Q_{ik})$  (véase la tabla 4.2).

- (3) Debería considerarse que  $Q_{tk}$  actúa como carga puntual en cualquier sección transversal del tablero.
- (4) Cuando proceda, deberían considerarse las fuerzas laterales debidas al derrapaje o patinaje durante el frenado. Debería tenerse en cuenta una fuerza transversal de frenado,  $Q_{trk}$ , igual al 25% de la fuerza longitudinal de frenado o acelerado,  $Q_{lk}$ , actuando simultáneamente con  $Q_{lk}$  en el nivel de la calzada terminada.

NOTA – El anexo nacional puede definir una carga transversal mínima. En la mayoría de los casos las fuerzas resultantes de los efectos del viento y colisiones con los bordillos de la acera dan suficiente carga transversal.

#### 4.5 Grupos de tráfico en puentes de carretera

##### 4.5.1 Valores característicos de acciones multicomponentes

- (1) La simultaneidad de los modelos de carga definidos en los apartados 4.3.2 (modelo de carga 1), 4.3.3 (modelo de carga 2), 4.3.4 (modelo de carga 3), 4.3.5 (modelo de carga 4), 4.4 (fuerzas horizontales) y las cargas definidas en el capítulo 5 para vías peatonales, deberían considerarse a través de los grupos de carga definidos en la tabla 4.4a. Cada uno de estos grupos de cargas, que son mutuamente excluyentes, debería considerarse como definitorio de una acción característica para su combinación con cargas no derivadas del tráfico.

**Tabla 4.4a**  
**Grupos de cargas de tráfico (valores característicos de la acción multicomponente)**

		Calzada						Pasos peatonales y ciclistas
Tipo de carga		Fuerzas verticales				Fuerzas horizontales		Sólo fuerzas verticales
Referencia		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Sistema de carga		LM1 (TS y UDL)	LM2 (Eje único)	LM3 (Vehículos especiales)	LM4 (Carga de acumulación de tráfico)	Fuerzas de frenado y acelerado	Fuerza centrífuga y transversal	Carga uniformemente distribuida
Grupos de cargas	gr1a	Valores característicos				<sup>a</sup>	<sup>a</sup>	Valor de combinación <sup>b</sup>
	gr1b		Valor característico					
	gr2	Valores frecuentes <sup>b</sup>				Valor característico	Valor característico	
	gr3 <sup>d</sup>							Valor característico <sup>c</sup>
	Gr4				Valor característico			Valor característico <sup>b</sup>
Gr5		Véase el anexo A		Valor característico				
Acción componente dominante (designada como componente asociada con el grupo)								
<sup>a</sup> Puede definirse en el anexo nacional.								
<sup>b</sup> Puede definirse en el anexo nacional. Se recomienda un valor de 3 kN/m <sup>2</sup> .								
<sup>c</sup> Véase el punto (2) del apartado 5.3.2.1. Sólo debería considerarse una sola vía peatonal cargada si el efecto es más desfavorable que el de dos vías cargadas								
<sup>d</sup> Este grupo es irrelevante si se considera gr4.								

#### 4.5.2 Otros valores representativos de las acciones multicomponente

- (1) La acción frecuente debería consistir sólo: bien de los valores frecuentes de LM1, bien de los valores frecuentes de LM2, o bien de los valores frecuentes de cargas en vías peatonales o de ciclistas (tomando el más desfavorable), sin componentes de acompañamiento, tal y como se define en la tabla 4.4.b.

NOTA 1 – Para los componentes individuales de la acción de tráfico, el anexo A.2 de la Norma EN 1990 define estos valores representativos.

NOTA 2 – Para valores cuasi permanentes (generalmente nulos) véase el anexo A.2 de la Norma EN 1990.

NOTA 3 – Cuando el anexo nacional se refiera a valores infrecuentes de acciones variables, se puede aplicar la misma regla que en el apartado 4.5.1, reemplazando todos los valores característicos de la tabla 4.4 por los valores infrecuentes definidos en el anexo A.2 de la Norma EN 1990, sin modificar los otros valores que aparecen en la tabla. Ahora bien, el grupo infrecuente gr2 es prácticamente irrelevante para puentes de carretera.

**Tabla 4.4b**  
**Grupos de cargas de tráfico (valores frecuentes de la acción multicomponente)**

		Calzada		Pasos peatonales y ciclistas
Tipo de carga		Fuerzas verticales		
Referencia		4.3.2	4.3.3	5.3.2-(1)
Sistema de carga		LM1 (TS y UDL)	LM2 (Eje único)	Carga uniformemente distribuida
Grupos de cargas	gr1a	Valores frecuentes		
	gr1b		Valor frecuente	
	gr3			Valor frecuente <sup>a</sup>
<sup>a</sup> Sólo debería considerarse una sola vía peatonal cargada si el efecto es más desfavorable que el de dos vías cargadas.				

#### 4.5.3 Grupos de cargas en situaciones de proyecto transitorias

- (1) Las reglas dadas en los apartados 4.5.1 y 4.5.2 son aplicables con las modificaciones del punto siguiente.
- (2) Para verificaciones en situaciones de proyecto transitorias, los valores característicos asociados con el sistema tandem deberían adoptarse como iguales a  $0,8\alpha_{Qi}Q_{ik}$ , y todos los demás valores, característicos, frecuentes y cuasipermanentes, así como las fuerzas horizontales, se mantienen como se especifica para las situaciones de proyecto permanentes sin modificación alguna (es decir, no se reducen proporcionalmente al peso de los tandems).

NOTA – En situaciones de proyecto transitorias debidas al mantenimiento de la carretera o del puente, el tráfico usualmente se concentra en áreas más pequeñas sin que se reduzca significativamente, siendo frecuentes largos atascos de tráfico. Sin embargo, pueden aplicarse más reducciones en los casos en los que los camiones más pesados se desvíen usando las medidas apropiadas.

### 4.6 Modelos de carga de fatiga

#### 4.6.1 Generalidades

- (1) El tráfico que discurre en los puentes produce un espectro de tensiones que puede causar fatiga. El espectro de tensiones depende de la geometría de los vehículos, las cargas por eje, la distancia entre vehículos, la composición del tráfico y sus efectos dinámicos.
- (2) A continuación se definen cinco modelos de carga de fatiga de fuerzas verticales, dados en los apartados 4.6.2 a 4.6.6.

NOTA 1 – Es posible que haya que tener en cuenta fuerzas horizontales a la vez de las verticales para un proyecto específico, por ejemplo, a veces habrá que considerar las fuerzas centrífugas junto con las verticales.

NOTA 2 – En las Normas EN 1992 a EN 1999 se define el uso de los diversos modelos de carga de fatiga. A continuación se da información adicional:

- a) Los modelos de carga de fatiga 1, 2 y 3 están orientados a determinar las tensiones máximas y mínimas resultantes de las posibles distribuciones de cargas en el puente con cualquiera de esos modelos. En muchos casos, sólo la diferencia algebraica entre estas tensiones se usa en las Normas EN 1992 a EN 1999.
- b) Los modelos de carga de fatiga 4 y 5 están orientados a su uso para determinar el rango de tensiones resultante del paso de camiones sobre el puente.
- c) Los modelos de carga de fatiga 1 y 2 están orientados a su uso para comprobar si la vida útil por fatiga se puede considerar ilimitada cuando se fija un límite constante de amplitud de tensión de fatiga. Por tanto, son apropiados para las construcciones de acero, pero pueden no serlo para otros materiales. El modelo de carga de fatiga 1 es, en general, conservador, y cubre los efectos de multiplicidad de carriles de forma automática. El modelo de carga de fatiga 2 es más preciso que el anterior cuando puede obviarse la presencia simultánea de varios camiones en el puente para verificaciones de fatiga. Si no se da este caso, sólo debería utilizarse si va a complementarse con datos adicionales. El anexo nacional puede dar condiciones de uso para los modelos de fatiga 1 y 2.
- d) Los modelos de carga de fatiga 3, 4 y 5 están orientados a la determinación de la vida útil por fatiga, haciendo referencia a curvas de resistencia a fatiga definidas en las Normas EN 1992 a EN 1999. No deberían utilizarse para comprobar si la vida útil por fatiga se puede considerar ilimitada. Por esta razón, no son numéricamente compatibles con los modelos de carga de fatiga 1 y 2. El modelo de carga de fatiga 3 también puede usarse para la verificación directa de cálculos por métodos simplificados en los que la influencia del volumen anual de tráfico y algunas de las dimensiones del puente se tienen en cuenta mediante un factor de ajuste dependiente del material  $\lambda_e$ .
- e) El modelo de carga, de fatiga 4 es más preciso que el modelo 3 para una variedad de puentes y de tráfico cuando puede obviarse la presencia simultánea de varios camiones en el puente. Si no se da éste, debería usarse sólo si se complementa con datos adicionales, especificados o definidos en el anexo nacional.
- f) El modelo de carga de fatiga 5 es el modelo más general y usa datos de tráfico real.

NOTA 3 – Los valores de carga aportados por los modelos de carga de fatiga 1 a 3 son adecuados para el tráfico pesado típico de las principales autopistas y autovías europeas (tráfico de categoría 1 de acuerdo con la tabla 4.5).

NOTA 4 – Los valores de los modelos de carga de fatiga 1 y 2 pueden modificarse para un proyecto específico o por el anexo nacional si se consideran otras categorías de tráfico. En este caso, las modificaciones hechas a ambos modelos deberían ser proporcionales. Para el modelo de carga de fatiga 3 la modificación depende del procedimiento de verificación.

(3) La categoría de tráfico de un puente debería quedar definida, a efectos de la verificación de fatiga, al menos por:

- El número de carriles de tráfico lento

En número  $N_{obs}$  de vehículos pesados (de tara superior a 100 kN) observado o estimado, por año y carril de tráfico lento (es decir, por carril usado predominantemente por camiones).

NOTA 1 – Las categorías de tráfico pueden definirse en el anexo nacional. La tabla 4.5 da valores indicativos para un carril de tráfico lento, ( $N_{obs}$ ) para su uso con los modelos de carga de fatiga 3 y 4. En cada uno de los demás carriles (es decir, carriles usados predominantemente por vehículos ligeros), adicionalmente puede añadirse un 10% de  $N_{obs}$ .

**Tabla 4.5(n)**  
**Número aproximado de vehículos pesados esperado por año y carril de tráfico lento**

Categorías de tráfico		$N_{obs}$ por año y carril de tráfico lento
1	Carreteras y autovías con dos o más carriles por sentido con alto flujo de camiones	$2,0 \times 10^6$
2	Carreteras y autovías con flujo intermedio de camiones	$0,5 \times 10^6$
3	Carreteras principales con bajo flujo de camiones	$0,125 \times 10^6$
4	Carreteras locales con bajo flujo de camiones	$0,05 \times 10^6$

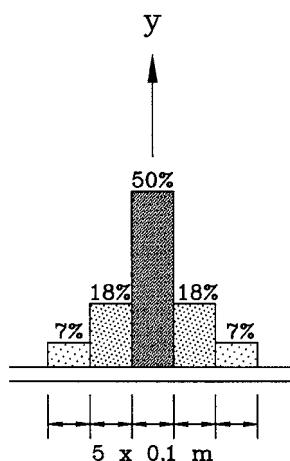
NOTA 2 – La tabla 4.5 no es suficiente para caracterizar el tráfico para comprobaciones de fatiga. Puede tener que considerarse otros parámetros tales como:

- porcentajes de tipos de vehículos (véase, por ejemplo, la tabla 4.7) que dependen del “tipo de tráfico”;
- parámetros definitorios de la distribución del peso de los vehículos o ejes de cada tipo.

NOTA 3 – No hay una relación general entre las categorías de tráfico para las verificaciones de fatiga y las clases de cargas y factores  $\alpha$  asociados mencionados en los apartados 4.2.2 y 4.3.2.

NOTA 4 – No se excluyen los valores intermedios de  $N_{\text{obs}}$ , pero es improbable que tengan un efecto significativo en la vida útil por fatiga.

- (4) Para la evaluación de los efectos generales de acciones (por ejemplo, en las vigas principales) todas los modelos de cargas de fatiga deberían colocarse en el centro de los nominales teóricos definidos de acuerdo con las reglas y principios dados en los puntos (2) y (3) del apartado 4.2.4. Los carriles de tráfico lento deberían identificarse como tales en el proyecto.
- (5) Para la evaluación de los efectos de acciones locales (por ejemplo, en losas) los modelos deberían centrarse en carriles nominales supuestamente localizados en cualquier zona de la calzada. No obstante, cuando la localización transversal de vehículos sea significativa para los efectos estudiados para los modelos de carga de fatiga 3, 4 y 5, (por ejemplo, en tableros ortótropos) debería realizarse una distribución estadística de estas localizaciones transversales de acuerdo con la figura 4.6.



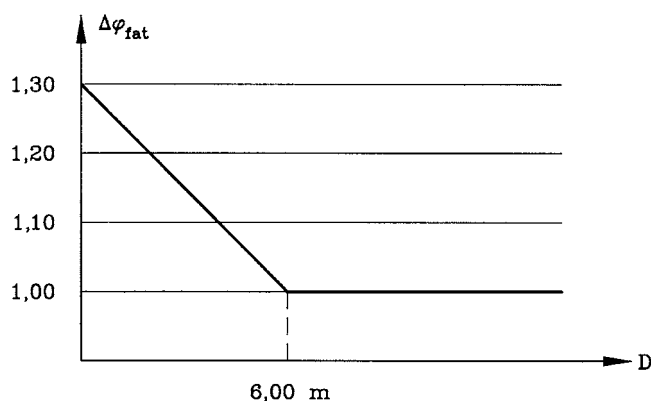
**Fig. 4.6 – Distribución de frecuencia de localización transversal del eje central del vehículo**

- (6) Los modelos de fatiga 1 a 4 incluyen la amplificación de carga dinámica correspondiente para pavimentos de buena calidad (véase el anexo B). Debería introducirse un factor de amplificación adicional  $\Delta\phi_{\text{fat}}$  cerca de las juntas de dilatación y aplicarse a todas las cargas:

$$\Delta\phi_{\text{fat}} = 1,30 \left( 1 - \frac{D}{26} \right) \quad ; \quad \Delta\phi_{\text{fat}} \geq 1 \quad (4.7)$$

donde

$D$  es la distancia (m) de la sección transversal en estudio desde la junta de dilatación. Véase la figura 4.7.



#### Leyenda

$\Delta\varphi_{fat}$ : Factor adicional de amplificación

D: Distancia de la sección transversal en estudio desde la junta de dilatación.

**Fig. 4.7 – Representación del factor adicional de amplificación**

NOTA – Una simplificación conservadora, generalmente aceptable, podría consistir en adoptar  $\Delta\varphi_{fat} = 1,3$  para cualquier sección transversal dentro de una zona de 6 m alrededor de la junta de dilatación. La amplificación dinámica adicional puede modificarse en el anexo nacional. Se recomienda la expresión (4.7).

#### 4.6.2 Modelo de carga de fatiga 1 (semejante a LM1)

- (1) El modelo de carga de fatiga 1 tiene la configuración del modelo de carga característico 1 detallado en el apartado 4.3.2, con los valores de las cargas por eje iguales a  $0,7 Q_{ik}$  y los valores de las cargas uniformemente distribuidas iguales a  $0,3q_{ik}$  y (a menos que se especifique lo contrario)  $0,3q_{rk}$ .

NOTA – Los valores de carga para el modelo de carga de fatiga 1 son semejantes a los definidos por el modelo de carga frecuente. No obstante, adoptar el modelo de carga frecuente sin modificación alguna habría sido excesivamente conservador en comparación con los otros modelos, sobre todo para grandes áreas de carga. Para proyectos específicos puede obviarse  $q_{rk}$ .

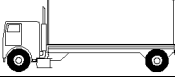

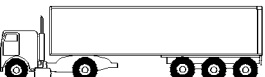
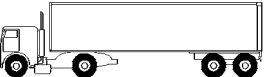
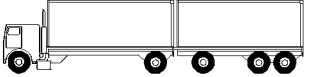
- (2) Las tensiones máximas y mínimas ( $\sigma_{FLM, \text{máx.}}$  y  $\sigma_{FLM, \text{mín.}}$ ) deberían determinarse a partir de la distribución posible de cargas del modelo en el puente.

#### 4.6.3 Modelo de carga de fatiga 2 (conjunto de camiones “frecuentes”)

- (1) El modelo de carga de fatiga 2 consiste en un conjunto de camiones abstracto, llamados camiones “frecuentes”, que se usaran de acuerdo a la definición dada en el punto (3).
- (2) Cada camión “frecuente” se define por:
  - El número por ejes y el espacio entre estos (véase la tabla 4.6, columnas 1+2);
  - la carga frecuente de cada eje (véase la tabla 4.6, columna 3);
  - la superficie de contacto de la rueda y la distancia transversal entre las ruedas (columna 4 de la tabla 4.6 y tabla 4.8).
- (3) Las tensiones máxima y mínima deberían determinarse a partir de los efectos más severos de los diferentes camiones, considerados individualmente, que viajan solos a lo largo del carril correspondiente.

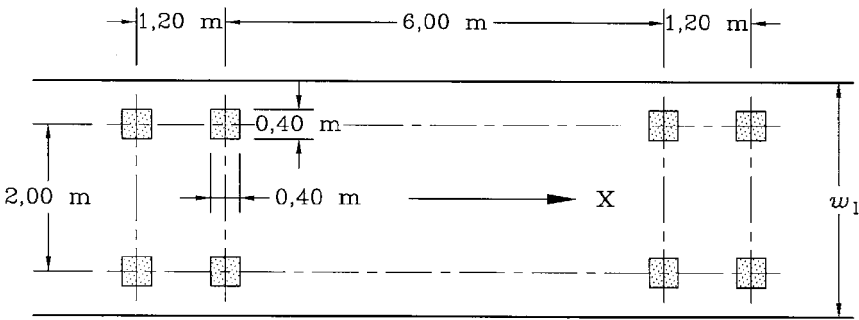
NOTA – Cuando algunos de estos camiones son obviamente los más críticos, se pueden obviar los otros.

Tabla 4.6  
Conjunto de camiones “frecuentes”

1	2	3	4
Silueta del camión	Espacio entre ejes (m)	Cargas frecuentes por eje (kN)	Tipo de rueda (véase la tabla 4.8)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

4.6.4 Modelo de carga de fatiga 3 (modelo de vehículo único)

- (1) Este modelo consiste en cuatro ejes, cada uno de los cuales tiene dos ruedas idénticas. La geometría se muestra en la figura 4.8. El peso de cada eje es igual a 120 kN y la superficie de contacto es un cuadrado de 0,40 m de lado.



Leyenda

- $w_1$ : Anchura del carril  
X: Eje longitudinal del puente

Fig. 4.8 – Modelo de carga de fatiga 3



- (2) Deberían calcularse las tensiones máxima y mínima y los rangos de tensión para cada ciclo de fluctuación de tensión, es decir, sus diferencias algebraicas, resultantes del paso del modelo a lo largo del puente.
- (3) Cuando proceda deberían tenerse en cuenta dos vehículos en el mismo carril.

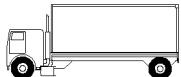
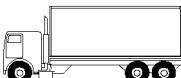


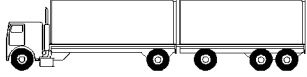
NOTA – Las condiciones de aplicación de esta regla pueden definirse en el anexo nacional o en el proyecto específico. Algunas posibles condiciones recomendadas son los siguientes:

- Un vehículo como se define en el punto (1) anterior
- La geometría del segundo vehículo como se define en el punto (1) anterior y el peso por eje es igual a 36 kN (en vez de 120 kN)
- La distancia entre los dos vehículos, medida de centro a centro de cada vehículo, no debe ser inferior a 40 m.

#### 4.6.5 Modelo de carga de fatiga 4 (conjunto de camiones “estándar”)

- (1) El modelo de carga de fatiga 4 consiste en conjuntos de camiones "estándar" que juntos producen efectos equivalentes a los del tráfico típico de las carreteras europeas. Debería tenerse en cuenta un conjunto de camiones apropiado a las mezclas de tráfico previstas para la ruta tal y como se definen en las tablas 4.7 y 4.8.

**Tabla 4.7**  
**Conjunto equivalente de camiones**

TIPO DE VEHÍCULO			TIPO DE TRÁFICO			
1	2	3	4	5	6	7
			Larga distancia	Media distancia	Tráfico local	
Camión	Espacio entre ejes (m)	Cargas equivalentes por eje (kN)	Porcentaje de camiones	Porcentaje de camiones	Porcentaje de camiones	Tipo de rueda
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

NOTA 1 – Este modelo, basado en cinco camiones "estándar", simula el tráfico que se considera que produce un daño por fatiga equivalente al del tráfico real de la categoría correspondiente definida en la tabla 4.5.

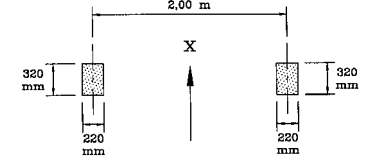
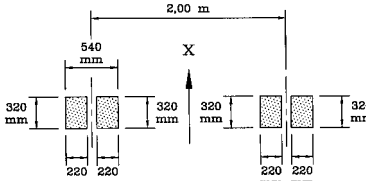
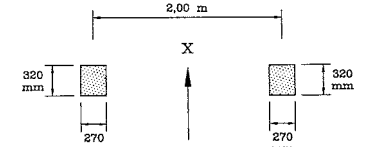
NOTA 2 – Otros camiones "estándar" y porcentajes de camiones pueden definirse en el proyecto específico o en el anexo nacional.

NOTA 3 – Para la elección de un tipo de tráfico, puede considerarse a *grosso modo* que

- “Larga distancia” significa cientos de kilómetros
- “Media distancia” significa entre 50 km y 100 km
- “Tráfico local” significa distancias de menos de 50 km

En realidad, se pueden dar mezclas de estos tipos de tráfico.

**Tabla 4.8**  
**Definición por ruedas y ejes**

TIPO POR RUEDA/EJE	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
<b>A</b>	
<b>B</b>	
<b>C</b>	

(2) Cada camión "estándar" se define por:

- El número de ejes y el espacio entre éstos (véase la tabla 4.7 columnas 1+2)
- La carga equivalente de cada eje (tabla 4.7, columna 3)
- Las superficies de contacto de las ruedas y las distancias transversales entre las ruedas, de acuerdo con la columna 7 de las tablas 4.7 y 4.8.

(3) Los cálculos deberían basarse en el siguiente procedimiento:

- El porcentaje de cada camión "estándar" en flujo bajo debería elegirse de la tabla 4.7, columna 4, 5 ó 6, según proceda.
- Debería definirse el número total de vehículos por año considerado para toda la calzada,  $\sum N_{\text{obs}}$

NOTA – La tabla 4.5 aporta valores recomendados.

- Se considera que cada camión "estándar" cruza el puente en ausencia de otros vehículos.

- (4) El espectro de rangos de tensión y el número de ciclos correspondiente para cada fluctuación de la tensión durante el paso de los camiones individuales sobre el puente, deberían ser los que resultan de métodos de cómputo *Rainflow* o *Reservoir*.

NOTA – Para reglas de verificación véanse las Normas EN 1992 a EN 1999.

#### **4.6.6 Modelo de carga de fatiga 5 (basado en datos de tráfico real)**

- (1) El modelo de carga de fatiga 5 consiste en la aplicación directa de los datos de tráfico recogidos y complementados, si procede, con las correspondientes extrapolaciones estadísticas y previstas.

NOTA – Para el uso de este modelo véase el anexo nacional. En el anexo B se incluye orientación para una especificación completa y aplicación de ese modelo.

### **4.7 Acciones para situaciones de proyecto accidentales**

#### **4.7.1 Generalidades**

- (1)P Las cargas debidas a los vehículos rodados en situaciones de proyecto accidentales deben tenerse en cuenta cuando sea pertinente, y resultan de:

- la colisión de vehículos contra las pilas del puente, el paramento inferior o los tableros;
- la presencia de ruedas pesadas o vehículos en las vías peatonales (los efectos de estas ruedas pesadas o vehículos en las vías peatonales deben considerarse para todo puente de carretera en el que estas vías peatonales no estén protegidas por sistemas rígidos y efectivos de contención de la carretera);
- la colisión de vehículos con los bordillos de la acera, parapetos para vehículos y componentes estructurales (los efectos de la colisión de vehículos con los parapetos y las barreras de seguridad deben considerarse para todos aquellos puentes en los que se sitúan estos sistemas de contención de carreteras en el tablero del puente; los efectos de la colisión de vehículos con los bordillos de la acera se pueden considerar en todos los casos).

#### **4.7.2 Fuerzas de colisión de vehículos bajo el puente**

NOTA – Véanse los apartados 5.6.2 y 6.7.2 y el anexo A.2 de la Norma EN 1990.

##### **4.7.2.1 Fuerzas de colisión contra las pilas y otros elementos de soporte**

- (1) Deberían considerarse las fuerzas de colisión de vehículos de carretera de altura anormal o vehículos aberrantes contra las pilas o elementos de soporte.

NOTA – El anexo nacional puede definir:

- reglas para proteger el puente de las fuerzas de colisión de vehículos;
- cuándo deben tenerse en cuenta las fuerzas de colisión de vehículos (por ejemplo, con referencia a una distancia de seguridad entre las pilas y el borde de la calzada);
- la magnitud y localización de las fuerzas de colisión de vehículos;
- los estados límite a considerar.

Para piezas rígidas se recomiendan los siguientes valores mínimos:

- a) fuerza de impacto: 1 000 kN en la dirección de movimiento del vehículo, o 500 kN en la dirección perpendicular;
- b) altura sobre el nivel del suelo de la superficie adyacente: 1,25 m;

Véase también la Norma EN 1991-1-7.

#### 4.7.2.2 Fuerzas de colisión en los tableros

- (1) Debería especificarse la fuerza de colisión del vehículo cuando proceda.

NOTA 1 – El anexo nacional puede definir la fuerza de colisión en el tablero, probablemente en relación al gálibo vertical y otras formas de protección, véase la Norma EN 1991-1-7.

NOTA 2 – Las cargas de colisión con el tablero del puente y otros elementos estructurales sobre la carretera puede variar mucho dependiendo de parámetros estructurales y no estructurales, y sus condiciones de aplicabilidad. La posibilidad de una colisión de vehículos que tengan alturas aberrantes o ilegales puede que deba ser prevista, así como que una grúa se alce o gire mientras el vehículo esté en movimiento. Pueden introducirse medidas preventivas o de protección como alternativa al cálculo de las fuerzas de colisión.

#### 4.7.3 Acciones de vehículos sobre el puente

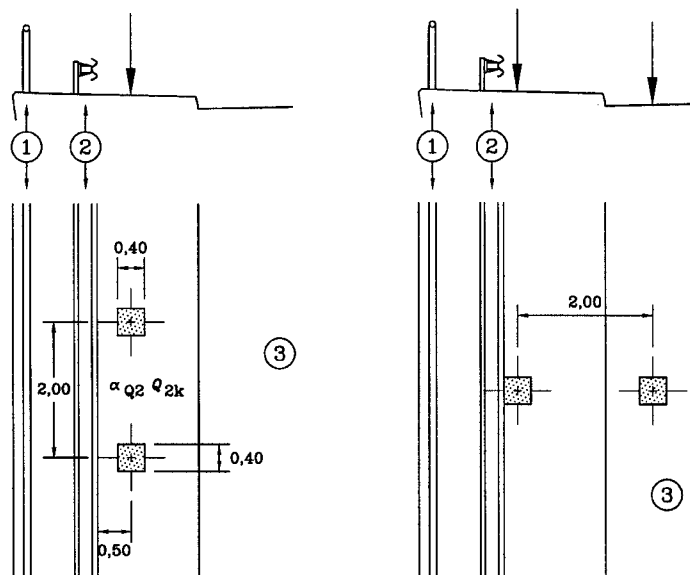
##### 4.7.3.1 Vehículos en vías peatonales o pistas para ciclistas en puentes de carretera

- (1) No es necesario tener en cuenta las cargas por rueda o vehículo si el puente está provisto de barreras de seguridad de un nivel de contención apropiado.

NOTA – Los niveles de contención para las barreras de seguridad se dan en la Norma EN 1317-2.

- (2) Cuando existan las medidas de protección mencionadas en el punto (1) se debería colocar y orientar una carga accidental por eje correspondiente a  $\alpha_{Q2}Q_{2k}$  (véase el apartado 4.3.2.) en las partes desprotegidas del tablero, de forma tal que representen el efecto más desfavorable posible en la superficie adyacente a la barrera de seguridad, tal y como se muestra, por ejemplo, en la figura 4.9. Esta carga por eje no debería tenerse en cuenta simultáneamente con cualquier otra carga variable en el tablero. Una única rueda sólo debería considerarse si consideraciones geométricas hacen imposible la disposición de dos ruedas.

Más allá del sistema de contención de vehículos, la carga concentrada variable característica definida en el apartado 5.3.2.2 debería aplicarse, si procede, de forma separada a la carga accidental.



#### Leyenda

- (1) Parapeto peatonal (o parapeto de vehículos si no se da barrera de seguridad)  
 (2) Barrera de seguridad  
 (3) Calzada

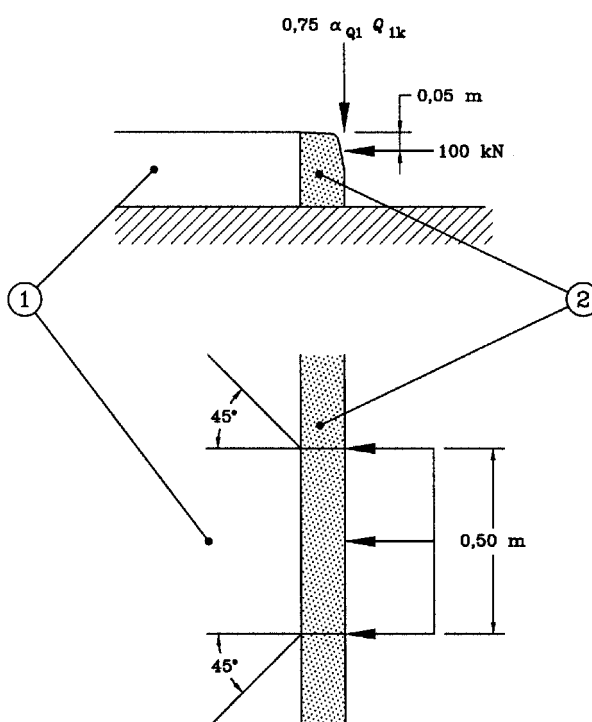
Fig. 4.9 – Ejemplos de localizaciones de cargas de vehículos en vías peatonales o ciclistas en puentes de carretera

- (3) En ausencia de la protección mencionada en el punto (1), las reglas dadas en el punto (2) son aplicables hasta el borde del tablero donde exista parapeto para vehículos.

#### 4.7.3.2 Fuerza de colisión contra los bordillos de la acera

- (1) La acción de colisión de un vehículo contra los bordillos de la acera o realces del pavimento debería considerarse como una fuerza igual a 100 kN que actúa a una profundidad de 0,05 m bajo el tope del bordillo de la acera.

Esta fuerza debería considerarse como si actuara en una línea de medio metro de longitud, y se transmitiera por el bordillo de la acera a los elementos estructurales que la soportan. En elementos estructurales rígidos debería suponerse que la carga tiene un ángulo de dispersión de 45°. Cuando sea desfavorable, se debería considerar una carga de tráfico que actúa simultáneamente a la fuerza de colisión equivalente a  $0,75\alpha_{Q1}Q_{1k}$  (véase la figura 4.10).



#### Leyenda

- (1) Vía peatonal  
(2) Bordillo de la acera

Fig. 4.10 – Definición de la fuerza de colisión de vehículo contra el bordillo de la acera

#### 4.7.3.3 Fuerzas de colisión contra sistemas de contención de vehículos

- (1) Para el cálculo estructural se deberían tener en cuenta las fuerzas horizontales y verticales transferidas al tablero del puente por los sistemas de contención de vehículos.

NOTA 1 – El anexo nacional puede definir y elegir clases de fuerzas de colisión y sus condiciones asociadas de colisión. A continuación se adjuntan 4 clases recomendadas de valores para las fuerzas horizontales transferidas.

**Tabla 4.9(n)**  
**Clases recomendadas para las fuerzas horizontales**  
**transferidas por los sistemas de contención de vehículos**

Clase recomendada	Fuerza horizontal (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

La fuerza horizontal, que actúa transversalmente, puede aplicarse a 100 mm bajo el tope del sistema de contención de vehículos elegido, o a un metro sobre el nivel de la calzada o vía peatonal, eligiendo de entre estas dos la más baja, y en una longitud lineal de medio metro.

NOTA 2 – Los valores de las fuerzas horizontales dados para las clases A a D se derivan de medidas realizadas durante pruebas de colisión en sistemas reales de contención de vehículos usados para puentes. No hay una relación directa entre estos valores y las clases de comportamiento de los sistemas de contención de vehículos. Los valores propuestos dependen, de la rigidez de las conexiones entre el sistema de contención de vehículos y el bordillo o la parte del puente al que están conectados. Una conexión muy fuerte lleva a la fuerza horizontal de clase D. La fuerza horizontal más baja deriva de mediciones para un sistema de contención de vehículos con una conexión más débil. Estos sistemas se usan habitualmente en sistemas de contención de vehículos metálicos de acuerdo a una clase de comportamiento H2 según la Norma EN 1317-2. Una conexión muy débil puede llevar a la fuerza horizontal dada para la clase A.

NOTA 3 – La fuerza vertical que actúa simultáneamente con la fuerza horizontal de colisión puede definirse en el anexo nacional. Se recomiendan valores de  $0,75a_{Q1}Q_{1k}$ . Los cálculos que tienen en cuenta las fuerzas horizontales y verticales, pueden sustituirse, cuando sea posible, adoptando medidas en los detalles constructivos (por ejemplo, detalles de armado).

- (2) La estructura que soporta el parapeto para vehículos debería calcularse para soportar de forma local una carga accidental correspondiente al menos a 1,25 veces la resistencia característica local del parapeto de vehículos (por ejemplo, la resistencia de la conexión del parapeto a la estructura) y no necesita ser combinada con cualquier otra carga variable.

NOTA – Este efecto de carga de cálculo puede definirse en el anexo nacional. El valor dado en este apartado (1,25) es un valor mínimo recomendado.

#### **4.7.3.4 Fuerzas de colisión contra elementos estructurales**

- (1) Deberían considerarse las fuerzas de colisión de vehículos contra elementos estructurales desprotegidos, sobre o tras los niveles de la calzada.

NOTA – Estas fuerzas pueden definirse en el anexo nacional. Se recomienda que sean las mismas definidas en el punto (1) del apartado 4.7.2.1, actuando a 1,25 m sobre el nivel de la calzada. No obstante, cuando se den medidas adicionales de protección entre la calzada y estos elementos, esta fuerza se puede reducir para un proyecto específico.

- (2) No debería considerarse que estas fuerzas actúan simultáneamente con cualquier otra carga variable.

NOTA – Pueden definirse fuerzas más pequeñas para un proyecto específico para algunos elementos intermedios donde el daño a uno de ellos no causaría el colapso (por ejemplo, vientos o tirantes).

#### **4.8 Acciones sobre los parapetos peatonales**

- (1) Deberían tenerse en cuenta, para el cálculo estructural, las fuerzas transmitidas al tablero del puente por los parapetos peatonales como cargas variables, y definirse dependiendo de la clase de carga escogida para el parapeto.

NOTA 1 – Para clases de carga de parapetos peatonales véase la Norma EN 1317-6. Para puentes, la clase C es la mínima recomendada.

NOTA 2 – Las fuerzas transferidas al tablero del puente por los parapetos peatonales pueden definirse con sus clasificaciones para un proyecto específico o en el anexo nacional de acuerdo con la Norma EN 1317-6. Se recomienda como valor mínimo para puentes o vías peatonales una fuerza lineal de 1,0 kN/m que actúe como carga variable, horizontal o verticalmente sobre el parapeto. Para caminos de servicio laterales, el valor mínimo recomendado es de 0,8 kN/m. Estos valores mínimos no cubren casos accidentales o excepcionales.

- (2) Si los parapetos peatonales están protegidos adecuadamente contra la colisión de vehículos, para el cálculo de la estructura portante las acciones horizontales deberían considerarse como simultáneas a las cargas verticales uniformemente distribuidas definidas en el apartado 5.3.2.1.

NOTA – Los parapetos peatonales pueden considerarse proyectados adecuadamente sólo si la protección satisface los requisitos del proyecto específico.

- (3) Cuando los parapetos peatonales no puedan ser considerados como adecuadamente protegidos contra las colisiones de los vehículos, la estructura de soporte debería calcularse para soportar un efecto de carga accidental igual a 1,25 veces la resistencia característica del parapeto, excluyendo cualquier carga variable.

NOTA – Este efecto de la carga de cálculo puede definirse en el anexo nacional. El valor dado en este apartado (1,25) es una recomendación.

## 4.9 Modelos de carga para estribos y muros adyacentes a puentes

### 4.9.1 Cargas verticales

- (1) La calzada tras los estribos, aletas, muros laterales y otras partes del puente en contacto con el terreno, debería de cargarse usando modelos apropiados.

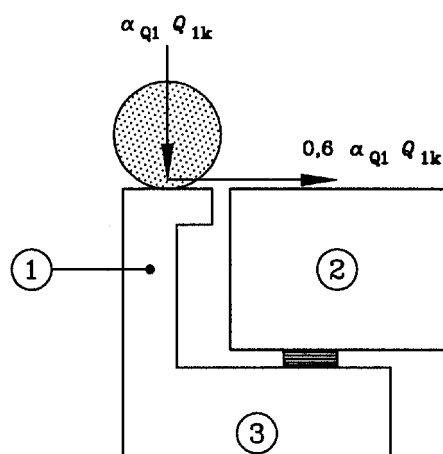
NOTA 1 – Estos modelos apropiados pueden definirse en el anexo nacional. Se recomienda el uso del modelo de carga 1 definido en el apartado 4.3.2 pero, por simplicidad, el sistema de cargas tandem puede sustituirse por una carga uniformemente distribuida equivalente, denominada  $q_{eq}$  extendida sobre la superficie rectangular correspondiente, dependiendo de la dispersión de las cargas a través del sustrato o tierra.

NOTA 2 – Para la dispersión de las cargas a través del sustrato o de la tierra, véase la Norma EN 1997. En ausencia de otras reglas, si el sustrato está consolidado adecuadamente, el valor recomendado del ángulo de dispersión desde la superficie vertical es de 30°. Con este valor, la superficie sobre la que se aplica  $q_{eq}$  puede considerarse como rectangular de 3 m de ancho y 2,2 m de largo.

- (2) No deberían considerarse valores representativos del modelo de carga distintos de los valores característicos.

### 4.9.2 Fuerzas horizontales

- (1) No deberían de tenerse en cuenta fuerzas horizontales al nivel de superficie de la calzada sobre el sustrato.
- (2) Para el cálculo de muros de frente de los estribos (véase la figura 4.11) debería considerarse una fuerza de frenado longitudinal con valor característico de  $0,6\alpha_{Q1}Q_{1k}$  que actúe simultáneamente con el  $\alpha_{Q1}Q_{1k}$  de carga por eje del modelo de carga 1 y con la presión de la tierra del sustrato. Debería suponerse que el sustrato no está cargado simultáneamente.

**Leyenda**

- (1) Muro elevado
- (2) Tablero del puente
- (3) Estribo

**Fig. 4.11 – Definición de cargas en muros elevados**



## CAPÍTULO 5 ACCIONES SOBRE ACERAS, CARRILES DE BICICLETAS Y PASARELAS

### 5.1 Campo de aplicación

- (1) Los modelos de carga definidos en este capítulo son de aplicación a aceras, carriles de bicicletas y pasarelas.
- (2) La carga uniformemente distribuida  $q_{fk}$  (definida en el apartado 5.3.2.1) y la carga concentrada  $Q_{fwb}$  (definida en el apartado 5.3.2.2.) deberían aplicarse a puentes de carretera y ferrocarril y a pasarelas, según corresponda (véanse los apartados 4.5, 4.7.3 y el punto (1) del apartado 6.3.6.2). El resto de acciones variables y las acciones para las situaciones de proyecto accidentales definidas en este capítulo se aplican exclusivamente a pasarelas peatonales.

NOTA 1 – Para cargas en accesos véase el apartado 6.3 de la Norma EN 1991-1-1.

NOTA 2 – Los modelos de carga definidos en este capítulo pueden no resultar adecuados para pasarelas de grandes dimensiones (por ejemplo, de ancho superior a 6 m). En este caso puede ser necesario definir para el proyecto concreto modelos de carga complementarios con reglas de combinación asociadas. De hecho, en las pasarelas peatonales anchas pueden realizarse actividades humanas diversas.

- (3) Los modelos y los valores representativos definidos en este capítulo se deberían utilizar para las comprobaciones de los estados límite de servicio y último, a excepción del estado límite de fatiga.
- (4) Véase el apartado 5.7 para las comprobaciones relativas a la vibración de las pasarelas basadas en análisis dinámicos. Para las restantes comprobaciones de los efectos de las acciones sobre cualquier tipo de puente, los modelos y valores definidos en este capítulo incluyen efectos de amplificación dinámica y las acciones variables deberían considerarse como estáticas.
- (5) Los efectos de las cargas durante la construcción no están cubiertos por los modelos de carga recogidos en este capítulo y deberían especificarse separadamente, cuando sea pertinente.

### 5.2 Representación de las acciones

#### 5.2.1 Modelos de carga

- (1) Las cargas impuestas definidas en este capítulo son las resultantes del tráfico de bicicletas y peatones, pequeñas cargas comunes de construcción y mantenimiento (por ejemplo, vehículos de servicio), y situaciones accidentales. Estas cargas originan fuerzas verticales y horizontales, estáticas y dinámicas.

NOTA 1 – Normalmente, las cargas debidas al tráfico de bicicletas son mucho menores que las debidas al tráfico de peatones, y los valores que se dan en este capítulo se basan en la presencia frecuente u ocasional de peatones en carriles para bicicletas. En proyectos concretos puede ser necesario tener en cuenta las cargas debidas al paso de caballos o ganado.

NOTA 2 – Los modelos de carga definidos en este capítulo no describen cargas reales. Han sido seleccionados de forma que sus efectos representen los del tráfico real (incluyendo la amplificación dinámica donde se especifique).

- (2) Las acciones para las situaciones de proyecto accidentales debidas a impactos, se deberían representar mediante cargas estáticas equivalentes.

#### 5.2.2 Tipos de carga

- (1) Las cargas sobre las pasarelas pueden ser diferentes dependiendo de su ubicación y de la posible circulación de ciertos tipos de vehículos. Estos factores son independientes entre sí y se tratan en varios apartados definidos más adelante. Por lo tanto, no es preciso definir una clasificación general para estos puentes.

### 5.2.3 Aplicación de los modelos de carga

- (1) Se deberían utilizar los mismos modelos, con excepción del vehículo de servicio (véase el apartado 5.3.2.3), para el tráfico de peatones y bicicletas en pasarelas, en las zonas de los tableros de puentes de carretera delimitadas para peatones y no incluidas en la calzada, según se define en el apartado 1.4.2 (aceras, tal y como se definen en esta parte de la Norma EN 1991) y en los caminos de servicio de los puentes de ferrocarril.
- (2) Se deberían definir otros modelos adecuados para las pasarelas de inspección de los puentes y para los tableros de los puentes de ferrocarril.

NOTA – Dichos modelos pueden definirse en el anexo nacional o en cada proyecto concreto. Los modelos que se recomienda utilizar de forma independiente para conseguir los efectos más desfavorables son una carga uniformemente distribuida de  $2 \text{ kN/m}^2$  y una carga concentrada de  $3 \text{ kN}$  aplicada en un cuadrado de  $(0,20 \times 0,20) \text{ m}^2$ .

- (3) En cada caso concreto, las cargas verticales deberían considerarse aplicadas en la extensión de la zona susceptible de tener carga que garantice que se consiga el efecto más desfavorable.

NOTA – En otros términos, estas acciones se consideran totalmente libres.

## 5.3 Modelos estáticos para las cargas verticales - valores característicos

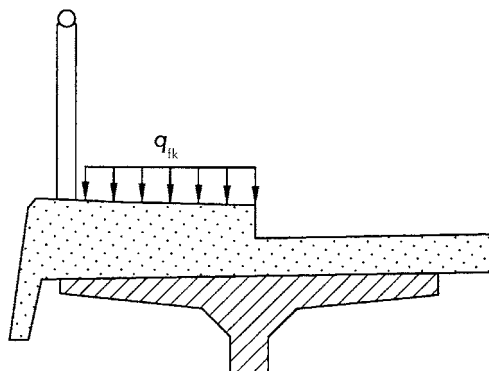
### 5.3.1 Generalidades

- (1) Las cargas características se utilizan para determinar los efectos de las acciones estáticas sobre aceras y carriles para bicicletas, asociados con las comprobaciones de los estados límite últimos y de algunos estados límite de servicio.
- (2) Deberían considerarse tres modelos, mutuamente excluyentes, según corresponda. Dichos modelos consisten en:
  - una carga uniformemente distribuida,  $q_{fk}$
  - una carga concentrada,  $Q_{fwk}$ , y
  - cargas que representen los vehículos de servicio,  $Q_{serv}$ .
- (3) Los valores característicos de estos modelos de carga se deberían utilizar para las situaciones de proyecto persistentes y transitorias.

### 5.3.2 Modelos de carga

#### 5.3.2.1 Carga uniformemente distribuida

- (1) Para puentes de carretera que soportan aceras o carriles para bicicletas, se debería definir una carga uniformemente distribuida  $q_{fk}$  (véase la figura 5.1).



**Fig. 5.1 – Carga característica en una acera (o carril para bicicletas)**

NOTA – El valor característico  $q_{fk}$  puede definirse en el anexo nacional o para cada proyecto concreto. El valor recomendado es  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ .

- (2) Para el proyecto de pasarelas debería definirse una carga uniformemente distribuida  $q_{fk}$  que se supondría aplicada longitudinal y transversalmente sólo en las zonas desfavorables de la superficie de influencia.

NOTA – Se puede utilizar el modelo de carga 4 (carga de multitud) definido en el apartado 4.3.5, que establece  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ , para reproducir los efectos estáticos de una densa multitud de peatones donde pueda existir dicho riesgo. Cuando no se requiera la aplicación del modelo de carga 4 definido en el apartado 4.3.5, el valor recomendado para  $q_{fk}$  es:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \quad \text{kN/m}^2 \quad (5.1)$$

$$q_{fk} \geq 2,5 \text{ kN/m}^2; q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$$

donde

$L$  es la longitud cargada en [m].

### 5.3.2.2 Carga concentrada

- (1) El valor característico de la carga concentrada  $Q_{fwb}$  debería tomarse igual a 10 kN, actuando en una superficie cuadrada de 0,10 m de lado.

NOTA – El valor característico de la carga así como sus dimensiones pueden ser establecidos en el anexo nacional. Se recomiendan los valores de este apartado.

- (2) Cuando en una comprobación se puedan diferenciar los efectos locales y los globales, la carga concentrada debería tenerse en cuenta sólo para el análisis de los efectos locales.
- (3) La carga concentrada  $Q_{fwb}$  no debería tenerse en cuenta en una pasarela si se está considerado un vehículo de servicio, tal y como se define en el apartado 5.3.2.3.

### 5.3.2.3 Vehículo de servicio

- (1)P Cuando puedan circular vehículos de servicio sobre una pasarela o acera, se tendrá en cuenta la carga  $Q_{serv}$  de un vehículo de servicio.

NOTA 1 – Este vehículo puede ser de mantenimiento, emergencia (por ejemplo, ambulancia o bomberos) u otros servicios. Las características de este vehículo (peso por eje y separación, área de contacto de los neumáticos), la amplificación dinámica y el resto de reglas para esta carga, pueden definirse en el anexo nacional o en cada proyecto concreto. Si no se dispone de información y si no hay obstáculos permanentes a la entrada de vehículos en el tablero del puente, se recomienda la utilización del vehículo definido en el apartado 5.6.3 como vehículo de servicio (carga característica). En este caso no será necesario aplicar el apartado 5.6.3, es decir, considerar el mismo vehículo como accidental.

NOTA 2 – No es preciso considerar el vehículo de servicio si se impide de forma permanente el acceso de cualquier vehículo al puente.

NOTA 3 – Para un proyecto concreto, se pueden definir y considerar varios vehículos de servicio, mutuamente excluyentes.

#### 5.4 Modelo estático para cargas horizontales - Valores característicos

- (1) Exclusivamente en pasarelas, se debería tener en cuenta una fuerza horizontal  $Q_{fk}$  actuando a lo largo del eje del tablero a nivel de la superficie del pavimento.
- (2) El valor característico de la fuerza horizontal debería ser igual al mayor de los dos valores siguientes:
  - 10% de la carga total correspondiente a la carga uniformemente distribuida (véase el apartado 5.3.2.1);
  - 60% del peso total del vehículo de servicio, si procede (punto (1) del apartado 5.3.2.3).

NOTA – El valor característico de la fuerza horizontal puede definirse en el anexo nacional o para cada proyecto concreto. Se recomiendan los valores de este apartado.

- (3) La fuerza horizontal se considera actuando simultáneamente con la correspondiente carga vertical y, en ningún caso con la carga concentrada  $Q_{fkw}$ .

NOTA – Habitualmente, esta fuerza es suficiente para asegurar la estabilidad horizontal de las pasarelas en sentido longitudinal. En ningún caso se garantiza la estabilidad horizontal en sentido transversal, la cual debería asegurarse considerando otras acciones, o bien mediante el proyecto de elementos específicos.

#### 5.5 Grupos de cargas de tráfico en pasarelas

- (1) Cuando proceda, las fuerzas verticales y horizontales debidas al tráfico se deberían tener en cuenta considerando los grupos de cargas definidos en la tabla 5.1. Cada uno de estos grupos de cargas, mutuamente excluyentes, debería considerarse como definitorio de una acción característica para su combinación con cargas no procedentes del tráfico.

**Tabla 5.1**  
**Definición de grupos de cargas (valores característicos)**

Tipo de carga		Fuerzas verticales		Fuerzas horizontales
Sistema de carga		Carga uniformemente distribuida	Vehículo de servicio	
Grupos de cargas	gr1	$q_{fk}$	0	$Q_{fk}$
	gr2	0	$Q_{serv}$	$Q_{fk}$

- (2) Para cualquier combinación de cargas de tráfico con las acciones especificadas en otras partes de la Norma EN 1991, cualquiera de estos grupos debería considerarse como una acción.

NOTA – Para las componentes individuales de las cargas de tráfico en pasarelas, los otros valores representativos se definen en el anexo A.2 de la Norma EN 1990.

## **5.6 Acciones para las situaciones de proyecto accidentales en pasarelas**

### **5.6.1 Generalidades**

(1) Estas acciones son debidas a:

- tráfico de vehículos bajo el puente (es decir, impacto) o
- presencia accidental de un vehículo pesado en el puente.

NOTA – En cada proyecto concreto o en el anexo nacional se pueden definir fuerzas correspondientes a otro tipo de colisiones.

### **5.6.2 Fuerzas de colisión de vehículos bajo el puente**

(1) Se deberían definir las medidas necesarias para proteger una pasarela.

NOTA – En general, las pasarelas (pilas y tableros) son mucho más sensibles a las fuerzas de colisión que los puentes de carretera. Proyectarlas para la misma fuerza de colisión puede ser poco realista. La forma más efectiva de tener en cuenta la colisión consiste generalmente en la protección de las pasarelas:

- estableciendo barreras de seguridad a una distancia adecuada de las pilas;
- dando a las pasarelas un mayor gálibo que a los puentes de carretera o ferrocarril próximos situados sobre la misma vía, siempre que no existan accesos intermedios a la vía.

#### **5.6.2.1 Fuerzas de colisión sobre pilas**

(1) Se deberían tener en cuenta las fuerzas debidas a la colisión de vehículos de altura anormal o de características especiales contra las pilas o los elementos sustentantes de una pasarela, o contra sus rampas o escaleras.

NOTA – El anexo nacional puede definir:

- reglas para proteger el puente de las fuerzas de colisión de vehículos;
- cuándo deben tenerse en cuenta las fuerzas de colisión de vehículos (por ejemplo, haciendo referencia a la distancia de seguridad entre pilas y el borde de la calzada);
- la magnitud y posición de las fuerzas de colisión de los vehículos;
- y también los estados límite a considerar.

En pilas rígidas se recomienda considerar los siguientes valores mínimos:

- a) Fuerza de impacto: 1 000 kN en la dirección de circulación de los vehículos o 500 kN en dirección perpendicular;
- b) altura sobre el nivel del suelo adyacente: 1,25 m.

Véase también la Norma EN 1991-1-7.

#### **5.6.2.2 Fuerzas de colisión sobre tableros**

(1) Cuando sea necesario, se debería asegurar en el proyecto un gálibo vertical adecuado entre la superficie del terreno y el paramento inferior del tablero.

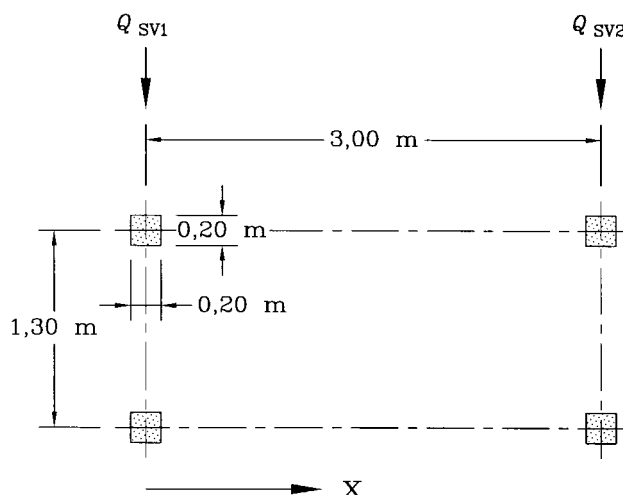
NOTA 1 – El anexo nacional o cada proyecto concreto pueden definir las fuerzas de colisión en función del gálibo vertical. Véase también la Norma EN 1991-1-7.

NOTA 2 – Se puede tener en cuenta la posibilidad de impacto de vehículos que tengan una altura excepcional o excesiva de acuerdo con la reglamentación vigente.

### **5.6.3 Presencia accidental de vehículos sobre el puente**

(1)P Se tendrá en cuenta la presencia accidental de un vehículo en el tablero del puente si no están previstos obstáculos permanentes que impidan su entrada.

- (2) En dicha situación, se debería utilizar el siguiente modelo de carga, que consiste en un grupo de cargas constituido por dos ejes de 80 kN y 40 kN, separados 3 m (véase la figura 5.2), con un ancho de batalla (de centro de rueda a centro de rueda) de 1,3 m y áreas de contacto de las ruedas cuadradas de 0,2 m de lado, al nivel del pavimento. La fuerza de frenado asociada con este modelo de carga debería ser el 60% de la carga vertical.



#### Leyenda

**X:** Dirección del eje del puente

$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

**Fig. 5.2 – Carga accidental**

NOTA 1 – Véase la nota del punto (1) del apartado 5.3.2.3.

NOTA 2 – Cuando sea oportuno pueden definirse otras características para este modelo de carga en el anexo nacional o en cada proyecto concreto. Se recomienda el modelo definido en este apartado.

- (3) No se debería considerar ninguna acción variable actuando simultáneamente con el modelo de carga definido en el punto (2) del apartado 5.6.3.

### 5.7 Modelos dinámicos de cargas de peatones

- (1) En función de las características dinámicas de la estructura, las frecuencias propias pertinentes (que pueden corresponder a las vibraciones verticales, horizontales y de torsión) de la estructura principal del tablero del puente, deberían determinarse a partir de un modelo estructural apropiado.

NOTA – Las vibraciones de las pasarelas pueden tener orígenes diversos, por ejemplo: usuarios andando, corriendo, saltando o bailando, viento, gamberros, etc.

- (2) Las fuerzas ejercidas por los peatones con una frecuencia igual a una de las frecuencias propias del puente pueden provocar resonancia y es necesario tenerlas en cuenta en las comprobaciones de los estados límite referentes a vibraciones.

NOTA – Los efectos de la circulación de peatones en una pasarela dependen de varios factores como, por ejemplo: el número y la posición de la gente que es previsible que pueda estar simultáneamente sobre el puente, y también de los condicionantes externos, más o menos relacionados con la ubicación del puente. A falta de una respuesta significativa de la estructura se considera que un peatón andando de manera normal ejerce las siguientes fuerzas periódicas simultáneas:

- en dirección vertical, con un rango de frecuencias comprendido entre 1 Hz y 3 Hz, y
- en dirección horizontal, con un rango de frecuencias comprendido entre 0,5 Hz y 1,5 Hz.

Un grupo de corredores puede cruzar una pasarela con una frecuencia de 3 Hz.

- (3) Se deberían definir modelos dinámicos adecuados para las cargas de peatones y los criterios de confort.

NOTA – Los modelos dinámicos de cargas de peatones y los criterios asociados de confort pueden definirse en el anexo nacional o en cada proyecto concreto. Véase también el anexo A.2 de la Norma EN 1990.

## **5.8 Acciones en barandillas**

- (1) En pasarelas, las barandillas se deberían proyectar de acuerdo con las reglas definidas en el apartado 4.8.

## **5.9 Modelo de carga en estribos y muros adyacentes a puentes**

- (1) El área exterior a la calzada y situada detrás de los estribos, aletas, muros en vuelta y otras partes del puente en contacto con el terreno, debería cargarse con una carga vertical uniformemente distribuida de  $5 \text{ kN/m}^2$ .

NOTA 1 – Esta carga no cubre los efectos de maquinaria pesada y otros camiones de uso común en la ejecución del relleno.

NOTA 2 – El valor característico puede ajustarse para cada proyecto concreto.

## **CAPÍTULO 6 ACCIONES DE TRÁFICO FERROVIARIO Y OTRAS ACCIONES ESPECÍFICAS PARA PUENTES DE FERROCARRIL**

### **6.1 Campo de aplicación**

- (1)P Este apartado es de aplicación al tráfico ferroviario en las principales líneas europeas de ancho estándar y gran ancho.
- (2) Los modelos de carga definidos en este capítulo no describen las cargas reales. Han sido seleccionados de tal manera que sus efectos, teniendo en cuenta los incrementos dinámicos de forma separada, representen los efectos del tráfico de servicio. Cuando haya que considerar un tráfico que quede fuera del campo de aplicación de los modelos definidos en esta norma, se deberían especificar modelos de carga alternativos, con sus reglas de combinación correspondientes.

NOTA – Los modelos de carga alternativos con sus reglas de combinación correspondientes pueden definirse en el anexo nacional o en cada proyecto concreto.

- (3)P Este apartado no es aplicable para las cargas originadas por:

- ferrocarriles de vía estrecha;
- tranvías y otras líneas de tráfico ligero;
- vías en las que se realicen tareas de conservación;
- vías de cremallera;
- vías de funicular.

Las cargas y los valores característicos de las acciones para estos tipos de vías deberían especificarse.

NOTA – Las cargas y los valores característicos de las acciones para estos tipos de vías pueden definirse en el anexo nacional o en cada proyecto concreto.

- (4) Los límites de deformación de las estructuras que soportan tráfico ferroviario se especifican en el anexo A.2 de la Norma EN 1990 para mantener la seguridad de las operaciones y asegurar la comodidad de los pasajeros, etc.
- (5) Para calcular la vida a fatiga de las estructuras se proporcionan tres tipos mixtos de tráfico de ferrocarril, (véase el anexo D).
- (6) El peso propio de los elementos no estructurales incluye el peso de elementos tales como, por ejemplo, barreras de seguridad, pantallas antirruido, señalizaciones, conductos, cables y equipamiento aéreo (excepto las fuerzas debidas a la tracción en los cables de alimentación, etc.).
- (7) El proyecto debería prestar especial atención a los puentes provisionales a causa de la flexibilidad de algunos tipos de estructuras temporales. Se deberían especificar la cargas a considerar y los requisitos para el proyecto de puentes provisionales.

NOTA – Los requisitos de cargas para el proyecto de puentes de ferrocarril provisionales, que en general pueden estar basados en este documento, pueden definirse en el anexo nacional o para cada proyecto concreto. Se pueden definir también requisitos especiales para puentes provisionales en el anexo nacional o en cada proyecto concreto dependiendo de las condiciones en las que vayan a ser utilizados (por ejemplo, se necesitan requisitos especiales para puentes esviados).



## **6.2 Representación de las acciones – naturaleza de las cargas del tráfico ferroviario**

- (1) A continuación se definen las reglas generales para el cálculo de los efectos dinámicos asociados, fuerzas centrífugas, fuerza de lazo, fuerzas de arranque y frenado y efectos aerodinámicos debidos al paso de ferrocarriles.
- (2) Las acciones debidas a las operaciones ferroviarias habituales en vías son:
  - cargas verticales: Modelos de carga 71, SW (SW/0 y SW/2), “tren sin carga” y HSLM, (véase los apartados 6.3 y 6.4.6.1.1);
  - cargas verticales sobre terraplenes (véase el apartado 6.3.6.4);
  - efectos dinámicos (véase el apartado 6.4);
  - fuerzas centrífugas (véase el apartado 6.5.1);
  - fuerza de lazo (véase el apartado 6.5.2);
  - fuerzas de arranque y frenado (véase el apartado 6.5.3);
  - acciones aerodinámicas debidas al paso de trenes (véase el apartado 6.6);
  - acciones debidas al equipamiento aéreo y a otras infraestructuras y equipos de la vía (véase el apartado 6.7.3).

NOTA – Se da una guía para la evaluación de la interacción vía-estructura frente a las acciones variables, (véase el apartado 6.5.4).

- (2) Las cargas de descarrilamiento para las situaciones de proyecto accidentales se dan para:
  - el efecto del descarrilamiento en una estructura que soporta tráfico ferroviario (véase el apartado 6.7.1).

## **6.3 Cargas verticales – valores característicos (efectos estáticos) y excentricidad y distribución de las cargas**

### **6.3.1 Generalidades**

- (1) Las acciones de tráfico ferroviario se definen mediante modelos de carga. Se dan cinco modelos de carga de ferrocarril:
  - Modelo de carga 71 (y modelo de carga SW/0 para puentes continuos) que representan el tráfico ferroviario normal en las líneas principales.
  - Modelo de carga SW/2 que representa cargas pesadas.
  - Modelo de carga HSLM que representa las cargas de los trenes de pasajeros a velocidades que superan los 200 km/h.
  - Modelo de carga “tren sin carga” que representa los efectos de un tren descargado.

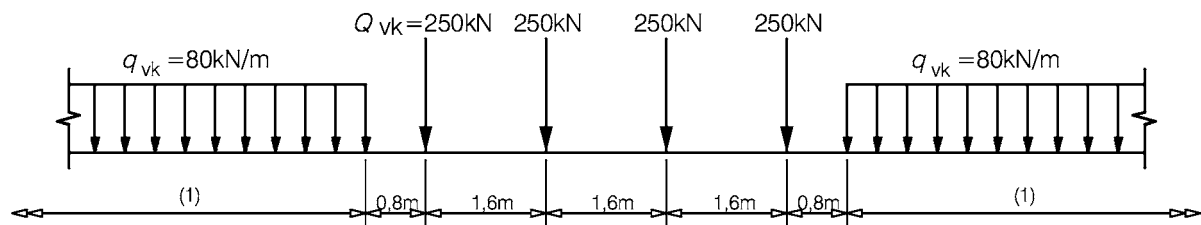
NOTA – Los requisitos necesarios para la aplicación de estos modelos de carga se dan en el apartado 6.8.1.

- (2) Se ha previsto la variación de las cargas especificadas para tener en cuenta las diferencias de naturaleza, volumen y peso máximo del tráfico ferroviario en diferentes vías, así como las diferentes calidades de vía.

### **6.3.2 Modelo de carga 71**

- (1) El modelo de carga 71 representa el efecto estático de la carga vertical debida al tráfico ferroviario normal.

- (2)P La disposición de cargas y los valores característicos de las cargas verticales deben tomarse como se indica en la figura 6.1.



#### Leyenda

- (1) Sin limitación

**Fig. 6.1 – Modelo de carga 71 y valores característicos de las cargas verticales**

- (3)P Los valores característicos dados en la figura 6.1 deben multiplicarse por un coeficiente  $\alpha$  en líneas que soporten un tráfico ferroviario más pesado o más ligero que el tráfico normal. Cuando se multiplican por el coeficiente  $\alpha$ , las cargas se denominan “cargas verticales clasificadas”. Este coeficiente debe tener uno de los siguientes valores:

$$0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46$$

Las acciones descritas a continuación se deben multiplicar por el mismo coeficiente  $\alpha$ :

- carga vertical equivalente en terraplenes y efectos del empuje del terreno de acuerdo con el apartado 6.3.6.4;
- fuerzas centrífugas, de acuerdo con el apartado 6.5.1;
- fuerza de lazo, de acuerdo con el apartado 6.5.2, (multiplicada por  $\alpha$  sólo si  $\alpha \geq 1$ );
- fuerzas de arranque y frenado, de acuerdo con el apartado 6.5.3;
- respuesta del conjunto vía - estructura a las acciones variables, de acuerdo con el apartado 6.5.4;
- carga de descarrilamiento para las situaciones de proyecto accidentales, de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.7.1;
- modelo de carga SW/0 para puentes continuos, de acuerdo con el apartado 6.3.3 y el punto (8) del apartado 6.8.1.

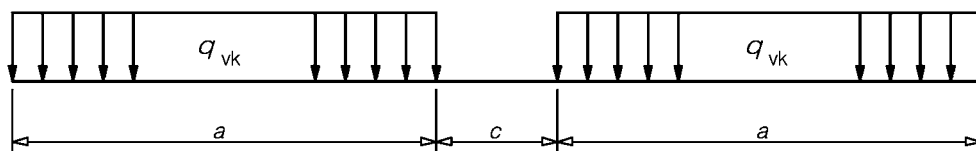
NOTA – En las líneas internacionales se recomienda tomar un valor  $\alpha \geq 1$ . El coeficiente  $\alpha$  puede especificarse en el anexo nacional o para cada proyecto concreto.

- (4)P Para comprobar los límites de deformación se deben utilizar las cargas verticales clasificadas y las otras acciones mayoradas por  $\alpha$ , de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2 (excepto cuando se compruebe la comodidad de los pasajeros, donde  $\alpha$  debe tomarse igual a 1,00).

### 6.3.3 Modelos de carga SW/0 y SW/2

- (1) El modelo de carga SW/0 representa el efecto estático de la carga vertical debida al tráfico ferroviario normal sobre vigas continuas.
- (2) El modelo de carga SW/2 representa el efecto estático de la carga vertical debida al tráfico ferroviario pesado.

- (3)P La disposición de cargas debe ser la que se muestra en la figura 6.2, con los valores característicos de las cargas verticales de acuerdo con la tabla 6.1.



**Fig. 6.2 – Modelos de carga SW/0 y SW/2**

**Tabla 6.1**  
**Valores característicos de las cargas verticales para los modelos de carga SW/0 y SW/2**

Modelo de carga	$q_{vk}$ (kN/m)	$a$ (m)	$c$ (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

- (4)P Se deben definir las líneas o tramos de línea sobre las que puede circular tráfico pesado, en las que debe aplicarse el modelo de carga SW/2.

NOTA – La designación puede hacerse en el anexo nacional o en cada proyecto concreto.

- (5)P El modelo de carga SW/0 debe multiplicarse por el coeficiente  $\alpha$  de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2.

#### 6.3.4 Modelo de carga “tren sin carga”

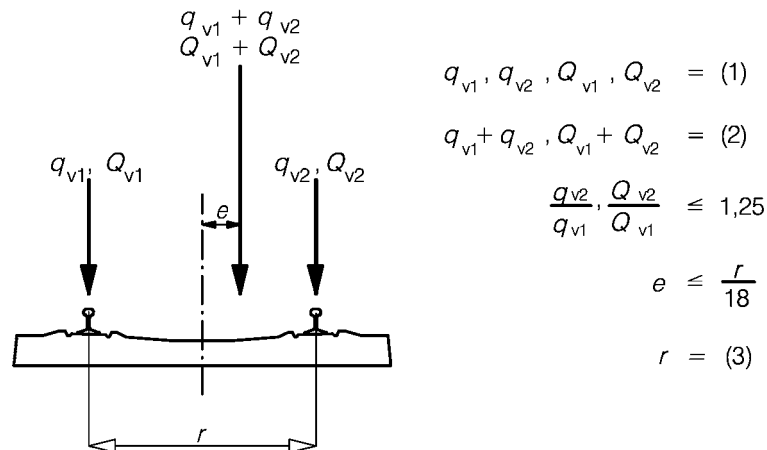
- (1) Para algunas comprobaciones específicas (véanse el anexo A.2 y el punto (2) del apartado 2.2.4 de la Norma EN 1990) se usa un modelo particular de carga denominado “tren sin carga”. El modelo de carga “tren sin carga” consiste en una carga vertical uniformemente distribuida con un valor característico de 10,0 kN/m.

#### 6.3.5 Excentricidad de las cargas verticales (modelos de carga 71 y SW/0)

- (1)P El efecto del desplazamiento lateral de las cargas verticales se debe tener en cuenta considerando que la relación de cargas por rueda en todos los ejes puede tener un valor máximo de 1,25:1,00 en cualquier vía. La excentricidad resultante  $e$  es la que se muestra en la figura 6.3.

Se puede despreciar la excentricidad de las cargas verticales cuando se esté analizando la fatiga.

NOTA – Los requisitos para tener en cuenta la posición y la tolerancia en la posición de las vías se dan en el apartado 6.8.1.

**Leyenda**

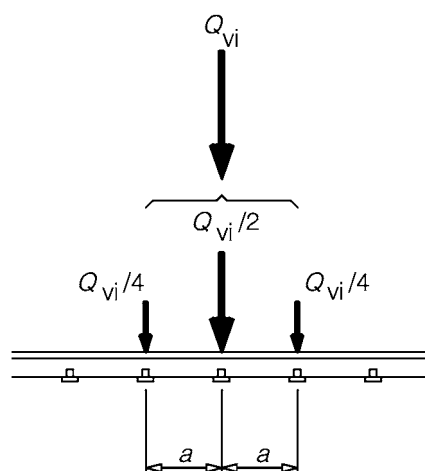
- (1) Carga uniformemente distribuida y cargas puntuales en cada carril, según corresponda.
- (2) Modelo de carga 71 (y SW/0 cuando se requiera).
- (3) Distancia transversal entre las cargas de las ruedas.

**Fig. 6.3 – Excentricidad de las cargas verticales****6.3.6 Distribución de cargas por eje en vías, traviesas y balasto**

- (1) Los apartados 6.3.6.1 al 6.3.6.3 son aplicables a trenes reales, trenes de fatiga, modelos de carga 71, SW/0, SW/2, “tren sin carga” y HSLM, excepto donde se establezca otra cosa.

**6.3.6.1 Distribución longitudinal de una carga puntual o de la carga de una rueda a lo largo del carril**

- (1) Una carga puntual en el modelo de carga 71 (o una carga vertical clasificada de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2, cuando se requiera), y en el modelo de carga HSLM (exceptuando el HSLM-B) o la carga de una rueda, pueden distribuirse sobre tres puntos de apoyo del carril tal y como se muestra en la figura 6.4:

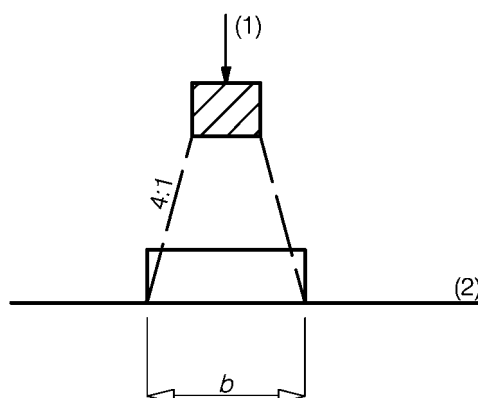
**Leyenda**

- $Q_{vi}$  es la carga puntual en cada carril debida al modelo de carga 71 o la carga de una rueda de un tren real de acuerdo con el apartado 6.3.5, del tren de fatiga o del modelo HSLM (exceptuando el HSLM-B).
- $a$  es la distancia entre los puntos de apoyo del carril.

**Fig. 6.4 – Distribución longitudinal de una carga puntual o de la carga de una rueda a lo largo del carril**

### 6.3.6.2 Distribución longitudinal de carga en las traviesas y en el balasto

- (1) En general, sólo las cargas puntuales del modelo de carga 71 (o una carga vertical clasificada de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2, cuando se requiera), o una carga por eje, se pueden distribuir uniformemente en dirección longitudinal (excepto cuando los efectos locales de la carga sean significativos, por ejemplo, para el proyecto de elementos estructurales, etc.).
- (2) Para el proyecto de elementos locales del piso etc. (por ejemplo, rigidizadores longitudinales y transversales, soportes de carriles, emparrillados, losas de tableros, losas de hormigón de poco espesor, etc.), se debería tener en cuenta la distribución longitudinal bajo las traviesas como se muestra en la figura 6.5, donde el plano de referencia está definido por la cara superior del tablero.



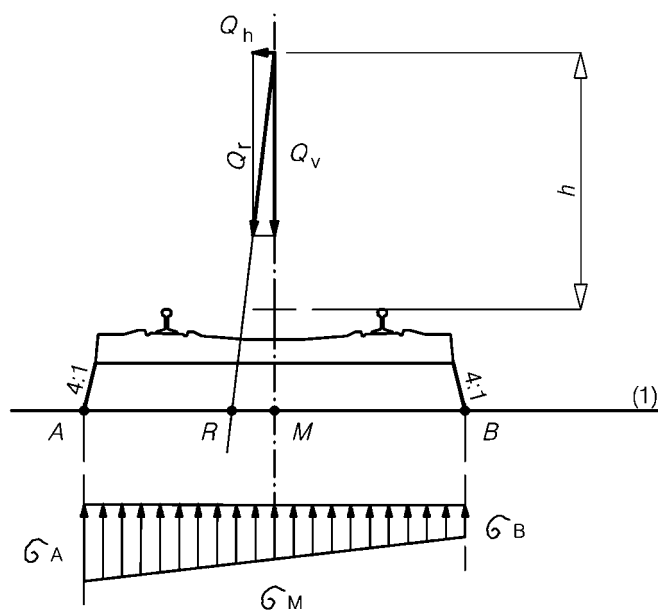
#### Leyenda

- (1) Carga en la traviesa.
- (2) Plano de referencia.

**Fig. 6.5 – Distribución longitudinal de la carga a través de una traviesa y del balasto**

### 6.3.6.3 Distribución transversal de las acciones a través de las traviesas y del balasto

- (1) En los puentes con vías sobre balasto sin peralte, las acciones se deberían distribuir transversalmente de la forma que se indica en la figura 6.6.

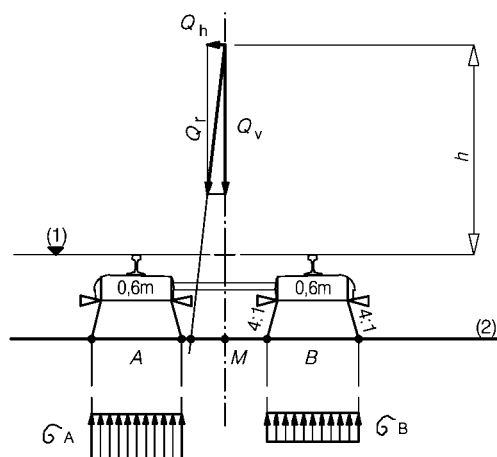


**Leyenda**

(1) Plano de referencia.

**Fig. 6.6 – Distribución transversal de las acciones a través de traviesas y balasto, vía sin peralte (no se muestra el efecto de la excentricidad de las cargas verticales)**

(2) En puentes con balasto (sin peralte) y traviesas monobloque, donde el balasto sólo está compactado bajo los carriles o con traviesas bibloque, las acciones se deberían distribuir transversalmente de la forma que se indica en la figura 6.7.



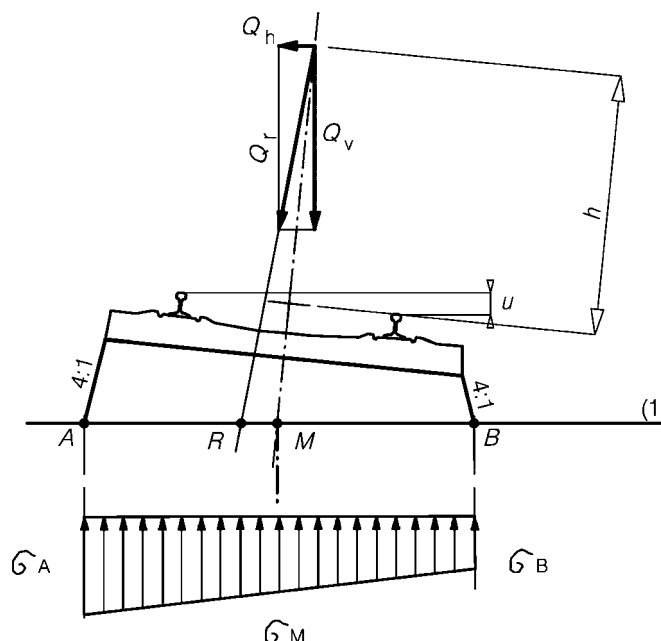
**Leyenda**

(1) Superficie de rodadura.

(2) Plano de referencia.

**Fig. 6.7 – Distribución transversal de las acciones a través de traviesas y balasto, vía sin peralte (no se muestra el efecto de la excentricidad de las cargas verticales)**

- (3) En puentes con balasto y con peralte, las acciones se deberían distribuir transversalmente de la forma que se indica en la figura 6.8.



**Leyenda**

- (1) Plano de referencia.

**Fig. 6.8 – Distribución transversal de las acciones a través de traviesas y balasto, vía con peralte (no se muestra el efecto de la excentricidad de las cargas verticales)**

- (4) En puentes con balasto, peralte y traviesas monobloque, donde el balasto sólo está compactado bajo los carriles o con traviesas bibloque, la figura 6.8 se debería modificar para tener en cuenta la distribución transversal de la carga bajo cada carril que se indica en la figura 6.7.
- (5) Se debería especificar la distribución transversal a utilizar.

NOTA – La distribución transversal a utilizar puede especificarse en cada proyecto concreto.

**6.3.6.4 Carga vertical equivalente para terraplenes y para los efectos del empuje del terreno**

- (1) A efectos globales, la carga vertical equivalente característica debida a las acciones del tráfico ferroviario para terraplenes situados bajo la vía o adyacentes a ella, puede tomarse como el valor correspondiente al modelo de carga LM71 (o cuando corresponda, la carga vertical clasificada de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2) y modelo SW/2 cuando sea necesario), uniformemente distribuida en una anchura de 3,00 m a un nivel de 0,70 m por debajo del camino de rodadura del carril.
- (2) No es necesario aplicar ningún factor dinámico o de amplificación a la carga uniformemente distribuida definida anteriormente.
- (3) Para el proyecto de elementos locales próximos a la vía (por ejemplo, los muretes de retención del balasto), se debería realizar un cálculo especial teniendo en cuenta la máxima carga local vertical, longitudinal y transversal en el elemento debida a las acciones del tráfico ferroviario.

### 6.3.7 Cargas en caminos de servicio privados

NOTA – Cada proyecto concreto puede especificar requisitos alternativos para caminos de servicio privados, plataformas o pasarelas de mantenimiento, etc.

- (1) Los caminos de servicio privados son aquellos que se proyectan para el uso exclusivo por parte de personal autorizado.
- (2) Las cargas de peatones, bicicletas y mantenimiento general deberían representarse por una carga uniformemente distribuida con un valor característico de  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ .
- (3) Para el proyecto de los elementos locales se debería considerar una carga concentrada  $Q_k = 2,0 \text{ kN}$  actuando sola y aplicada en un cuadrado de 200 mm de lado.
- (4) Las cargas horizontales debidas a personas sobre las barandillas, muros de separación y barreras se deberían tomar de acuerdo a las categorías B y C1 de la Norma EN 1991-1-1.

## 6.4 Efectos dinámicos (incluida la resonancia)

### 6.4.1 Introducción

- (1) Las tensiones y deformaciones estáticas (y la aceleración del tablero del puente asociada) inducidos en un puente, se ven aumentadas y disminuidas bajo los efectos del tráfico móvil, por las siguientes razones:
  - la rápida puesta en carga debida a la velocidad del tráfico que circula por la estructura y la respuesta inercial de la misma (impacto);
  - el paso de sucesivas cargas con una cadencia similar que puede excitar la estructura y, en ciertas circunstancias, crear resonancia (cuando la frecuencia de excitación –o un múltiplo de ella– coincide con la frecuencia natural de la estructura –o un múltiplo de la misma–, existe la posibilidad de que las vibraciones causadas por los sucesivos ejes pasando por la estructura resulten excesivas);
  - las variaciones en las cargas por rueda originadas por las imperfecciones de la vía o del vehículo (incluyendo las irregularidades de las ruedas).
- (2)P En la determinación de los efectos de las acciones del tráfico ferroviario (tensiones, desplazamientos, aceleración del tablero del puente, etc.) se deben tener en cuenta los efectos enumerados anteriormente.

### 6.4.2 Factores que influyen en el comportamiento dinámico

- (1) Los principales factores que influyen en el comportamiento dinámico son los siguientes:
  - i) la velocidad del tráfico que circula por el puente;
  - ii) la luz  $L$  del elemento y la longitud de la línea de influencia para las deformaciones del elemento que se considere;
  - iii) la masa de la estructura;
  - iv) las frecuencias naturales de la estructura completa y de los elementos importantes de la misma, y los modos de vibración asociados (autovectores) a lo largo del eje de la vía;
  - v) el número de ejes, cargas por eje y separación entre los mismos;
  - vi) el amortiguamiento de la estructura;



- vii) las irregularidades verticales de la vía;
- viii) la relación “masa no suspendida/masa suspendida” y las características de la suspensión del vehículo;
- ix) la presencia de apoyos regularmente espaciados en la losa del tablero y/o en la vía (vigas transversales, traviesas, etc.);
- x) las imperfecciones del vehículo (desgastes en las ruedas, ovalización de las ruedas, defectos en la suspensión, etc.);
- xi) las características dinámicas de la vía (balasto, traviesas, componentes de la vía, etc.).

Estos factores se tienen en cuenta de los apartados 6.4.4 a 6.4.6.

NOTA – No hay límites específicos para las deformaciones de cara a evitar la resonancia y los efectos de una vibración excesiva. Véase el anexo A.2 de la Norma EN 1990 relativo a los límites de deformaciones para la seguridad del tráfico y el confort de los pasajeros, etc.

### 6.4.3 Reglas generales de proyecto

- (1)P Se debe realizar un análisis estático con los modelos de carga definidos en el apartado 6.3 (modelo de carga 71, y, cuando sean necesarios, los modelos de carga SW/0 y SW/2). Los resultados se deben multiplicar por el coeficiente dinámico  $\Phi$  definido en el apartado 6.4.5 (y si es necesario se deben multiplicar por el coeficiente  $\alpha$  de acuerdo con el apartado 6.3.2).
- (2) Los criterios para determinar si se requiere un análisis dinámico se dan en el apartado 6.4.4.
- (3)P Cuando se requiera un análisis dinámico:
  - las hipótesis de carga adicionales para el análisis dinámico deben estar de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.4.6.1.2;
  - la máxima aceleración pico en el tablero se debe comprobar de acuerdo con el apartado 6.4.6.5;
  - los resultados del análisis dinámico se deben comparar con los resultados del análisis estático multiplicados por el coeficiente dinámico  $\Phi$  definido en el apartado 6.4.5 (y, si es necesario, multiplicados por el coeficiente  $\alpha$  de acuerdo con el apartado 6.3.2). Los valores más desfavorables de los efectos de la carga se deben utilizar para el proyecto del puente de acuerdo con el apartado 6.4.6.5;
  - Se debe realizar una comprobación de acuerdo con el apartado 6.4.6.6 para asegurar que la carga adicional de fatiga a altas velocidades y en resonancia está cubierta teniendo en cuenta las tensiones derivadas de los resultados del análisis estático multiplicados por el coeficiente dinámico  $\Phi$ ;
- (4) Todos los puentes ubicados en un emplazamiento donde la velocidad máxima de circulación sea mayor de 200 km/h, o donde se requiera un análisis dinámico, se deberían proyectar para los valores característicos del modelo de carga 71 (y cuando sea necesario del modelo de carga SW/0) o para las cargas verticales clasificadas con  $\alpha \geq 1$  de acuerdo con el apartado 6.3.2.
- (5) En trenes de pasajeros, los requisitos para los efectos dinámicos establecidos en los apartados 6.4.4 a 6.4.6 son válidos para valores de velocidad máxima permitida por vehículo de hasta 350 km/h.

### 6.4.4 Requisitos para el análisis estático o dinámico

- (1) Los requisitos para determinar si se precisa un análisis estático o dinámico se muestran en la figura 6.9.

NOTA – El anexo nacional puede especificar requisitos alternativos. Se recomienda el uso del diagrama de flujo de la figura 6.9.

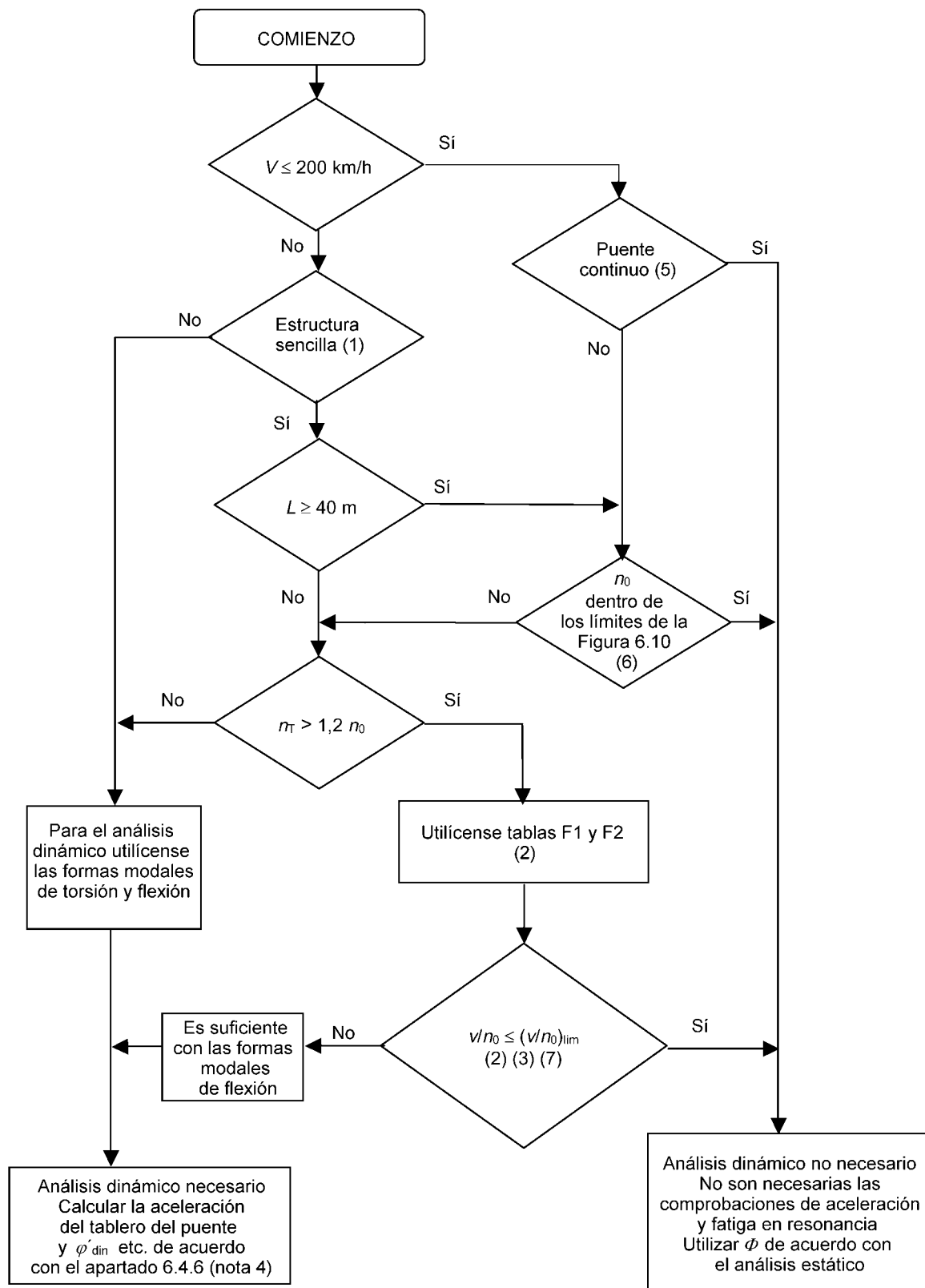


Fig. 6.9 – Diagrama de flujo para determinar si se requiere un análisis dinámico

donde

$V$  es la velocidad máxima de circulación [km/h]

$L$  es la luz del vano [m]

$n_0$  es la primera frecuencia natural de flexión del tablero solicitada por la carga permanente [Hz]

$n_T$  es la primera frecuencia natural de torsión del tablero solicitada por la carga permanente [Hz]

$v$  es la velocidad máxima nominal [m/s]

$(v/n_0)_{\text{lim}}$  se da en el anexo F

NOTA 1 – Válido para puentes simplemente apoyados con comportamiento como viga o como losa biapoyada, con apoyos rígidos, y con efecto del esviaje despreciable.

NOTA 2 – Para consultar las tablas F1 y F2 y los límites asociados de validez, véase el anexo F.

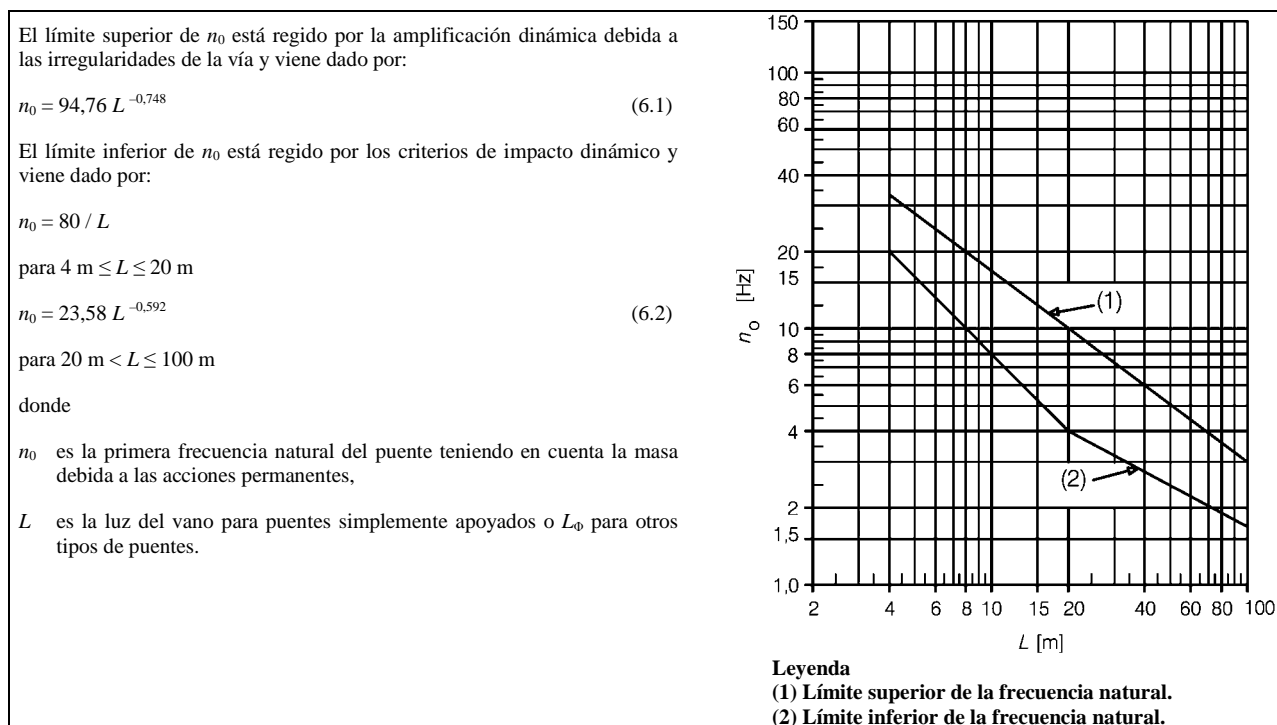
NOTA 3 – Se requiere un análisis dinámico cuando la velocidad frecuente de operación de un tren real sea igual a la velocidad de resonancia de la estructura. Véase el apartado 6.4.6.6 y el anexo F.

NOTA 4 –  $\phi'_{\text{din}}$  es la componente de impacto dinámico sobre la estructura para los trenes reales dada en el punto (3) del apartado 6.4.6.5.

NOTA 5 – La comprobación es válida siempre que el puente satisfaga los requisitos de resistencia y límites de deformación dados en el apartado 4.4 del anexo A.2 de la Norma EN 1990, y que la máxima aceleración del coche (o los límites de desplazamiento asociados) correspondan a un alto nivel de confort para el pasajero según se define en el anexo A.2 de la Norma EN 1990.

NOTA 6 – Los puentes con la primera frecuencia natural  $n_0$  dentro de los límites dados en la figura 6.10 y con una velocidad máxima de circulación por debajo de 200 km/h no requieren un análisis dinámico.

NOTA 7 – Los puentes con la primera frecuencia natural  $n_0$  por encima del límite superior (1) de la figura 6.10 requieren un análisis dinámico. Véase también el punto (7) del apartado 6.4.6.1.1.



**Fig. 6.10 – Límites de la frecuencia natural del puente  $n_0$  (Hz) en función de la luz del vano  $L$  (m)**

NOTA 8 – En un puente simplemente apoyado sometido solamente a flexión, la frecuencia natural puede estimarse empleando la siguiente fórmula:

$$n_0 \text{ [Hz]} = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \quad (6.3)$$

donde

$\delta_0$  es la flecha (mm) en el centro del vano debida a las acciones permanentes y está calculada utilizando un módulo de deformación instantáneo para puentes de hormigón, de acuerdo con un periodo de carga apropiado para la frecuencia natural del puente.

#### 6.4.5 Coeficiente dinámico $\Phi$ ( $\Phi_2$ , $\Phi_3$ )

##### 6.4.5.1 Campo de aplicación

- (1) El coeficiente dinámico  $\Phi$  tiene en cuenta la amplificación dinámica de las tensiones y los efectos de las vibraciones en la estructura, pero no tiene en cuenta los efectos de resonancia.
- (2)P Cuando los criterios especificados en el apartado 6.4.4 no se cumplan, existe el riesgo de que se produzca resonancia o una vibración excesiva del puente (con la posibilidad de aceleraciones del tablero excesivas que produzcan la inestabilidad del balasto, etc. y deformaciones y tensiones excesivas, etc.). En tales casos, se debe realizar un análisis dinámico para calcular los efectos de impacto y de resonancia.

NOTA – Los métodos cuasi-estáticos que utilizan los efectos de la carga estática multiplicados por el coeficiente dinámico  $\Phi$  definido en el apartado 6.4.5 no pueden predecir los efectos de resonancia de los trenes de alta velocidad. Se requieren técnicas de análisis dinámico que tengan en cuenta la dependencia del tiempo de la carga del modelo de carga de alta velocidad (HSLM) y de los trenes reales (por ejemplo, resolviendo las ecuaciones del movimiento), para predecir los efectos dinámicos en resonancia.

- (3) Las estructuras que soportan más de una vía deberían analizarse sin reducción alguna del coeficiente dinámico  $\Phi$ .

##### 6.4.5.2 Definición del coeficiente dinámico $\Phi$

- (1)P El coeficiente dinámico  $\Phi$  que amplifica los efectos estáticos de las cargas de los modelos de carga 71, SW/0 y SW/2 se debe tomar igual a  $\Phi_2$  o a  $\Phi_3$ .
- (2) En general, el coeficiente dinámico  $\Phi$  se elige entre  $\Phi_2$  y  $\Phi_3$  según la calidad del mantenimiento de la vía, de la forma que se indica a continuación:
  - (a) Para vías con un alto nivel de mantenimiento:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad (6.4)$$

con  $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$

- (b) Para vías con mantenimiento normal:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad (6.5)$$

con  $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$

donde

$L_\Phi$  longitud “determinante” en [m] (longitud asociada con  $\Phi$ ) definida en la tabla 6.2.

NOTA – Los coeficientes dinámicos fueron establecidos para vigas simplemente apoyadas. La longitud  $L_\Phi$  permite que estos coeficientes se empleen con otros elementos estructurales con diferentes condiciones de apoyo.

(3)P Si no se especifica ningún coeficiente dinámico se debe usar  $\Phi_3$ .

NOTA – El coeficiente dinámico a utilizar puede especificarse en el anexo nacional o en cada proyecto concreto.

(4)P El coeficiente dinámico  $\Phi$  no debe ser utilizado con:

- la carga debida a los trenes reales;
- la carga debida a los trenes de fatiga (véase el anexo D);
- el modelo de carga HSLM (punto (2) del apartado 6.4.6.1.1);
- el modelo de carga del “tren sin carga” (véase el apartado 6.3.4).

#### **6.4.5.3 Longitud determinante $L_\Phi$**

(1) Las longitudes determinantes  $L_\Phi$  a utilizar se incluyen en la tabla 6.2.

NOTA – Se pueden especificar valores alternativos de  $L_\Phi$  en el anexo nacional. Se recomiendan los valores dados en la tabla 6.2.

(2) Cuando no se especifica ningún valor de  $L_\Phi$  en la tabla 6.2, la longitud determinante debería tomarse como la longitud de la línea de influencia para la deformación del elemento considerado o se deberían especificar valores alternativos.

NOTA – En cada proyecto concreto pueden especificarse valores alternativos.

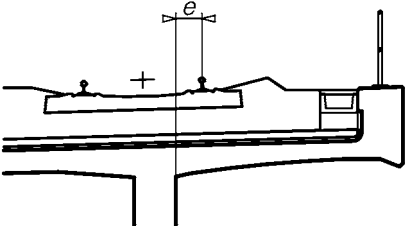
(3) Si la tensión resultante en un elemento estructural depende de varios efectos, cada uno de los cuales responde a un comportamiento estructural independiente. Cada uno de estos efectos se debería calcular utilizando la longitud determinante adecuada.

**Tabla 6.2**  
**Longitudes determinantes  $L_{\Phi}$**

Caso	Elemento estructural	Longitud determinante $L_{\Phi}$
<b>Tablero con chapa metálica:</b> Tablero cerrado con balasto (tablero con chapa ortótropa) (para tensiones locales y transversales)		
1.1	Tablero con rigidización longitudinal y transversal: Chapa del tablero (en ambas direcciones)	3 veces la separación entre viguetas
1.2	Rigidizadores longitudinales continuos (incluyendo pequeños voladizos menores de 0,50 m) <sup>a</sup>	3 veces la separación entre viguetas
1.3	Viguetas intermedias	2 veces la longitud de las viguetas
1.4	Viguetas extremas	3,6 m <sup>b</sup>
Tablero con rigidización transversal únicamente		
2.1	Chapa del tablero (en ambas direcciones)	2 veces la separación entre viguetas + 3 m
2.2	Viguetas intermedias	2 veces la separación entre viguetas + 3 m
2.3	Viguetas extremas	3,6 m <sup>b</sup>
<b>Emparrillado metálico:</b> Tablero abierto sin balasto <sup>b</sup> (para tensiones locales y transversales)		
3.1	Largueros: – como un elemento de un emparrillado continuo (continuidad de las secciones de cruce con las viguetas) – simplemente apoyados	3 veces la separación entre viguetas la separación entre viguetas + 3 m
3.2	Ménsulas de largueros <sup>a</sup>	3,6 m
3.3	Viguetas intermedias (como parte de la vigueta/emparrillado largueros)	2 veces la longitud las de las viguetas
3.4	Viguetas extremas	3,6 m <sup>b</sup>
<sup>a</sup> En general, todos los voladizos mayores de 0,50 m que soporten las acciones del tráfico ferroviario requieren un estudio especial de acuerdo con el apartado 6.4.6 y con una carga acordada con la autoridad competente y especificada en el anexo nacional. <sup>b</sup> Se recomienda aplicar $\Phi_3$ .		

(Continúa)

**Tabla 6.2** (continuación)

Caso	Elemento estructural	Longitud determinante $L_{\Phi}$
<b>Tableros con losa de hormigón y vía sobre balasto:</b> (para tensiones locales y transversales)		
4.1	<p>Losa como parte de una viga cajón o ala superior de una viga principal:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– sentido transversal a las vigas principales</li> <li>– el sentido longitudinal</li> <li>– viguetas transversales</li> </ul> <p>– voladizos transversales soportando los carriles</p>	<p>3 veces la luz del vano de la losa</p> <p>3 veces la luz del vano de la losa</p> <p>2 veces la longitud de las viguetas transversales</p>  <p>- <math>e \leq 0,5</math> m: 3 veces la distancia entre almas</p> <p>- <math>e &gt; 0,5</math> m: <sup>a</sup></p> <p><b>Fig. 6.11 – Voladizo transversal soportando los carriles</b></p>
4.2	Losa continua (en dirección de las vigas principales) apoyada en vigas transversales	2 veces la separación entre viguetas transversales
4.3	Losa de puentes de tablero inferior:	
	– dirección perpendicular a las vigas principales	2 veces la luz del vano de la losa + 3 m
	– dirección longitudinal	2 veces la luz del vano de la losa
4.4	Losa entre vigas metálicas embebidas en hormigón.	2 veces la longitud determinante en dirección longitudinal
4.5	Voladizos longitudinales de la losa	<p>- <math>e \leq 0,5</math> m: <math>3,6 \text{ m}^b</math></p> <p>- <math>e &gt; 0,5</math> m: <sup>a</sup></p>
4.6	Viguetas transversales extremas	$3,6 \text{ m}^b$
<p><sup>a</sup> En general todos los voladizos mayores de 0,50 m que soporten las acciones del tráfico ferroviario requieren un estudio especial de acuerdo con el apartado 6.4.6 y con una carga acordada con la autoridad competente y especificada en el anexo nacional.</p> <p><sup>b</sup> Se recomienda aplicar <math>\Phi_3</math>.</p> <p>NOTA – En los casos 1.1 a 4.6, ambos incluidos, <math>L_{\Phi}</math> está limitado por un valor máximo correspondiente a la longitud determinante de las vigas principales.</p>		

(Continúa)

Tabla 6.2 (Fin)

Caso	Elemento estructural	Longitud determinante $L_{\Phi}$												
Viga principales														
5.1	Losas y vigas simplemente apoyadas (incluyendo vigas metálicas embebidas en el hormigón):	Luz del vano en la dirección principal de la viga												
5.2	Vigas y losas continuas de $n$ vanos con:  $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$ (6.6)	$L_{\Phi} = k \times L_m$ (6.7) no inferior a máx. $L_i (i = 1, \dots, n)$ <table><tr><td><math>n = 2</math></td><td>3</td><td>4</td><td><math>\geq 5</math></td></tr><tr><td colspan="4"><hr/></td></tr><tr><td><math>k = 1,2</math></td><td>1,3</td><td>1,4</td><td>1,5</td></tr></table>	$n = 2$	3	4	$\geq 5$	<hr/>				$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5
$n = 2$	3	4	$\geq 5$											
<hr/>														
$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5											
5.3	Estructuras porticadas:  – vano único  – múltiples vanos	Se considera como una viga continua de tres vanos (utilícese el punto 5.2 con las longitudes del dintel y las de los pilares)  Se considera como una viga continua de múltiples vanos (utilícese el punto 5.2 con las longitudes de los dinteles y de los pilares extremos)												
5.4	Arcos y vigas de rigidez de arcos atirantados	La mitad de la luz												
5.5	Arcos o series de arcos con tímpanos cerrados y relleno	Dos veces la luz libre												
5.6	Péndolas unidas a una viga de rigidez	4 veces la separación longitudinal entre las péndolas												
Apoyos estructurales:														
6	Columnas, caballetes, apoyos, articulaciones, anclajes en tracción y para el cálculo de las presiones de contacto bajo los apoyos	La longitud determinante de los elementos soportados												

#### 6.4.5.4 Reducción de los efectos dinámicos

- (1) En los casos de puentes arco y puentes de hormigón de cualquier tipo, con un recubrimiento de más de 1,00 m,  $\Phi_2$  y  $\Phi_3$  pueden reducirse de la siguiente manera:

$$red \Phi_{2,3} = \Phi_{2,3} - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0 \quad (6.8)$$

donde

$h$  es el espesor del recubrimiento incluyendo el balasto desde la cara superior del tablero hasta la parte superior de la traviesa, (para puentes arco, desde la coronación en el extradós), [m].



- (2) Los efectos de las acciones del tráfico ferroviario en pilas con esbeltez  $< 30$  (relación longitud de pandeo/radio de giro), los estribos, las cimentaciones, los muros de contención y las presiones del terreno pueden calcularse sin tener en cuenta los efectos dinámicos.

#### 6.4.6 Requisitos para un análisis dinámico

##### 6.4.6.1 Cargas y combinaciones de cargas

###### 6.4.6.1.1 Cargas

- (1)P El análisis dinámico se debe realizar empleando los valores característicos de las cargas de los trenes reales especificados. La selección de los trenes reales debe tener en cuenta cada formación de tren permitida o prevista para todos los tipos de trenes de alta velocidad que tengan permitido o que esté previsto que puedan circular por la estructura a velocidades superiores a los 200 km/h.

NOTA 1 – Cada proyecto concreto puede especificar las cargas por eje características y las separaciones para cada configuración de tren real que sea preciso considerar.

NOTA 2 – Véase también el punto (7) del apartado 6.4.6.1.1 para las cargas en las que se requiere un análisis dinámico para una velocidad máxima de circulación inferior a 200 km/h.

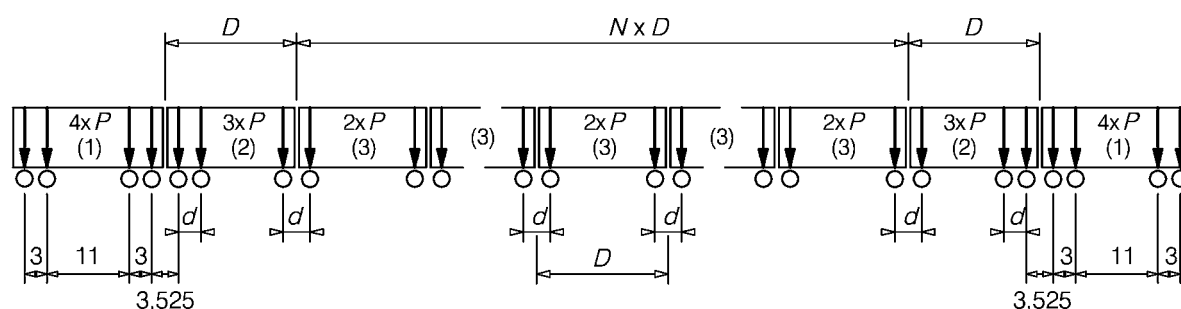
- (2)P El análisis dinámico debe realizarse también utilizando el modelo de carga HSLM en puentes proyectados para las líneas internacionales donde son de aplicación los criterios de interoperabilidad de la alta velocidad europea.

NOTA – Cada proyecto concreto puede especificar cuándo se utiliza el modelo de carga HSLM.

- (3) El modelo de carga HSLM comprende dos trenes universales independientes, con longitudes de coche variables, HSLM-A y HSLM-B.

NOTA – Los modelos HSLM-A y HSLM-B en conjunto representan los efectos dinámicos de la carga de los trenes de pasajeros articulados regulares de alta velocidad convencionales, de acuerdo con los requisitos de la especificación técnica europea para la interoperabilidad dada en el capítulo E.1.

- (4) El modelo HSLM-A está definido en la figura 6.12 y en la tabla 6.3:



#### Leyenda

- (1) Locomotora (locomotoras de cabeza y de cola idénticas).  
 (2) Coche extremo (vagones extremos de cabeza y de cola idénticos).  
 (3) Coche intermedio.

Fig. 6.12 – Modelo de carga HSLM-A

Tabla 6.3  
Modelo de carga HSLM-A

Tren Universal	Número de coches intermedios <i>N</i>	Longitud del coche <i>D</i> [m]	Separación entre los ejes del bogie <i>d</i> [m]	Carga puntual <i>P</i> [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

- (5) El modelo HSLM-B consta de un número *N* de cargas puntuales de 170 kN con una separación uniforme *d* [m]. *N* y *d* se definen en las figuras 6.13 y 6.14:

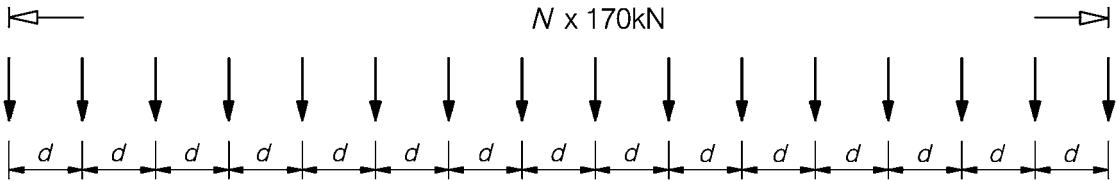


Fig. 6.13 – Modelo de carga HSLM-B

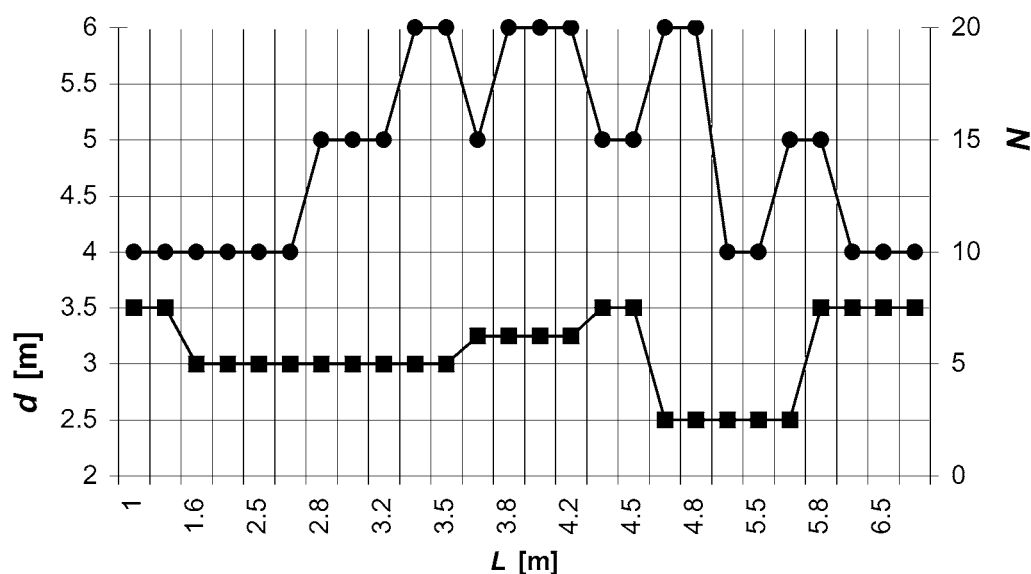


Fig. 6.14 – Modelo de carga HSLM-B

donde  $L$  es la luz del vano [m].

(6) Tanto el modelo HSLM-A como el HSLM-B se deberían aplicar de acuerdo con los requisitos de la tabla 6.4:

Tabla 6.4  
Aplicación de los modelos de carga HSLM-A y HSLM-B

Configuración estructural	Luz	
	$L < 7 \text{ m}$	$L \geq 7 \text{ m}$
Vano simplemente apoyado <sup>a</sup>	HSLM-B <sup>b</sup>	HSLM-A <sup>c</sup>
Estructura continua <sup>a</sup> o Estructura compleja <sup>e</sup>	HSLM-A Trenes A1 a A10 ambos incluidos <sup>d</sup>	HSLM-A Trenes A1 a A10 ambos incluidos <sup>d</sup>
<sup>a</sup> Válido para puentes con únicamente vigas longitudinales o con losa biapoyada con efectos de esviaje despreciables sobre apoyos rígidos. <sup>b</sup> En vanos simplemente apoyados con una luz de hasta 7 m se puede usar para el análisis un solo tren universal crítico del modelo HSLM-B, de acuerdo con el punto (5) del apartado 6.4.6.1.1. <sup>c</sup> En vanos simplemente apoyados con una luz igual o superior a 7 m se puede usar para el análisis dinámico un solo tren universal crítico del modelo HSLM-A, de acuerdo con el anexo E (alternativamente se pueden utilizar los trenes universales A1 a A10, ambos incluidos). <sup>d</sup> Todos los trenes A1 a A10, ambos incluidos, deberían utilizarse en el proyecto. <sup>e</sup> Cualquier estructura que no cumpla con la nota <i>a</i> anterior, por ejemplo, una estructura esviada, un puente con un comportamiento torsional significativo, estructura con vigas artesas con modos de vibración significativos en la losa y en las vigas principales, etc. Además, para estructuras complejas con modos de vibración significativos de las losas (por ejemplo, estructura con vigas artesas con losas delgadas) también debería aplicarse el modelo HSLM-B. NOTA – El anexo nacional o cada proyecto concreto pueden especificar requisitos adicionales referentes a la aplicación de los modelos HSLM-A y HSLM-B a estructuras continuas y complejas.		

- (7) Se debería realizar un análisis dinámico cuando no se satisfagan los límites de frecuencias de la figura 6.10 y la velocidad máxima de circulación sea  $\leq 200$  km/h. El análisis debería tener en cuenta los comportamientos identificados en el apartado 6.4.2 y considerar:

- Los trenes tipo 1 a 12 dados en el anexo D.
- Los trenes reales especificados.

NOTA – La carga y la metodología para el análisis puede especificarse en cada proyecto concreto y deberían acordarse con la autoridad competente y recogerse en el anexo nacional.

#### 6.4.6.1.2 Combinaciones de cargas y coeficientes parciales de seguridad

- (1) Para el análisis dinámico, el cálculo del valor de la masa asociada al peso propio y a los elementos sustituibles (balasto, etc.) se debería realizar usando los valores nominales de la densidad.
- (2)P En el análisis dinámico se deben utilizar las cargas de acuerdo con los puntos (1) y (2) del apartado 6.4.6.1.1, y cuando sea necesario, las del punto (7) del apartado 6.4.6.1.1.
- (3) En el análisis dinámico de la estructura se debería considerar cargada una única vía de la estructura (la más desfavorable), de acuerdo con la tabla 6.5.

**Tabla 6.5**  
**Resumen de casos de carga adicionales dependiendo del número de vías sobre el puente**

Número de vías sobre el puente	Vía cargada	Carga para el análisis dinámico
1	Una	Cada tren real y cada modelo de carga HSLM (si es necesario) moviéndose en el (los) sentido(s) permitido(s) de circulación
2 (Trenes circulando normalmente en direcciones opuestas) <sup>a</sup>	Una cualquiera de las vía	Cada tren real y cada modelo de carga HSLM (si es necesario) moviéndose en el (los) sentido(s) permitido(s) de circulación
	La otra vía	Ninguna
<sup>a</sup> Para puentes que soportan 2 vías con trenes circulando normalmente en el mismo sentido o que soportan 3 o más vías con una velocidad máxima de circulación superior a 200 km/h, la carga debería acordarse con la autoridad competente y especificada en el anexo nacional.		

- (4) Cuando los efectos de la carga de un análisis dinámico excedan en una vía los efectos del modelo de carga 71 (y del modelo de carga SW/0 en estructuras continuas) de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.4.6.5, estos efectos deberían combinarse con:
- los efectos de las fuerzas horizontales sobre la vía cargada en el análisis dinámico;
  - los efectos de las fuerzas horizontales y verticales sobre la otra vía (vías), de acuerdo con los requisitos del apartado 6.8.1 y la tabla 6.11.
- (5)P Cuando los efectos de las cargas resultantes de un análisis dinámico excedan los efectos del modelo de carga 71 (y del modelo de carga SW/0 para estructuras continuas) de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.4.6.5, los efectos dinámicos de la carga en el carril, determinados a partir del análisis dinámico (momentos flectores, cortantes, deformaciones, etc. excluyendo la aceleración), se deben mayorar por los coeficientes parciales dados en el anexo A2 de la Norma EN 1990.

- (6)P Los coeficientes parciales de seguridad no se deben aplicar a las cargas dadas en el apartado 6.4.6.1.1 cuando se determinen las aceleraciones del tablero del puente. Los valores calculados de las aceleraciones se deben comparar directamente con los valores de proyecto dados en el apartado 6.4.6.5.
- (7) Para la comprobación a fatiga, un puente debería proyectarse para los efectos adicionales de fatiga en resonancia en cualquiera de las vías de acuerdo con el apartado 6.4.6.1.1. Véase el apartado 6.4.6.6.

#### 6.4.6.2 Velocidades a considerar

- (1)P Para cada tren real y modelo de carga HSLM se deben considerar una serie de velocidades hasta la velocidad máxima de cálculo. En general, la velocidad máxima de cálculo debe ser igual a  $1,2 \times$  velocidad máxima de circulación.

La velocidad máxima de circulación en el emplazamiento deber ser especificada.

NOTA 1 – Cada proyecto concreto puede especificar la velocidad máxima de circulación en el emplazamiento.

NOTA 2 – Cuando se especifique, para un proyecto concreto, se puede utilizar una velocidad reducida para comprobar trenes reales individuales para  $1,2 \times$  su velocidad máxima permitida asociada.

NOTA 3 – Se recomienda que cada proyecto concreto especifique un incremento de la velocidad máxima de circulación en el emplazamiento para tener en cuenta posibles modificaciones en la infraestructura y en el material rodante futuro.

NOTA 4 – Las estructuras pueden manifestar un alto pico de respuesta a los efectos de resonancia. Cuando haya una cierta probabilidad de exceso de velocidad en los trenes y de que se superen bien la velocidad máxima permitida de los vehículos o la velocidad máxima de circulación actual o prevista, se recomienda que el proyecto concreto especifique un coeficiente adicional para incrementar la velocidad máxima de cálculo a utilizar en el análisis dinámico.

NOTA 5 – Se recomienda que cada proyecto concreto especifique requisitos adicionales para comprobar estructuras en las que se requiera que un tramo de línea sea apto para la realización de pruebas de puesta en servicio de un tren real. La velocidad máxima de cálculo empleada para el tren real debería ser al menos  $1,2 \times$  la máxima velocidad de puesta en servicio del tren. Se requieren cálculos para demostrar que las exigencias de seguridad (máximas aceleraciones del tablero, máximos efectos de carga, etc.) son adecuadas para las estructuras a velocidades que excedan los 200 km/h. La fatiga y los criterios de confort del pasajero no requieren ser comprobados para  $1,2$  veces las velocidades máximas de puesta en servicio del tren.

- (2) Los cálculos se deberían realizar para series de velocidades desde 40 m/s hasta la velocidad máxima de cálculo, definida en el punto (1) del apartado 6.4.6.2. Se deberían hacer escalones más cortos para la velocidad en el entorno de las velocidades de resonancia.

En puentes simplemente apoyados que pueden ser modelizados como una viga, las velocidades de resonancia pueden estimarse utilizando la ecuación 6.9.

$$v_i = n_0 \lambda_i \quad (6.9)$$

y

$$40 \text{ m/s} \leq v_i \leq \text{velocidad máxima de cálculo} \quad (6.10)$$

donde

$v_i$  es la velocidad de resonancia [m/s]

$n_0$  es la primera frecuencia natural de la estructura sin carga

$\lambda_i$  es la longitud de onda principal de la frecuencia de excitación, que puede calcularse como:

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \quad (6.11)$$

$d$  es la separación regular entre grupos de ejes

$i = 1, 2, 3 \text{ ó } 4$

### 6.4.6.3 Parámetros del puente

#### 6.4.6.3.1 Amortiguamiento estructural

- (1) La respuesta de pico de una estructura para velocidades de tráfico correspondientes a la carga de resonancia depende mucho del amortiguamiento.
- (2)P Sólo se debe utilizar un límite inferior estimado del amortiguamiento.
- (3) En el análisis dinámico se deberían utilizar los siguientes valores de amortiguamiento:

**Tabla 6.6**  
**Valores de amortiguamiento a considerar en el proyecto**

Tipo de puente	ξ Límite inferior del porcentaje de amortiguamiento crítico [%]	
	Luz $L < 20$ m	Luz $L \geq 20$ m
Acero y mixto	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Hormigón pretensado	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Vigas prefabricadas y hormigón armado	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

NOTA – Se pueden utilizar valores alternativos del límite inferior que queden del lado de la seguridad, sometidos a la aprobación de la autoridad competente y especificadas en el anexo nacional.

#### 6.4.6.3.2 Masa del puente

- (1) Los efectos máximos de la carga dinámica suelen darse en los picos de resonancia cuando un múltiplo de la frecuencia de la carga y una frecuencia natural de la estructura coinciden, y cualquier subestimación de la masa dará lugar a una sobreestimación de la frecuencia natural de la estructura y de las velocidades de tráfico a las que se produce la resonancia.

En resonancia, la máxima aceleración de la estructura es inversamente proporcional a su masa.

- (2)P Se deben considerar dos casos específicos para la masa de la estructura, incluyendo balasto y carril:
  - un límite inferior de la masa para predecir las aceleraciones máximas del tablero, considerando para el balasto limpio la densidad seca mínima posible y su espesor menor;
  - un límite superior de la masa para predecir las velocidades más bajas a las cuales es posible que se produzcan los efectos de la resonancia, considerando el balasto contaminado (con su densidad máxima saturada de suciedad), teniendo en cuenta para su espesor las futuras elevaciones de los carriles.

NOTA – Puede tomarse una densidad mínima del balasto de  $1\,700\text{ kg/m}^3$ . Pueden especificarse valores alternativos en cada proyecto concreto.

- (3) A falta de resultados específicos de ensayos, los valores para la densidad de los materiales deberían tomarse de la Norma EN 1991-1-1.

NOTA – Debido al gran número de parámetros que pueden afectar a la densidad del hormigón, no es posible predecir valores precisos de densidad con suficiente exactitud para estimar la respuesta dinámica de un puente. Se pueden utilizar valores alternativos para la densidad cuando los resultados sean confirmados por dosificaciones de prueba y ensayos de muestras tomadas del emplazamiento de acuerdo con las Normas EN 1990, EN 1992 e ISO 6784, sometidos a la aprobación de la autoridad competente y especificados en el anexo nacional.

### 6.4.6.3 Rigidez del puente

- (1) Es previsible que los máximos efectos de la carga dinámica se den en los picos de resonancia cuando un múltiplo de la frecuencia de la carga y una frecuencia natural de la estructura coincidan. Cualquier sobreestimación de la rigidez del puente sobrestimaré la frecuencia natural de la estructura y la velocidad a la que se produce la resonancia.
- (2)P Se debe utilizar un límite inferior estimado de la rigidez de la estructura.
- (3) Se puede realizar una estimación de la rigidez de la estructura completa, incluyendo la determinación de la rigidez de sus elementos de acuerdo con las Normas EN 1992 a EN 1994.

Los valores del módulo de Young pueden tomarse de las Normas EN 1992 a EN 1994.

Para hormigones con una resistencia a compresión en probeta cilíndrica  $f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$  (resistencia a compresión en probeta cúbica  $f_{ck,cubo} \geq 60 \text{ N/mm}^2$ ), el valor del módulo estático de Young ( $E_{cm}$ ) debería limitarse al valor correspondiente a un hormigón de resistencia  $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$  ( $f_{ck,cubo} = 60 \text{ N/mm}^2$ ).

NOTA 1 – Debido al gran número de parámetros que pueden afectar a  $E_{cm}$ , no es posible predecir los valores precisos del módulo de Young con suficiente exactitud para estimar la respuesta dinámica de un puente. Se pueden utilizar valores más precisos de  $E_{cm}$ , cuando los resultados sean confirmados por dosificaciones de prueba y ensayos de muestras tomadas del emplazamiento de acuerdo con las Normas EN 1990, EN 1992 e ISO 6784, sometidos a la aprobación de la autoridad competente y especificados en el anexo nacional.

NOTA 2 – Se pueden utilizar otras propiedades del material previa la aprobación de la autoridad competente y especificadas en el anexo nacional.

### 6.4.6.4 Modelización de la excitación y del comportamiento dinámico de la estructura

- (1) Los efectos dinámicos del tren real pueden representarse por una serie de fuerzas puntuales móviles. Los efectos de la interacción entre las masas del vehículo y la estructura pueden despreciarse.

El análisis debería tener en cuenta las variaciones a lo largo de la longitud del tren de las fuerzas por eje y las variaciones en la separación entre ejes únicos y grupos de ejes.

- (2) Cuando sea preciso, el método de análisis debería permitir los siguientes comportamientos dinámicos de la estructura:
  - para estructuras complejas, la existencia de frecuencias de vibración, con sus modos de oscilación asociados, muy próximas;
  - la interacción entre modos de flexión y torsión;
  - el comportamiento de elementos locales del tablero (losas delgadas y vigas transversales de puentes con vigas artesas o celosías, etc.);
  - el efecto del esviaje en losas, etc.
- (3) La representación de cada eje por una fuerza puntual única tiende a sobrestimar los efectos dinámicos para longitudes cargadas inferiores a 10 m. En tales casos, pueden tenerse en cuenta los efectos de la distribución de la carga a través de carriles, traviesas y balasto.

A pesar de lo indicado en el punto (1) del apartado 6.3.6.2, las cargas de un solo eje no deberían distribuirse uniformemente en dirección longitudinal para un análisis dinámico.

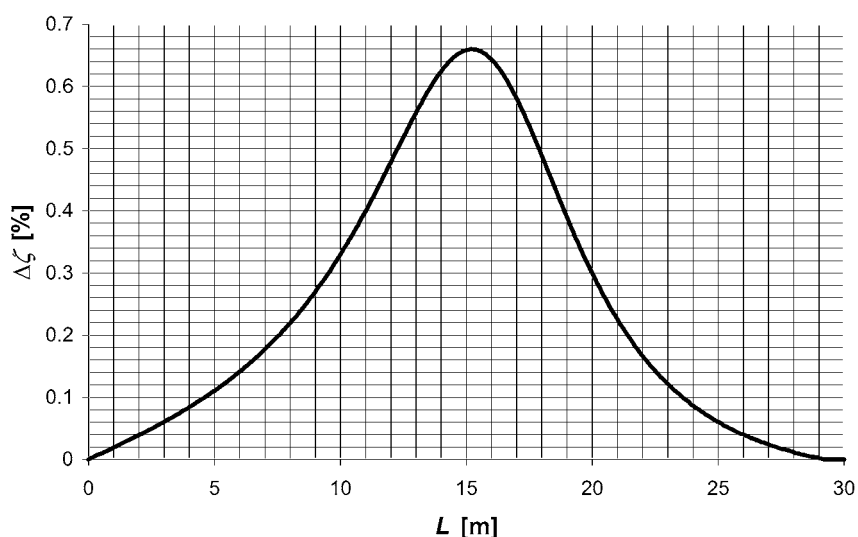
- (4) Para luces inferiores a 30 m, los efectos de la interacción dinámica entre las masas del vehículo y del puente tienden a reducir el pico de la respuesta en resonancia. Estos efectos se pueden tener en cuenta de la siguiente forma:

– realizando un análisis dinámico de la interacción vehículo/estructura.

NOTA – El método utilizado debería ser aprobado por la autoridad competente especificada en el anexo nacional.

- incrementando el valor del amortiguamiento considerado para la estructura, de acuerdo con la figura 6.15. Para vigas continuas se debería utilizar el valor más pequeño de  $\Delta\zeta$  para todos los vanos. El amortiguamiento total a utilizar viene dado por:

$$\zeta_{\text{TOTAL}} = \zeta + \Delta\zeta \quad (6.12)$$



**Fig. 6.15 – Amortiguamiento adicional  $\Delta\zeta$  [%] en función de la luz del vano  $L$  [m]**

donde

$$\Delta\zeta = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} [\%] \quad (6.13)$$

$\zeta$  es el límite inferior del porcentaje de amortiguamiento crítico [%] definido en el apartado 6.4.6.3.1.

NOTA – El anexo nacional puede especificar valores alternativos.



- (5) El incremento en los efectos dinámicos calculados (tensiones, desplazamientos, aceleraciones en el tablero del puente, etc.) debidos a las irregularidades de la vía y a las imperfecciones del vehículo, puede estimarse multiplicando los efectos calculados por un coeficiente:

- $(1 + \phi''/2)$  para una vía con un alto nivel de mantenimiento
- $(1 + \phi')$  para una vía con mantenimiento normal

donde

$\phi''$  es el valor recogido en el anexo C, que no debería tomarse inferior a cero.

NOTA – El anexo nacional puede especificar el valor de este coeficiente.

- (6) Cuando el puente satisfaga el límite superior establecido en la figura 6.10 puede considerarse que los factores que influyen en el comportamiento dinámico (vii) a (xi), definidos en el apartado 6.4.2, son proporcionados por los  $\Phi$ ,  $\phi''/2$  y  $\phi'$  dados en el apartado 6.4 y en el anexo C.

#### 6.4.6.5 Comprobaciones de los estados límite

- (1)P Para asegurar la seguridad del tráfico:

- La comprobación de la aceleración máxima pico del tablero se debe considerar como un requisito de seguridad del tráfico que debe verificarse en el estado límite de servicio para la prevención de la inestabilidad de la vía.
- La amplificación dinámica de los efectos de la carga se debe tener en cuenta multiplicando la carga estática por el coeficiente dinámico  $\Phi$  definido en el apartado 6.4.5. Si es necesario un análisis dinámico, los resultados del mismo se deben comparar con los resultados del análisis estático mayorados por  $\Phi$  (y si es preciso multiplicados por  $\alpha$  de acuerdo con el apartado 6.3.2). Los valores más desfavorables de estos efectos se deben tener en cuenta en el proyecto del puente.
- Si se requiere un análisis dinámico, se debe hacer una comprobación de acuerdo con el apartado 6.4.6.6 para establecer si la carga adicional de fatiga para altas velocidades y en resonancia se cubre considerando las tensiones debidos a los efectos de las cargas obtenidos a partir de  $\Phi \times$  modelo de carga 71 (y si es necesario  $\Phi \times$  modelo de carga SW/0 para estructuras continuas y carga vertical clasificada de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2 donde sea oportuno). En el proyecto se debe utilizar la carga de fatiga más desfavorable.

- (2)P Los valores máximos de cálculo de la aceleración pico del tablero del puente obtenidos a lo largo del eje de un carril no deben exceder los valores recomendados dados en el anexo A.2 de la Norma EN 1990 (véase el apartado 4.4.2.1 del anexo A.2).

- (3) Se debería emplear un análisis dinámico (si es necesario) para determinar la siguiente amplificación dinámica:

$$\phi'_{\text{dyn}} = \text{máx.} \left| y_{\text{dyn}} / y_{\text{stat}} \right| - 1 \quad (6.14)$$

donde

$y_{\text{din}}$  es la respuesta dinámica máxima y  $y_{\text{est}}$  es la respuesta estática máxima correspondiente en cualquier punto del elemento estructural debidas al tren real o al modelo de carga HSLM.

Para el cálculo del puente se debería utilizar el valor más desfavorable de los que se incluyen a continuación, teniendo en cuenta todos los efectos de las cargas verticales de tráfico:

$$\left( 1 + \varphi'_{\text{dyn}} + \varphi''/2 \right) \times \left( \frac{HSLM}{RT} \right) \quad (6.15)$$

o

$$\Phi \times (LM71'' + SW/0) \quad (6.16)$$

donde

**HSLM** es el modelo de carga para líneas de alta velocidad definido en el punto (2) del apartado 6.4.6.1.1.

**LM71''+SW/0** es el modelo de carga 71 y, si proceda, el modelo de carga SW/0 para puentes continuos (o la carga vertical clasificada de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2 cuando sea necesario).

**RT** es la carga debida a todos los trenes reales definidos en el apartado 6.4.6.1.1.

$\varphi''/2$  es el incremento en los efectos dinámicos calculados (tensiones, desplazamientos, aceleraciones del tablero del puente, etc.), resultante de las irregularidades de la vía y de las imperfecciones del vehículo de acuerdo con el anexo C, para una vía con un alto nivel de mantenimiento, (debe utilizarse  $\varphi''$  para una vía con mantenimiento normal).

$\Phi$  es el coeficiente dinámico de acuerdo con el apartado 6.4.5.

#### 6.4.6.6 Comprobación adicional a fatiga cuando se requiere un análisis dinámico

(1)P La comprobación a fatiga de la estructura debe tener en cuenta el rango de tensiones resultante en los elementos de la estructura al vibrar oscilando por encima y por debajo de la deformación correspondiente a la carga permanente, debido a:

- vibraciones adicionales libres originadas por los efectos de impacto de las cargas de los ejes circulando a alta velocidad;
- la magnitud de los efectos de la sobrecarga dinámica en resonancia;
- los ciclos adicionales de tensiones provocados por la carga dinámica en resonancia.

(2)P Cuando la velocidad frecuente de operación de un tren real en una estructura está próxima a la velocidad de resonancia, el proyecto debe considerar la carga adicional de fatiga debida a los efectos de la resonancia.

NOTA – Cada proyecto concreto puede especificar la carga de fatiga, por ejemplo, detalles, tonelaje anual y mezcla de trenes reales y las velocidades frecuentes de operación asociadas en el emplazamiento que hay que considerar en el proyecto.

(3) Cuando un puente se calcula para el modelo de carga HSLM, de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.4.6.1.1, se debería especificar la carga de fatiga teniendo en cuenta la mejor estimación del tráfico actual y futuro.

NOTA – Cada proyecto concreto puede especificar la carga de fatiga, por ejemplo, detalles, tonelaje anual y mezcla de trenes reales y las velocidades frecuentes de operación asociadas en el emplazamiento que hay que considerar en el proyecto.

(4) Para estructuras que cumplan el anexo F, la velocidad de resonancia puede calcularse utilizando las ecuaciones 6.9 y 6.10.

(5) En la comprobación a fatiga se debería utilizar una serie de velocidades hasta la velocidad máxima nominal.

NOTA – Se recomienda que cada proyecto concreto especifique una velocidad máxima nominal de circulación en el emplazamiento incrementada para tener en cuenta posibles modificaciones de la infraestructura y el material rodante futuro.

## 6.5 Fuerzas horizontales – valores característicos

### 6.5.1 Fuerzas centrífugas

- (1)P Cuando la vía en un puente tiene trazado curvo en toda o en una parte de su longitud, deben tenerse en cuenta la fuerza centrífuga y el peralte de la vía.
- (2) Las fuerzas centrífugas deberían considerarse actuando hacia el exterior en dirección horizontal a una altura de 1,80 m por encima de la superficie de rodadura (véase la figura 1.1). Para algunos tipos de tráfico, como por ejemplo con doble altura de contenedores, se debería especificar un valor más elevado de  $h_t$ .

NOTA – El anexo nacional o cada proyecto concreto pueden especificar un valor incrementado de  $h_t$ .

- (3)P La fuerza centrífuga debe combinarse siempre con la carga vertical de tráfico. La fuerza centrífuga no debe multiplicarse por el coeficiente dinámico  $\Phi_2$  o  $\Phi_3$ .

NOTA – Cuando se consideren los efectos verticales de la fuerza centrífuga, el efecto vertical de la carga que origina la fuerza centrífuga con la reducción debida al peralte, se mayorará por el coeficiente dinámico correspondiente.

- (4)P El valor característico de la fuerza centrífuga debe calcularse de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times Q_{vk}) \quad (6.17)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}) \quad (6.18)$$

donde

$Q_{tk}, q_{tk}$  Valores característicos de las fuerzas centrífugas [kN, kN/m].

$Q_{vk}, q_{vk}$  Valores característicos de las cargas verticales especificadas en el apartado 6.3, (excluyendo cualquier mayoración por efectos dinámicos), para los modelos de carga 71, SW/0, SW/2 y “tren sin carga”. Para el modelo de carga HSLM, el valor característico de la fuerza centrífuga debería determinarse empleando el modelo de carga 71.

$f$  Coeficiente de reducción, (definido más adelante).

$v$  Velocidad máxima de acuerdo con el punto (5) del apartado 6.5.1 [m/s].

$V$  Velocidad máxima de acuerdo con el punto (5) del apartado 6.5.1 [km/h].

$g$  Aceleración de la gravedad [9,81 m/s<sup>2</sup>].

$r$  Radio de curvatura [m].

En el caso de una curva de radio variable, se puede tomar para  $r$  el valor medio más adecuado.

- (5)P Los cálculos deben estar basados en la velocidad máxima de circulación. En el caso del modelo de carga SW/2 es posible considerar una velocidad máxima alternativa.

NOTA 1 – Cada proyecto concreto puede especificar estos requisitos.

NOTA 2 – Para el modelo de carga SW/2 puede utilizarse una velocidad máxima de 80 km/h.

NOTA 3 – Se recomienda que cada proyecto concreto especifique una velocidad máxima de circulación para el emplazamiento incrementada que tenga en cuenta posibles modificaciones de la infraestructura y del material rodante futuro.

- (6)P Adicionalmente, en puentes situados en curva, la hipótesis de carga especificada en el apartado 6.3.2 y, si es aplicable, en el apartado 6.3.3, se debe considerar sin fuerza centrífuga.
- (7) Para el modelo de carga 71 (y cuando sea necesario para el modelo de carga SW/0) y para una velocidad máxima de circulación superior a 120 km/h, se deberían considerar las siguientes hipótesis de carga:
- El modelo de carga 71 (y cuando sea necesario el modelo de carga SW/0) con su coeficiente dinámico y la fuerza centrífuga para  $V = 120$  km/h, de acuerdo con las ecuaciones 6.17 y 6.18 con  $f = 1$ .
  - El modelo de carga 71 (y cuando sea necesario el modelo de carga SW/0) con su coeficiente dinámico y la fuerza centrífuga de acuerdo con las ecuaciones 6.17 y 6.18 para la velocidad máxima especificada  $V$ , con el valor del coeficiente de reducción  $f$  dado en el punto (8) del apartado 6.5.1.
- (8) Para el modelo de carga 71 (y cuando sea necesario para el modelo de carga SW/0) el coeficiente de reducción  $f$  viene dado por:

$$f = \left[ 1 - \frac{V - 120}{1000} \left( \frac{814}{V} + 1,75 \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (6.19)$$

con un valor mínimo de 0,35, donde:

$L_f$  es la longitud de influencia de la parte cargada de la vía en curva en el puente que sea más desfavorable para el proyecto del elemento estructural que se considere [m].

$V$  Velocidad máxima de acuerdo con el punto (5) del apartado 6.5.1.

$f = 1$  para  $V \leq 120$  km/h o  $L_f \leq 2,88$  m

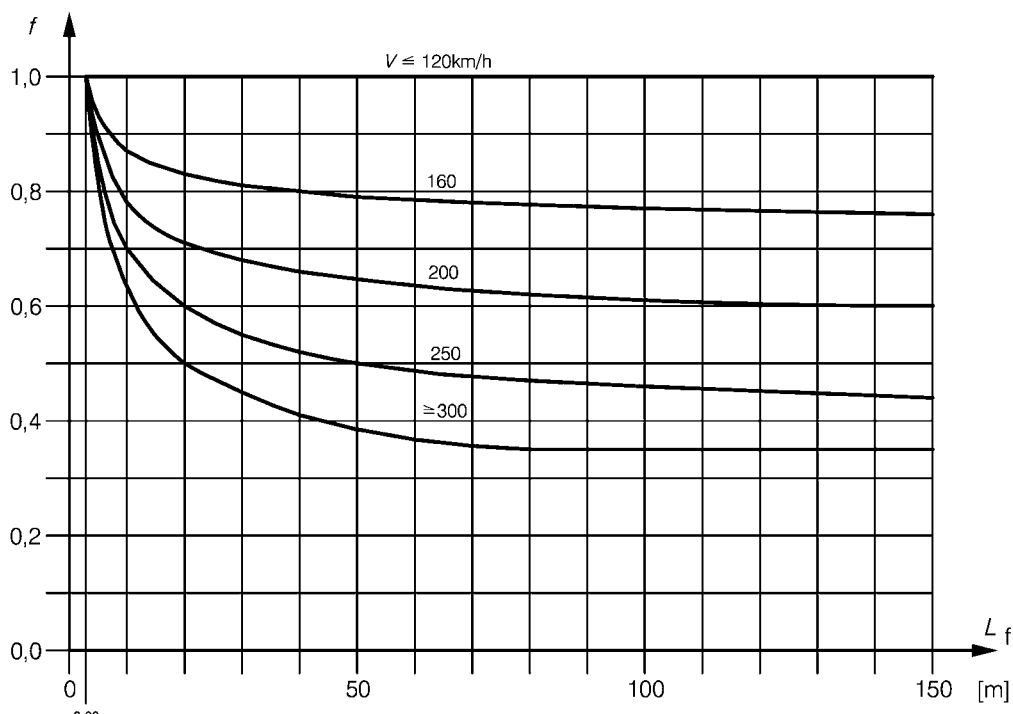
$f < 1$  para  $120 \text{ km/h} < V \leq 300 \text{ km/h}$  )  
(véase la tabla 6.7 o la figura 6.16 o la ecuación 6.19) ) y  $L_f > 2,88$  m

$f_{(V)} = f_{(300)}$  para  $V > 300$  km/h )

Para los modelos de carga SW/2 y “tren sin carga” el valor del coeficiente de reducción  $f$  debería tomarse como 1,0.

**Tabla 6.7**  
**Coefficientes  $f$  para los modelos de carga 71 y SW/0**

$L_f$ [m]	Velocidad máxima de acuerdo con el punto (5) del apartado 6.5.1 [km/h]				
	$\leq 120$	160	200	250	$\geq 300$
$\leq 2,88$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3	1,00	0,99	0,99	0,99	0,98
4	1,00	0,96	0,93	0,90	0,88
5	1,00	0,93	0,89	0,84	0,81
6	1,00	0,92	0,86	0,80	0,75
7	1,00	0,90	0,83	0,77	0,71
8	1,00	0,89	0,81	0,74	0,68
9	1,00	0,88	0,80	0,72	0,65
10	1,00	0,87	0,78	0,70	0,63
12	1,00	0,86	0,76	0,67	0,59
15	1,00	0,85	0,74	0,63	0,55
20	1,00	0,83	0,71	0,60	0,50
30	1,00	0,81	0,68	0,55	0,45
40	1,00	0,80	0,66	0,52	0,41
50	1,00	0,79	0,65	0,50	0,39
60	1,00	0,79	0,64	0,49	0,37
70	1,00	0,78	0,63	0,48	0,36
80	1,00	0,78	0,62	0,47	0,35
90	1,00	0,78	0,62	0,47	0,35
100	1,00	0,77	0,61	0,46	0,35
$\geq 150$	1,00	0,76	0,60	0,44	0,35



**Fig. 6.16 – Coeficientes  $f$  para los modelos de carga 71 y SW/0**

- (9) Para los modelos de carga 71 y SW/0 las fuerzas centrífugas deberían determinarse a partir de las ecuaciones 6.17 y 6.18, utilizando cargas verticales clasificadas (véase el punto (3) del apartado 6.3.2), de acuerdo con las hipótesis de carga dadas en la tabla 6.8:

**Tabla 6.8**  
**Hipótesis de carga para la fuerza centrífuga correspondientes**  
**a los valores de  $\alpha$  y de la velocidad máxima de circulación**

Valor de $\alpha$	Velocidad máxima de circulación [km/h]	Fuerza centrífuga basada en: <sup>d</sup>				Acción vertical del tráfico asociado, basada en: <sup>a</sup>
		V [km/h]	$\alpha$	$f$		
$\alpha < 1$	> 120	V	1 <sup>c</sup>	$f$	1 <sup>c</sup> x $f$ x (LM71''+"SW/0) para el caso b del punto (7) del apartado 6.5.1	$\Phi$ x $\alpha$ x 1 x (LM71''+"SW/0)
		120	$\alpha$	1	$\alpha$ x 1 x (LM71''+"SW/0) para el caso a del punto (7) del apartado 6.5.1	$\Phi$ x $\alpha$ x 1 x (LM71''+"SW/0)
		0	—	—	—	
	≤ 120	V	$\alpha$	1	$\alpha$ x 1 x (LM71''+"SW/0)	
		0	—	—	—	
$\alpha = 1$	> 120	V	1	$f$	1 x $f$ x (LM71''+"SW/0) para el caso b del punto (7) del apartado 6.5.1	$\Phi$ x 1 x 1 x (LM71''+"SW/0)
		120	1	1	1 x 1 x (LM71''+"SW/0) para el caso a del punto (7) del apartado 6.5.1	$\Phi$ x 1 x 1 x (LM71''+"SW/0)
		0	—	—	—	
	≤ 120	V	1	1	1 x 1 x (LM71''+"SW/0)	
		0	—	—	—	
$\alpha > 1$	> 120 <sup>b</sup>	V	1	$f$	1 x $f$ x (LM71''+"SW/0) para el caso b del punto (7) del apartado 6.5.1	$\Phi$ x 1 x 1 x (LM71''+"SW/0)
		120	$\alpha$	1	$\alpha$ x 1 x (LM71''+"SW/0) para el caso a del punto (7) del apartado 6.5.1	$\Phi$ x $\alpha$ x 1 x (LM71''+"SW/0)
		0	—	—	—	
	≤ 120	V	$\alpha$	1	$\alpha$ x 1 x (LM71''+"SW/0)	
		0	—	—	—	

<sup>a</sup> 0,5 x (LM71''+"SW/0) en lugar de (LM71''+"SW/0) cuando las acciones verticales del tráfico sean favorables.

<sup>b</sup> Válido para tráfico pesado de mercancías limitado a una velocidad máxima de 120 km/h.

<sup>c</sup>  $\alpha = 1$  para evitar reducir dos veces la masa del tren con  $f$ .

<sup>d</sup> Véase el punto (3) del apartado 6.5.1 referente a los efectos verticales de la fuerza centrífuga. El efecto vertical de carga de la fuerza centrífuga con la reducción debida al peralte debería mayorarse con el coeficiente dinámico correspondiente. Cuando se determina el efecto vertical de la fuerza centrífuga, el coeficiente  $f$  se debe incluir tal y como se muestra anteriormente.

donde

- $V$  Velocidad máxima de acuerdo con el punto (5) del apartado 6.5.1 [km/h].
- $f$  Coeficiente de reducción de acuerdo con el punto (8) del apartado 6.5.1.
- $\alpha$  Coeficiente para cargas verticales clasificadas de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2.

LM71”+”SW/0 Modelo de carga 71 y, si es necesario, modelo de carga SW/0 para puentes continuos.

- (10) Los criterios de los puntos (5), (7) y (9) del apartado 6.5.1 no son válidos para tráfico pesado de mercancías con una velocidad máxima permitida para los vehículos que supere los 120 km/h. Se deberían especificar requisitos adicionales para tráfico pesado de mercancías con una velocidad que exceda los 120 km/h.

NOTA – Cada proyecto concreto puede especificar los requisitos adicionales.

### 6.5.2 Fuerza de lazo

- (1)P La fuerza de lazo se debe considerar como una fuerza puntual actuando horizontalmente, en la parte superior de los carriles, perpendicular al eje de la vía. Debe aplicarse tanto en los tramos curvos como en los tramos rectos.
- (2)P El valor característico de la fuerza de lazo debe tomarse como  $Q_{sk} = 100$  kN. No debe multiplicarse por el coeficiente  $\Phi$  (véase el apartado 6.4.5) ni por el coeficiente  $f$  del punto (4) del apartado 6.5.1.
- (3) El valor característico de la fuerza de lazo del punto (2) del apartado 6.5.2 debería multiplicarse por el coeficiente  $\alpha$  de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2, para valores de  $\alpha \geq 1$ .
- (4)P La fuerza de lazo debe combinarse siempre con la carga vertical de tráfico.

### 6.5.3 Acciones debidas al arranque y al frenado

- (1)P Las fuerzas de arranque y frenado actúan en la parte superior de los carriles en la dirección longitudinal de la vía. Se deben considerar como fuerzas uniformemente distribuidas en la longitud de influencia  $L_{a,b}$  correspondiente a los efectos de arranque y frenado para el elemento estructural considerado. La dirección de las fuerzas de arranque y frenado deberá tener en cuenta el(los) sentido(s) de circulación permitido(s) en cada vía.
- (2)P Deberán tomarse los siguientes valores característicos de las fuerzas de arranque y frenado:

$$\begin{aligned} \text{Fuerza de arranque:} \quad Q_{lak} &= 33 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1\,000 \text{ [kN]} \\ &\text{para los modelos de carga 71,} \\ &\text{SW/0, SW/2 y HSLM} \end{aligned} \quad (6.20)$$

$$\begin{aligned} \text{Fuerza de frenado:} \quad Q_{lbk} &= 20 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6\,000 \text{ [kN]} \\ &\text{para los modelos de carga 71,} \\ &\text{SW/0 y HSLM} \end{aligned} \quad (6.21)$$

$$\begin{aligned} Q_{lbk} &= 35 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \\ &\text{para el modelo de carga SW/2} \end{aligned} \quad (6.22)$$

Los valores característicos de las fuerzas de arranque y frenado no deben multiplicarse por el coeficiente  $\Phi$  (véase el apartado 6.4.5.2) ni por el coeficiente  $f$  del punto (6) del apartado 6.5.1.

NOTA 1 – Para los modelos de carga SW/0 y SW/2 las fuerzas de arranque y frenado sólo necesitan aplicarse en aquellas partes de la estructura que estén cargadas de acuerdo con lo establecido en la figura 6.2 y en la tabla 6.1.

NOTA 2 – El arranque y el frenado pueden despreciarse en el modelo de carga del “tren sin carga”.

- (3) Estos valores característicos son aplicables a todos los tipos de construcción de vías, por ejemplo, barra larga soldada y vías con juntas, con o sin sistemas de dilatación.
- (4) Las fuerzas de arranque y frenado definidas anteriormente para los modelos de carga 71 y SW/0 deberían multiplicarse por el coeficiente  $\alpha$  de acuerdo con los requisitos del punto (3) del apartado 6.3.2.
- (5) Para longitudes cargadas de más de 300 m se deberían especificar requisitos adicionales para tener en cuenta los efectos del frenado.

NOTA – El anexo nacional o cada proyecto concreto pueden especificar los requisitos adicionales.

- (6) Para líneas que soporten tráfico especial (por ejemplo, restringidas al tráfico de pasajeros a alta velocidad), las fuerzas de arranque y frenado pueden tomarse igual al 25% de la suma de las cargas de los ejes (tren real) actuando en la longitud de influencia del efecto de la acción para el elemento estructural considerado, con un valor máximo de 1 000 kN para  $Q_{lak}$  y 6 000 kN para  $Q_{lbk}$ . Pueden definirse líneas que soporten un tráfico especial, y detalles de cargas asociados.

NOTA 1 – Cada proyecto concreto puede especificar los requisitos necesarios.

NOTA 2 – Cuando un proyecto concreto especifique una fuerza reducida de arranque o frenado de acuerdo con lo anterior, la carga especificada debería tener en cuenta otros tráficos que tengan permitido el uso de la línea, por ejemplo, los trenes para el mantenimiento de la vía, etc.

- (7)P Las fuerzas de arranque y frenado deben combinarse con las cargas verticales concomitantes.
- (8) Cuando la vía sea continua en uno o en ambos extremos del puente, sólo se transmite una parte de la fuerza de arranque o frenado a través del tablero a los apoyos; el resto de la fuerza se transmite a través de la vía y se resiste por detrás de los estribos. La fracción de fuerza transmitida a través del tablero a los apoyos debería determinarse teniendo en cuenta la interacción vía-estructura de acuerdo con el apartado 6.5.4.
- (9)P En el caso de un puente que soporte dos o más vías, las fuerzas de frenado en una vía se deben considerar conjuntamente con las fuerzas de arranque en la otra vía.

Cuando dos o más vías tienen el mismo sentido de circulación se deben tener en cuenta las fuerzas de arranque o de frenado actuando en dos vías.

NOTA – En puentes que soporten dos o más vías con el mismo sentido de circulación, el anexo nacional puede especificar requisitos alternativos para la aplicación de las fuerzas de arranque y frenado.

#### 6.5.4 Interacción vía-estructura ante acciones variables

##### 6.5.4.1 Principios generales

- (1) Cuando los carriles son continuos y pasan sobre discontinuidades en el apoyo de la vía (por ejemplo, entre la estructura de un puente y un terraplén), la estructura del puente (tablero, apoyos y subestructura) y la vía (carriles, balasto, etc.) resisten conjuntamente las acciones longitudinales debidas al arranque o al frenado. Las acciones longitudinales son transmitidas en parte por los carriles al terraplén por detrás del estribo y en parte por los apoyos del puente y la subestructura hacia la cimentación.

NOTA – Las referencias al terraplén que se hacen a lo largo del apartado 6.5.4 pueden considerarse también como referencias a los elementos que integran la vía o al terreno situado bajo la vía en los accesos al puente, tanto si la vía está sobre un terraplén, como a nivel del suelo o en un desmonte.

- (2) Cuando los carriles continuos coaccionan el libre movimiento del tablero del puente, las deformaciones del tablero (por ejemplo, debidas a las variaciones térmicas, cargas verticales, retracción y fluencia) producen fuerzas longitudinales en los carriles y en los apoyos fijos del puente.
- (3)P Los efectos resultantes de la interacción vía-estructura ante las acciones variables deben tenerse en cuenta para el proyecto de la superestructura del puente, de los apoyos fijos y de la subestructura y para comprobar los efectos de la carga en los carriles.



(4) Los requisitos del apartado 6.5.4 son válidos para vías normales sobre balasto.

(5) Los requisitos para vías sin balasto deberían especificarse.

NOTA – Los requisitos para vías sin balasto pueden especificarse en el anexo nacional o en cada proyecto concreto.

#### 6.5.4.2 Parámetros que afectan a la interacción vía-estructura

(1)P Los parámetros siguientes influyen en la interacción vía-estructura y deben tenerse en cuenta en el análisis:

a) Configuración de la estructura:

- viga simplemente apoyada, vigas continuas o series de vigas;
- número de tableros individuales y longitud de cada tablero;
- número de vanos y longitud de cada vano;
- posición de los apoyos fijos;
- posición del punto fijo de referencia para acciones térmicas;
- longitud de dilatación  $L_T$  entre el punto fijo de referencia para acciones térmicas y el extremo del tablero.

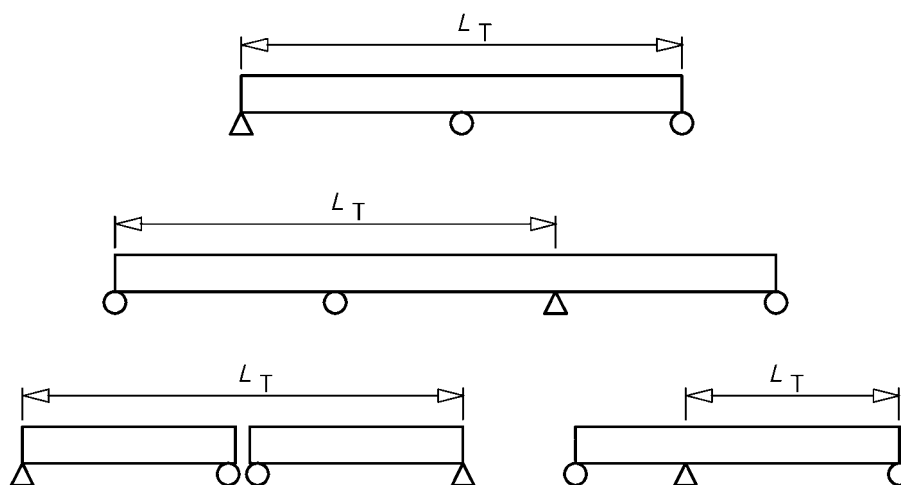


Fig. 6.17 – Ejemplos de longitud de dilatación  $L_T$

b) Configuración de la vía:

- sistemas de vía con o sin balasto;
- distancia vertical entre la cara superior del tablero y la fibra neutra de los carriles;
- ubicación de los sistemas de dilatación.

NOTA – Cada proyecto concreto puede especificar requisitos relativos a la ubicación de los sistemas de dilatación, teniendo en cuenta los aspectos necesarios para garantizar que tales sistemas son efectivos a la vez que se asegura que no resultan afectados negativamente por la flexión en el carril debida a la proximidad del extremo del tablero del puente, etc.

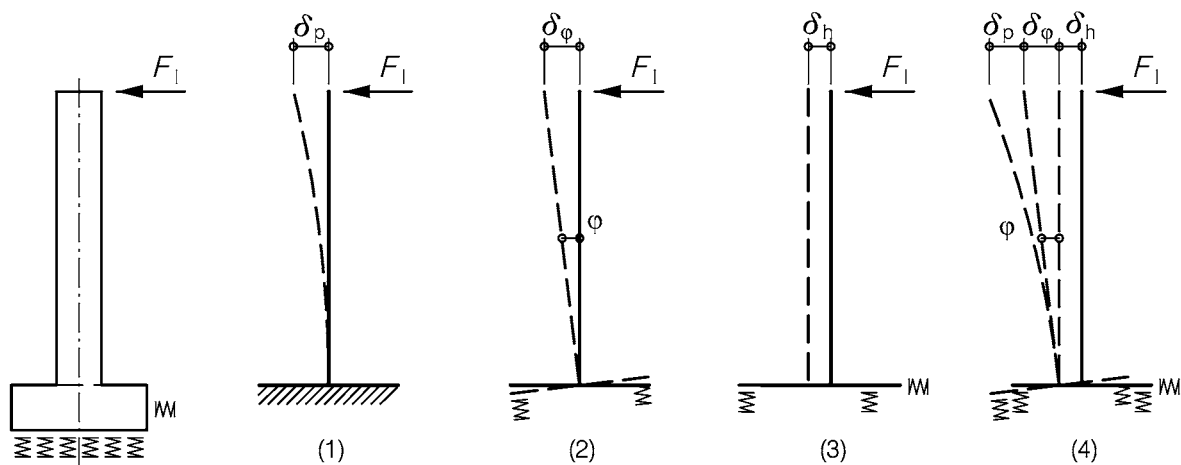
c) Propiedades de la estructura:

- rigidez vertical del tablero;
- distancia vertical entre la fibra neutra del tablero y la cara superior del mismo;
- distancia vertical entre la fibra neutra del tablero y el eje de giro del apoyo;
- una configuración estructural de los apoyos que provoque un desplazamiento longitudinal del extremo del tablero a partir de un giro del mismo;
- rigidez longitudinal de la estructura, definida como la rigidez total que puede ser movilizada por la subestructura frente a las acciones en la dirección longitudinal de las vías, teniendo en cuenta la rigidez de los apoyos, subestructura y cimentación.

Por ejemplo, la rigidez longitudinal total de una pila simple viene dada por:

$$K = \frac{F_l}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)} \quad (6.23)$$

para el caso representado a continuación como ejemplo.



#### Leyenda

- (1) Flexión de la pila
- (2) Giro de la cimentación
- (3) Desplazamiento de la cimentación
- (4) Desplazamiento total de la cabeza de la pila

Fig. 6.18 – Ejemplo de cálculo de la rigidez longitudinal equivalente en los apoyos

d) Propiedades de la vía:

- rigidez longitudinal del carril;
- resistencia de la vía o de los carriles ante los desplazamientos longitudinales, considerando;
- la resistencia frente al desplazamiento de la vía (carriles y traviesas) en el balasto relativo a la cara inferior del balasto;
- la resistencia frente al desplazamiento de los carriles con respecto a sus sujeciones y apoyos, por ejemplo, con balasto congelado o con carriles con sujeción directa;

donde la resistencia frente al desplazamiento es la fuerza por unidad de longitud de vía que se opone al desplazamiento en función del desplazamiento relativo entre el carril y el tablero o terraplén de soporte.

#### 6.5.4.3 Acciones a considerar

(1)P Se deben tener en cuenta las siguientes acciones:

- Fuerzas de arranque y frenado definidas en el apartado 6.5.3.
- Efectos térmicos en el sistema combinado vía-estructura.
- Cargas verticales clasificadas de tráfico (incluyendo los modelos SW/0 y SW/2 cuando sea necesario). Los efectos dinámicos asociados pueden despreciarse.

NOTA – La respuesta combinada de la estructura y la vía al “tren sin carga” y al modelo de carga HSLM puede despreciarse.

- Cuando proceda, deben tenerse en cuenta otras acciones, tales como retracción, fluencia, gradiente térmico, etc. para la determinación del giro y del desplazamiento longitudinal asociado del extremo de los tableros.

(2) Las variaciones de temperatura en el puente deberían considerarse como  $\Delta T_N$  (véase la Norma EN 1991-1-5), con  $\gamma$  y  $\Psi$  iguales a 1,0.

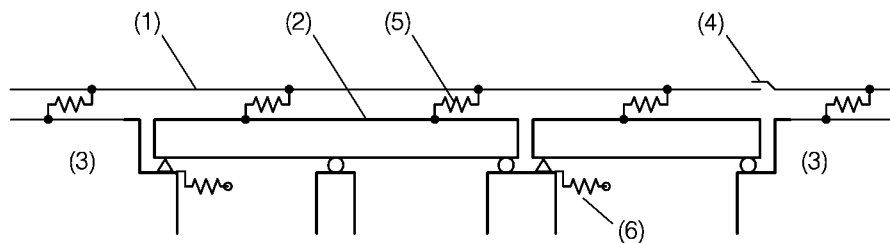
NOTA 1 – El anexo nacional puede especificar valores alternativos para  $\Delta T_N$ . Se recomiendan los valores dados en la Norma EN 1991-1-5.

NOTA 2 – Para cálculos simplificados se puede considerar una variación de la temperatura de la superestructura de  $\Delta T_N = \pm 35$  Kelvin. Se pueden especificar otros valores en el anexo nacional o en cada proyecto concreto.

(3) Cuando se determina la interacción vía-estructura frente a las fuerzas de arranque y frenado, dichas fuerzas no deberían aplicarse en el terraplén adyacente a menos que se realice un análisis completo considerando la llegada, el paso y la salida del tráfico ferroviario del puente en los terraplenes adyacentes para evaluar los efectos de carga más desfavorables.

#### 6.5.4.4 Modelización y cálculo del sistema combinado vía-estructura

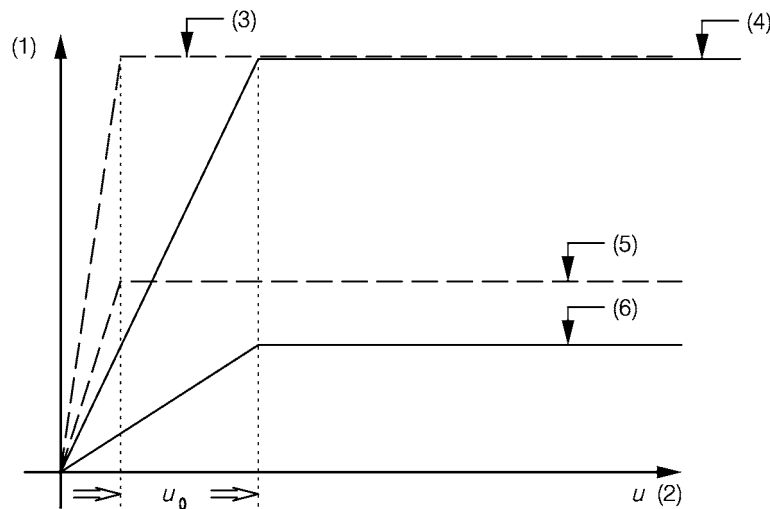
(1) Para determinar los efectos de la carga en el sistema combinado vía-estructura se puede utilizar un modelo basado en la figura 6.19.

**Leyenda**

- (1) Vía
- (2) Superestructura (se muestran un tablero simple que comprende dos vanos y un tablero simple con un solo vano)
- (3) Terraplén
- (4) Aparato de dilatación del carril (si lo hay)
- (5) Muelles longitudinales no lineales que reproducen el comportamiento longitudinal carga/desplazamiento de la vía
- (6) Muelles longitudinales que reproducen la rigidez longitudinal  $K$  de un apoyo fijo del tablero, teniendo en cuenta las rigideces de la cimentación, pilas y apoyos, etc.

**Fig. 6.19 – Ejemplo de un modelo de sistema vía/estructura**

- (2) El comportamiento longitudinal carga/desplazamiento de la vía o de los apoyos del carril puede representarse con la relación mostrada en la figura 6.20, con una fase inicial de resistencia tangencial elástica [kN/mm de desplazamiento por metro de vía] y una fase posterior de resistencia tangencial plástica  $k$  [kN/m de vía]

**Leyenda**

- (1) Fuerza longitudinal cortante en la vía por unidad de longitud.
- (2) Desplazamiento del carril relativo a la cara superior del tablero
- (3) Resistencia del carril en las traviesas (vía cargada)  
(balasto congelado o vía sin balasto con sujeciones convencionales)
- (4) Resistencia de la traviesa en el balasto (vía cargada)
- (5) Resistencia del carril en las traviesas (vía sin carga)  
(balasto congelado o vía sin balasto con sujeciones convencionales)
- (6) Resistencia de la traviesa en el balasto (vía sin carga).

**Fig. 6.20 – Variación de la fuerza cortante longitudinal en función del desplazamiento longitudinal de la vía, para vía única**

NOTA 1 – Los valores de la resistencia longitudinal utilizados para el análisis de la rigidez del sistema carril/balasto/puente pueden establecerse en el anexo nacional o pueden aprobarse por la autoridad competente especificada en el anexo nacional.

NOTA 2 – El comportamiento descrito en la figura 6.20 es válido para la mayoría de los casos (excepto para carriles embebidos sin sujeciones convencionales, etc.).

- (3)P Cuando se prevea que las características de la vía puedan cambiar en el futuro, esta posibilidad se debe tener en cuenta en los cálculos de acuerdo con los requisitos especificados.

NOTA – Cada proyecto concreto puede especificar estos requisitos.

- (4)P Para el cálculo de la reacción longitudinal total en el apoyo  $F_L$  y con el fin de comparar la tensión global equivalente en el carril con los valores admisibles, el efecto global se debe calcular como se indica a continuación:

$$F_L = \sum \psi_{0i} F_{li} \quad (6.24)$$

donde

$F_{li}$  la reacción longitudinal individual en el apoyo, correspondiente a la acción  $i$ ;

$\psi_{0i}$  se deben utilizar los coeficientes de combinación definidos en el anexo A.2 de la Norma EN 1990 para el cálculo de los efectos de carga en la superestructura, apoyos y subestructuras;

$\psi_{0i}$  para el cálculo de las tensiones en el carril,  $\psi_{0i}$  debe ser igual a 1,0.

- (5) Cuando se determina el efecto de cada acción se debería tener en cuenta el comportamiento no lineal de la rigidez de la vía que se muestra en la figura 6.20.
- (6) Las fuerzas longitudinales en los carriles y apoyos, resultantes de cada acción, pueden combinarse utilizando superposición lineal.

#### 6.5.4.5 Criterios de proyecto

NOTA – El anexo nacional puede especificar requisitos alternativos.

##### 6.5.4.5.1 Vía

- (1) Para carriles situados sobre un puente y sobre el estribo adyacente, las tensiones adicionales admisibles en el carril debidas a la interacción vía-estructura ante acciones variables, deberían limitarse a los siguientes valores de cálculo:

- Compresión: 72 N/mm<sup>2</sup>;
- Tracción: 92 N/mm<sup>2</sup>.

- (2) Los límites para las tensiones en el carril dados en el punto (1) del apartado 6.5.4.5.1 son válidos para vías que cumplan lo siguiente:
- Carril UIC 60 con una resistencia a tracción de al menos 900 N/mm<sup>2</sup>;
  - Vía recta o con radio  $r \geq 1\,500$  m.

NOTA – Para vías sobre balasto con coacciones laterales adicionales a la vía, y para vías con sujeción directa, el valor mínimo del radio puede reducirse con la autorización de las autoridades competentes y especificadas en el anexo nacional.

- para vías sobre balasto con traviesas pesadas de hormigón con una separación máxima de 65 cm o para una configuración equivalente de la vía;
- para vías sobre balasto con al menos 30 cm de balasto compactado bajo las traviesas.

Cuando los criterios definidos anteriormente no se satisfagan, se deberían realizar estudios especiales o tomar medidas adicionales.

NOTA – Para otras normas de construcción de la vía (en concreto las que se refieran a la resistencia lateral) y otros tipos de carriles, se recomienda que los valores máximos admisibles de las tensiones adicionales en el carril sean especificados en el anexo nacional o en cada proyecto concreto.

#### 6.5.4.5.2 Valores límite para la deformación de la estructura

(1)P El desplazamiento  $\delta_b$  [mm] debido a las fuerzas de arranque y frenado no debe exceder los siguientes valores:

- 5 mm para carriles continuos soldados sin aparatos de dilatación o con aparatos de dilatación en un extremo del tablero;
- 30 mm para carriles con aparatos de dilatación en ambos extremos del tablero, cuando el balasto tiene continuidad en los extremos del tablero;
- sólo deben permitirse movimientos que superen los 30 mm cuando se disponga el balasto con una discontinuidad que permita su desplazamiento y existan aparatos de dilatación en el carril.

siendo  $\delta_b$  [mm]:

- el desplazamiento longitudinal relativo entre el extremo de un tablero y el estribo adyacente o;
- el desplazamiento longitudinal relativo entre dos tableros consecutivos.

(2)P Para las acciones verticales de tráfico (hasta dos vías cargadas con el modelo de carga LM71 y, si es necesario, el modelo SW/0)  $\delta_H$  [mm] no debe exceder los siguientes valores:

- 8 mm cuando se tiene en cuenta la interacción vía-estructura (válido cuando no se disponen o sólo hay un aparato de dilatación por tablero);
- 10 mm cuando se desprecia la interacción vía-estructura.

siendo  $\delta_H$  [mm]:

- el desplazamiento longitudinal de la cara superior del extremo de la plataforma, debido a su deformación.

NOTA – Cuando se superan, o bien las tensiones adicionales admisibles en el carril definidas en el punto (1) del apartado 6.5.4.5.1 o bien el desplazamiento longitudinal del tablero definido en los puntos (1) y (2) del apartado 6.5.4.5.2, es necesario cambiar la estructura o disponer aparatos de dilatación.

(3)P El desplazamiento vertical de la cara superior del tablero relativo a una estructura adyacente (un estribo u otro tablero)  $\delta_v$  [mm] debido a las acciones variables, no debe exceder los siguientes valores:

- 3 mm para una velocidad máxima de circulación de hasta 160 km/h;
- 2 mm para una velocidad máxima de circulación superior a 160 km/h.

(4)P Para carriles con sujeción directa, las fuerzas de arrancamiento (bajo cargas verticales de tráfico) en los apoyos del carril y en los sistemas de sujeción, deben ser comprobadas frente el estado límite correspondiente a las características de funcionamiento (incluyendo fatiga) de los apoyos del carril y de los sistemas de sujeción.

#### 6.5.4.6 Métodos de cálculo

NOTA – En el anexo nacional o en cada proyecto concreto se pueden especificar métodos de cálculo alternativos.

- (1) Los siguientes métodos de cálculo permiten comprobar la respuesta combinada vía-estructura frente a los criterios de proyecto dados en el apartado 6.5.4.5. Los criterios de proyecto para tableros con balasto pueden resumirse de la forma siguiente:
  - a) El desplazamiento longitudinal relativo en el extremo del tablero se separa en dos componentes para permitir su comparación con los valores admisibles:  $\delta_B$  debido a las fuerzas de arranque y frenado, y  $\delta_H$  debido a la deformación vertical de la plataforma.
  - b) Tensiones máximas adicionales en los carriles.
  - c) Desplazamiento vertical máximo relativo en el extremo del tablero,  $\delta_V$ .

Para tableros con sujeción directa se requiere una comprobación adicional de las fuerzas de arrancamiento de acuerdo con el punto (4) del apartado 6.5.4.5.2.

- (2) En el apartado 6.5.4.6.1 se proporciona un método simplificado para estimar la respuesta combinada ante acciones variables de una estructura simplemente apoyada o continua formada por un tablero simple de puente y la vía, para estructuras con una longitud de dilatación  $L_T$  de hasta 40 m.
- (3) Para las estructuras que no satisfagan los requisitos del apartado 6.5.4.6.1, en el anexo G se proporciona un método que permite determinar la interacción vía-estructura ante acciones variables para:
  - una estructura simplemente apoyada o continua con un solo tablero;
  - estructuras formadas por una sucesión de tableros simplemente apoyados;
  - estructuras formadas por una sucesión de tableros continuos monolíticos.
- (4) Como alternativa, para otras configuraciones de vías o de la estructura, se puede realizar un análisis de acuerdo con los requisitos de los apartados 6.5.4.2 a 6.5.4.5.

##### 6.5.4.6.1 Método de cálculo simplificado para un solo tablero

- (1) Para una superestructura constituida por un solo tablero (simplemente apoyado, vanos continuos con un apoyo fijo en un extremo o vanos continuos con un apoyo fijo intermedio), no es necesario comprobar las tensiones en el carril siempre que:
  - la subestructura tenga suficiente rigidez  $K$  para limitar  $\delta_B$ , el desplazamiento longitudinal del tablero debido a las fuerzas de arranque y frenado, a un máximo de 5 mm ante las fuerzas longitudinales, definidas en el punto (2) del apartado 6.5.4.6.1 (clasificadas de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2 cuando sea necesario). Para el cálculo de los desplazamientos, se deberían tener en cuenta la configuración y las propiedades de la estructura definidas en el punto (1) del apartado 6.5.4.2;
  - el desplazamiento longitudinal  $\delta_H$  de la cara superior del tablero en su extremo debido a la deformación del mismo, no exceda 5 mm para las acciones verticales del tráfico;
  - la longitud de dilatación  $L_T$  sea menor de 40 m.

NOTA – En el anexo nacional se pueden especificar criterios alternativos. Se recomiendan los criterios dados en este apartado.

(2) Los límites de validez del método de cálculo del apartado 6.5.4.6.1 son:

- vías que cumplan los requisitos de construcción dados en el punto (2) del apartado 6.5.4.5.1;
- la resistencia tangencial plástica longitudinal  $k$  de la vía es:

vía sin carga:  $k = 20$  a  $40$  kN por metro de vía;

vía con carga:  $k = 60$  kN por metro de vía.

- carga vertical de tráfico:

Modelo de carga 71 (y cuando sea necesario el modelo de carga SW/0) con  $\alpha = 1$  de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2,

Modelo de carga SW/2,

NOTA – El método es válido para valores de  $\alpha$  tales que los efectos de  $\alpha \times \text{LM71}$  sean menores o iguales a los efectos del modelo SW/2.

- acciones debidas al frenado:

Modelo de carga 71 (y cuando sea necesario el modelo de carga SW/0) y modelo de carga HSLM:

$q_{\text{lbk}} = 20$  kN/m,

Modelo de carga SW/2:

$q_{\text{lbk}} = 35$  kN/m.

- acciones debidas al arranque:

$q_{\text{lak}} = 33$  kN/m, limitado a un máximo de  $Q_{\text{lak}} = 1\,000$  kN.

- acciones debidas a la temperatura:

Variación de temperatura  $\Delta T_{\text{D}}$  del tablero:  $\Delta T_{\text{D}} \leq 35$  Kelvin,

Variación de temperatura  $\Delta T_{\text{R}}$  del carril:  $\Delta T_{\text{R}} \leq 50$  Kelvin,

Máxima diferencia de temperatura entre el carril y el tablero:

$$|\Delta T_{\text{D}} - \Delta T_{\text{R}}| \leq 20 \text{ Kelvin} \quad (6.25)$$

(3) Las fuerzas longitudinales debidas al arranque y frenado actuando en los apoyos fijos pueden obtenerse multiplicando dichas fuerzas por el coeficiente de reducción  $\xi$  dado en la tabla 6.9.



**Tabla 6.9**  
**Coefficiente de reducción  $\xi$  para la determinación de las fuerzas longitudinales en los apoyos fijos de tableros monolíticos, debidas al arranque y al frenado**

Longitud total de la estructura [m]	Coefficiente de reducción $\xi$		
	Vía continua	Aparatos de dilatación del carril en un extremo del tablero	Aparatos de dilatación del carril en ambos extremos del tablero
$\leq 40$	0,60	0,70	1,00

NOTA – Para pórticos y marcos se recomienda que el coeficiente de reducción  $\xi$  se tome igual a la unidad. Pueden utilizarse como alternativa el método dado en el anexo G o un análisis de acuerdo con los apartados 6.5.4.2 a 6.5.4.5.

- (4) Las fuerzas características longitudinales  $F_{Tk}$  por vía debidas a la variación de la temperatura actuando en los apoyos fijos (de acuerdo con el apartado 6.5.4.3), pueden obtenerse como se indica a continuación:

- para puentes con carriles soldados continuos en ambos extremos del tablero y apoyos fijos en un extremo del tablero:

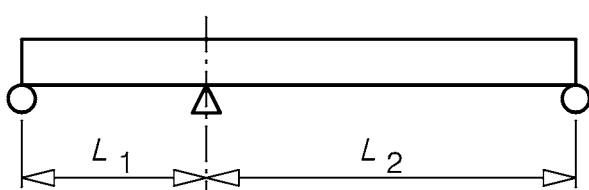
$$F_{Tk} \text{ [kN]} = \pm 0,6 k L_T \quad (6.26)$$

siendo  $k$  [kN/m] la resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía por unidad de longitud de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.5.4.4 para vías sin carga y  $L_T$  [m] la longitud de dilatación de acuerdo con el punto (1) del apartado 6.5.4.1.

- para puentes con carriles soldados continuos en ambos extremos del tablero y apoyos fijos situados a una distancia  $L_1$  de uno de los extremos del tablero y a  $L_2$  del otro extremo:

$$F_{Tk} \text{ [kN]} = \pm 0,6 k (L_2 - L_1) \quad (6.27)$$

siendo  $k$  [kN/m] la resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía por unidad de longitud de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.5.4.4 para vías sin carga y  $L_1$  [m] y  $L_2$  [m] los valores mostrados en la figura 6.21.



N.B. (1) El tablero que corresponde a  $L_1$  o a  $L_2$  puede comprender a uno o más vanos.

**Fig. 6.21 – Tablero con apoyos fijos no situados en un extremo <sup>(1)</sup>**

- para puentes con carriles soldados continuos en el tablero con apoyos fijos y aparatos de dilatación en el extremo libre del tablero:

$$F_{Tk} \text{ [kN]} = \pm 20 L_T, \text{ con la limitación } F_{Tk} \leq 1\,100 \text{ kN} \quad (6.28)$$

siendo  $L_T$  [m] la longitud de dilatación de acuerdo con el punto (1) del apartado 6.5.4.2.

- para tableros de puente con aparatos de dilatación en ambos extremos:

$$F_{Tk} = 0 \quad (6.29)$$

NOTA – Para vías que cumplan el punto (2) del apartado 6.5.4.5.1, los valores de  $k$  pueden obtenerse del punto (3) del capítulo G.2. El anexo nacional puede especificar valores alternativos de  $k$ .

- (5) Los valores característicos de las fuerzas longitudinales debidas a la deformación del tablero, actuando en los apoyos fijos,  $F_{Qk}$ , por vía, pueden obtenerse como se indica a continuación:

- para puentes con carriles soldados continuos en ambos extremos del tablero y apoyos fijos en un extremo del tablero y con aparatos de dilatación en el extremo libre del mismo:

$$F_{Qk} [\text{kN}] = \pm 20 L \quad (6.30)$$

siendo  $L$  [m] la luz del primer vano adyacente al apoyo fijo

- para puentes con aparatos de dilatación en ambos extremos del tablero:

$$F_{Qk} [\text{kN}] = 0 \quad (6.31)$$

- (6) El desplazamiento vertical de la cara superior de un tablero o debido a las acciones variables, relativo a la estructura adyacente (estribo u otro tablero), puede calcularse ignorando la interacción vía-estructura y verificarse frente a los criterios del punto (3) del apartado 6.5.4.5.2.

## 6.6 Acciones aerodinámicas debidas al tráfico ferroviario

### 6.6.1 Generalidades

- (1)P Las acciones aerodinámicas debidas al tráfico ferroviario deben tenerse en cuenta cuando se proyecten estructuras contiguas a las vías del ferrocarril.
- (2) La circulación del tráfico ferroviario somete a cualquier estructura situada en las inmediaciones de la vía a una onda de presiones y succiones alternadas que se desplaza (véanse las figuras 6.22 a 6.25). La magnitud de esta acción depende principalmente de:
- el cuadrado de la velocidad del tren;
  - la forma aerodinámica del tren;
  - la forma de la estructura;
  - la posición de la estructura, en particular, la separación entre el vehículo y la estructura.
- (3) Estas acciones pueden aproximarse mediante cargas equivalentes en la cabeza y en la cola de un tren cuando se realicen comprobaciones de estados límite últimos, de servicio y de fatiga. En los apartados 6.6.2 a 6.6.6 se dan los valores característicos de estas cargas equivalentes.

NOTA – El anexo nacional o cada proyecto concreto puede especificar valores alternativos. Se recomienda utilizar los valores dados en los apartados 6.6.2 a 6.6.6.

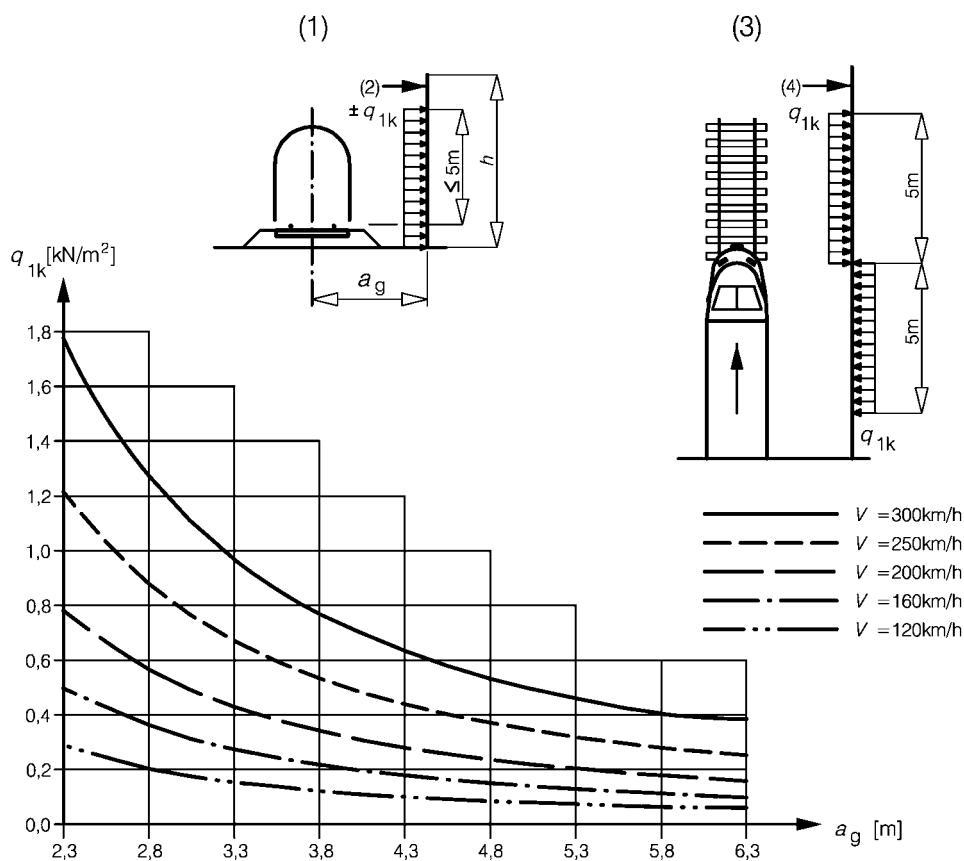
- (4) En los apartados 6.6.2 a 6.6.6 la velocidad máxima de cálculo  $V$  [km/h] debería considerarse como la velocidad máxima en el emplazamiento, excepto en los casos tratados en el punto (6) del apartado A.2.2.4 de la Norma EN 1990.

- (5) En los extremos inicial y final de estructuras contiguas a las vías, las cargas equivalentes dadas en los apartados 6.6.2 a 6.6.6 deberían multiplicarse por un factor de amplificación dinámica de 2,0 en una longitud de 5 m medida en paralelo a las vías a partir de cada uno de los dos extremos de la estructura.

NOTA – En estructuras con una alta sensibilidad dinámica, el factor de amplificación dinámica anterior puede resultar insuficiente y puede ser necesaria su determinación mediante un estudio especial. Este estudio debería tener en cuenta las características dinámicas de la estructura, incluyendo las condiciones de apoyo y otras condiciones de borde, la velocidad del tráfico ferroviario contiguo y los efectos aerodinámicos asociados y la respuesta dinámica de la estructura, incluyendo la velocidad de la onda de deformación inducida en la estructura. Adicionalmente, en las estructuras con una alta sensibilidad dinámica, puede ser necesario considerar un factor de amplificación dinámica en partes de la estructura situadas entre los extremos de la misma.

### 6.6.2 Superficies verticales simples paralelas a la vía (por ejemplo, pantallas antirruido)

- (1) En la figura 6.22 se incluyen los valores característicos de las acciones,  $\pm q_{1k}$ .



#### Leyenda

- (1) Sección transversal  
(2) Superficie de la estructura  
(3) Planta  
(4) Superficie de la estructura

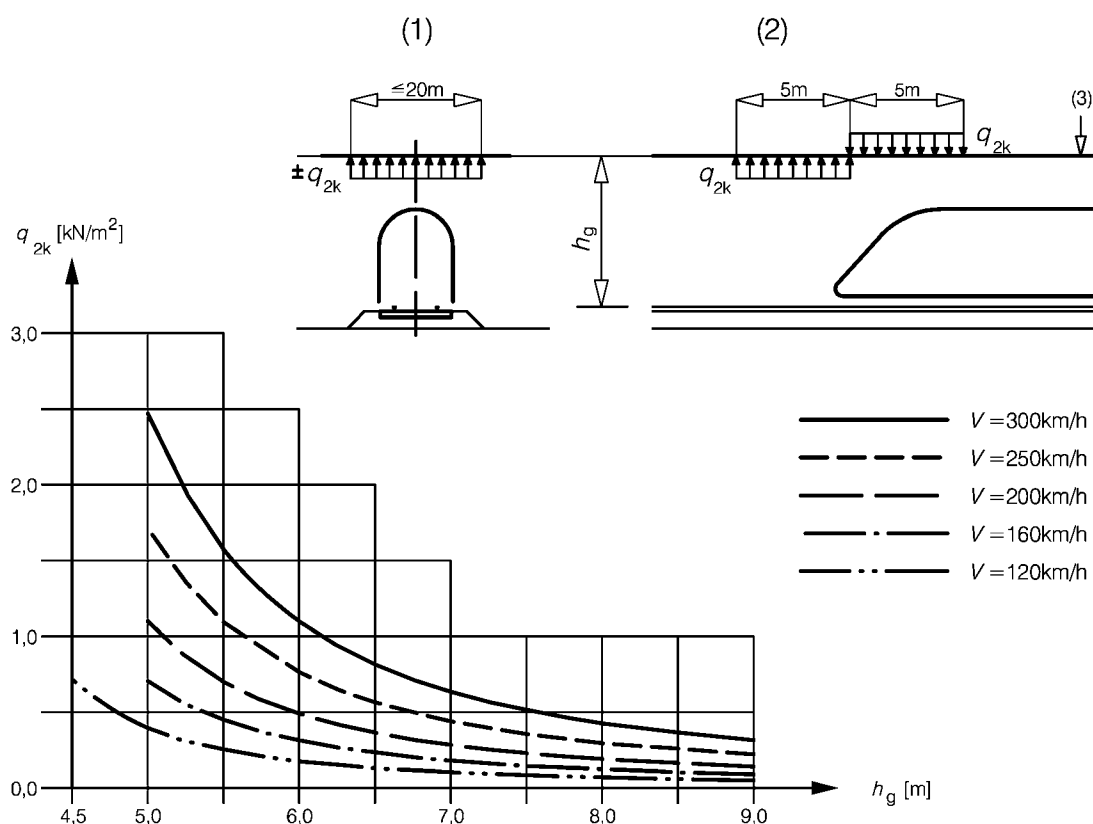
**Fig. 6.22 – Valores característicos de las acciones  $q_{1k}$  sobre superficies verticales simples paralelas a la vía**

- (2) Los valores característicos se aplican a trenes con una forma aerodinámica desfavorable y pueden reducirse de la siguiente manera:
- con un factor  $k_1 = 0,85$  en el caso de trenes con material rodante de contornos redondeados;

- con un factor  $k_1 = 0,6$  en el caso de material rodante aerodinámico (por ejemplo, ETR, ICE, TGV, Eurostar o similares).
- (3) Si se considera una pequeña porción de un muro con una altura  $\leq 1,00$  m y una longitud  $\leq 2,50$  m, como puede ser, por ejemplo, un elemento de una pantalla antirruído, las acciones  $q_{1k}$  deberían incrementarse con un factor  $k_2 = 1,3$ .

### 6.6.3 Superficies horizontales simples situadas sobre la vía (por ejemplo, estructuras de protección aéreas)

- (1) En la figura 6.23 se incluyen los valores característicos de las acciones,  $\pm q_{2k}$ .
- (2) La anchura cargada del elemento estructural que se analiza se extiende hasta 10 m a cada lado del eje de la vía.



#### Leyenda

- (1) Sección transversal
- (2) Alzado
- (3) Cara inferior de la estructura

**Fig. 6.23 – Valores característicos de las acciones  $q_{2k}$  sobre superficies horizontales simples situadas sobre la vía**

- (3) En el caso de trenes circulando en direcciones opuestas, estas acciones deberían sumarse. Únicamente es necesario considerar la carga originada por trenes en dos de las vías.
- (4) Las acciones  $q_{2k}$  pueden reducirse con el factor  $k_1$  definido en el apartado 6.6.2.
- (5) Las acciones que actúan en las franjas extremas de estructuras anchas que crucen sobre la vía pueden multiplicarse por un factor de 0,75 en una extensión de hasta 1,50 m.

#### 6.6.4 Superficies horizontales simples adyacentes a la vía (por ejemplo, marquesinas en los andenes sin muros verticales)

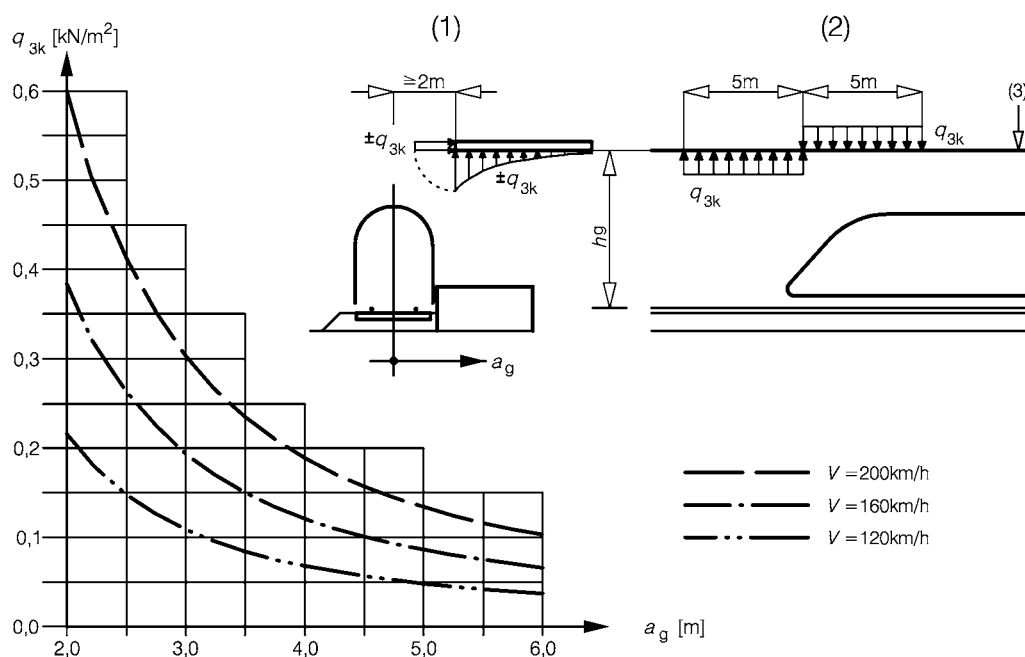
- (1) En la figura 6.24 se incluyen los valores característicos de las acciones,  $\pm q_{3k}$ , que se aplican independientemente de la forma aerodinámica del tren.
- (2) El valor de  $q_{3k}$  debería determinarse en función de la distancia  $a_g$  a la vía más cercana, para cualquier posición a lo largo de la estructura que se proyecta. Si hay vías a ambos lados del elemento estructural considerado, las acciones deberían sumarse.
- (3) Si la distancia  $h_g$  supera los 3,80 m, la acción  $q_{3k}$  puede reducirse mediante un factor  $k_3$ :

$$k_3 = \frac{(7,5 - h_g)}{3,7} \quad \text{para} \quad 3,8 \text{ m} < h_g < 7,5 \text{ m} \quad (6.32)$$

$$k_3 = 0 \quad \text{para} \quad h_g \geq 7,5 \text{ m} \quad (6.33)$$

donde

$h_g$  distancia desde la parte superior del carril a la cara inferior de la estructura.



#### Leyenda

- (1) Sección transversal
- (2) Alzado
- (3) Cara inferior de la estructura

Fig. 6.24 – Valores característicos de las acciones  $q_{3k}$  sobre superficies horizontales simples adyacentes a la vía

### 6.6.5 Estructuras de múltiples caras situadas junto a la vía con superficies verticales y horizontales o inclinadas (por ejemplo, barreras antirruído curvadas, marquesinas en los andenes con muros verticales, etc.)

- (1) Los valores característicos de las acciones,  $\pm q_{4k}$ , tal y como se muestra en la figura 6.25, deberían aplicarse en dirección normal a las superficies consideradas. Las acciones deberían obtenerse a partir de los gráficos de la figura 6.22 considerando como distancia a la vía la menor de:

$$a'_g = 0,6 \text{ mín. } a_g + 0,4 \text{ máx. } a_g \quad \text{o} \quad 6 \text{ m} \quad (6.34)$$

donde las distancias mín.  $a_g$  y máx.  $a_g$  se muestran en la figura 6.25.

- (2) Si máx.  $a_g > 6 \text{ m}$  debería considerarse máx.  $a_g = 6 \text{ m}$ .
- (3) Deberían utilizarse los factores  $k_1$  y  $k_2$  definidos en el apartado 6.6.2.

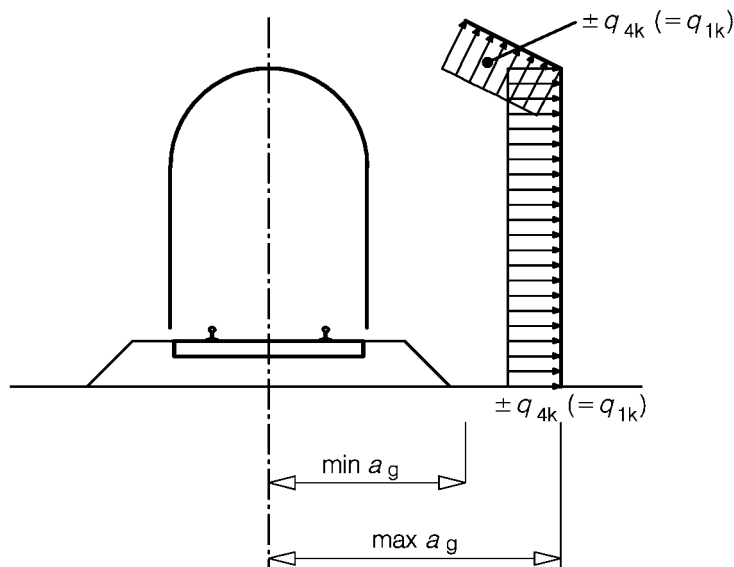


Fig. 6.25 – Definición de las distancias mín.  $a_g$  y máx.  $a_g$  a partir del eje de la vía

### 6.6.6 Superficies que encierran el gálibo de la estructura de la vía en una longitud reducida (de hasta 20 m) (con una superficie horizontal sobre la vía y al menos un muro vertical, por ejemplo andamiajes, estructuras temporales)

- (1) Estas acciones deberían aplicarse independientemente de la forma aerodinámica del tren:

– en toda la altura de las superficies verticales:

$$\pm k_4 q_{1k} \quad (6.35)$$

donde

$q_{1k}$  se determina según el apartado 6.6.2,

$$k_4 = 2$$

- en las superficies horizontales:

$$\pm k_5 q_{2k} \quad (6.36)$$

donde

$q_{2k}$  se determina según el apartado 6.6.3 para una sola vía,

$k_5 = 2,5$  si se encierra una vía,

$k_5 = 3,5$  si se encierran dos vías.

## 6.7 Descarrilamiento y otro tipo de acciones en puentes de ferrocarril

- (1)P Las estructuras ferroviarias deben de ser proyectadas de modo que, en el caso de descarrilamiento, el daño resultante al puente (en particular el colapso de la estructura en su conjunto) se limite al mínimo.

### 6.7.1 Acción de descarrilamiento en puentes de ferrocarril

- (1)P La situación de descarrilamiento en tráfico ferroviario se debe considerar como una situación de proyecto accidental.

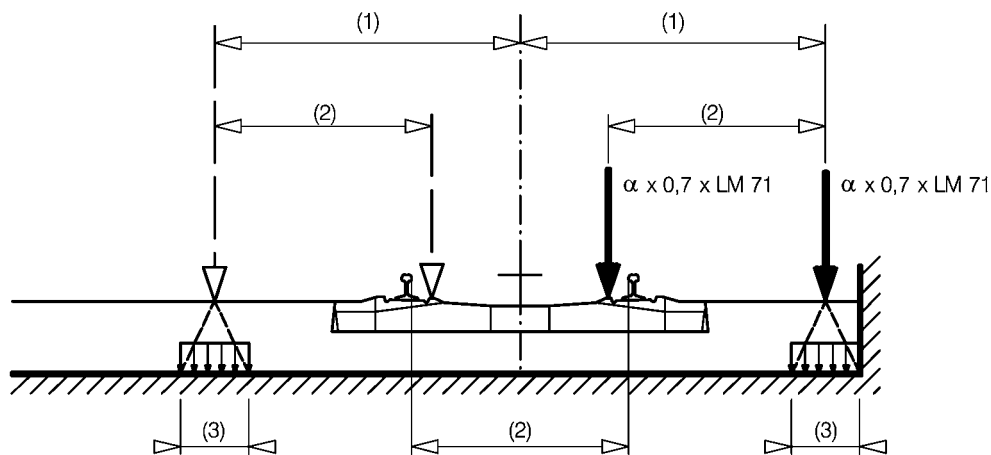
- (2)P Se deberán de considerar dos situaciones de proyecto:

- Situación I: Descarrilamiento de los vehículos, de modo que éstos queden situados en el área de vía restante sobre el tablero del puente con los vehículos retenidos por el carril adyacente o el muro de contención.
- Situación II: Descarrilamiento de los vehículos, de modo que éstos queden situados en el borde del puente y actuando sobre el borde la superestructura (excluyendo elementos no estructurales y pasos para peatones).

NOTA – Se podrán especificar requisitos adicionales en los anexos nacionales y en proyectos particulares.

- (3)P Para la situación I, se debe evitar el colapso de una zona extensa de la estructura. Sin embargo, son tolerables ciertos daños locales. Los elementos de la estructura afectados por esta situación accidental deben ser proyectados para soportar las siguientes acciones de proyecto:

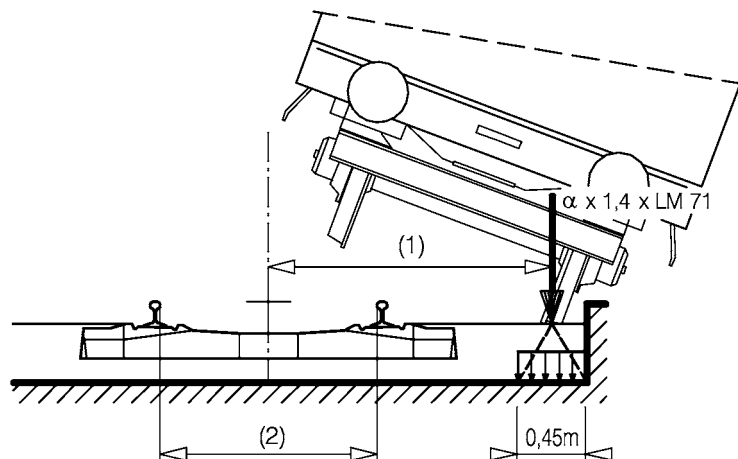
$\alpha \times 1,4 \times LM\ 71$  (ambas cargas puntuales y uniformemente distribuidas  $Q_{A1d}$  y  $q_{A1d}$ ) paralelas a la dirección de la vía en la posición más desfavorable, a una distancia máxima de 1,5 veces el ancho de vía medida a cada lado desde el eje de la vía.

**Leyenda**

- (1) Máx. 1,5 s o menor si es hasta el muro de contención.  
 (2) Ancho de vía s  
 (3) Para puentes con balasto las cargas puntuales se pueden suponer distribuidas en un cuadrado de 450 mm de lado sobre la parte superior del tablero

**Fig. 6.26 – Situación de proyecto I – carga equivalente  $Q_{A1d}$  y  $q_{A1d}$**

- (4)P Para la situación II, el puente no debería colapsar. Para la determinación de la estabilidad de la estructura se debe considerar una longitud máxima de la carga de 20 m de valor  $q_{A2d} = \alpha \times 1,4 \times LM71$ , uniformemente distribuida en una línea vertical y actuando sobre el borde la estructura.

**Leyenda**

- (1) Carga actuante sobre el borde la estructura  
 (2) Ancho de vía s

**Fig. 6.27 – Situación de proyecto II – carga equivalente  $q_{A2d}$**

NOTA – La cargas equivalente anterior debe ser considerada únicamente para comprobar la resistencia última la estabilidad de la estructura. Los elementos estructurales secundarios no necesitan proyectarse para esta carga.



(5)P Las situaciones I y II, se deben considerar de forma independiente. No es necesario considerar combinaciones de ambas.

(6) Para las situaciones I y II se deberían despreciar cualquier otra acción del tráfico ferroviario en la vía sometido a acciones de descarrilamiento.

NOTA – Véase el anexo A.2 de la Norma EN 1990:2002, para los requisitos de aplicación de acciones en otras vías.

(7) No es preciso aplicar coeficientes dinámicos a las cargas de cálculo de los puntos (3) y (4) del apartado 6.7.1.

(8)P En los elementos estructurales situados bajo el nivel de los carriles, las medidas para minorar las consecuencias del descarrilamiento deben ser conformes con los requisitos especificados.

NOTA 1 – Los requisitos pueden especificarse en el anexo nacional o en cada proyecto concreto.

NOTA 2 – El anexo nacional o el propio proyecto pueden especificar los requisitos necesarios para mantener un convoy descarrilado sobre la estructura.

### **6.7.2 Descarrilamiento sobre o adyacente a la estructura y otras acciones para situaciones accidentales de proyecto**

(1) Cuando se produce el descarrilamiento, existe un riesgo de colisión entre el vehículo descarrilado y las estructuras situadas sobre la vía o en sus cercanías. Los requisitos para considerar la acción de colisión y otros requisitos de proyecto se recogen en la Norma EN 1991-1-7.

(2) La Norma EN 1991-1-7 proporciona otras acciones para situaciones de proyecto accidentales, que deberían ser consideradas.

### **6.7.3 Otras acciones**

(1)P En el proyecto de la estructura se deben tener también en cuenta las siguientes acciones:

- efectos debidos a tableros o superficies de apoyo inclinadas;
- fuerzas longitudinales de anclaje de tesado o detesado de carriles de conformidad con los requisitos especificados;
- fuerzas longitudinales debidas al frenado accidental de trenes de conformidad con los requisitos especificados;
- acciones procedentes de las catenarias o de otros equipamientos aéreos unidas a la estructura, de conformidad con los requisitos especificados;
- acciones procedentes de otra infraestructura ferroviaria o equipamiento de conformidad con los requisitos especificados.

NOTA – Los requisitos específicos, incluyendo las acciones a considerar para cualquier situación de proyecto accidental, pueden especificarse en el anexo nacional o en un proyecto concreto.

## **6.8 Aplicación de las cargas de tráfico en puentes de ferrocarril**

### **6.8.1 Generalidades**

NOTA – Véase el apartado 6.3.2 para la aplicación del factor  $\alpha$  y 6.4.5 para la aplicación del factor dinámico  $\phi$ .

(1)P El puente debe calcularse para la posición y el número necesario de vías de acuerdo con las posiciones y tolerancias especificadas.

NOTA – Las posiciones de la vía y las tolerancias pueden especificarse en el proyecto particular.

- (2) Cada estructura debería calcularse para el mayor número de vías, geométrica y estructuralmente posibles, en la posición más desfavorable, independientemente de la posición previstas de las vías, teniendo en cuenta las distancias mínimas y los requisitos de espaciamiento especificados.

NOTA – Los requisitos de mínimo espaciamiento entre vías y gálibo pueden ser especificados en cada proyecto concreto.

- (3)P Los efectos de las acciones se deben determinar con las cargas de tráfico situadas en su posición más desfavorable. Se deben despreciar las acciones que produzcan efectos favorables sobre la estructura.

- (4)P Para la determinación de los efectos más desfavorables de las cargas del modelo de carga 71:

- cualquier número de longitudes de la carga uniformemente distribuida  $q_{vk}$  debe aplicarse a una vía y hasta cuatro cargas concentradas del tipo  $Q_{vk}$  se deben aplicar una vez por vía;
- para estructuras que soporten dos vías, el modelo de carga 71 se debe aplicar bien en una o en ambas vías;
- para estructuras que soporten tres o más vías, el modelo de carga 71 se debe aplicar bien en una de las vías, bien en dos vías o bien multiplicado por el factor 0,75 a tres o más vías.

- (5)P Para la determinación de los efectos de las cargas más desfavorables del modelo de carga SW/0:

- la carga definida en la figura 6.2 y la tabla 6.1 se debe aplicar una vez por vía;
- para estructuras que soporten dos vías, el modelo SW/0 debe aplicarse bien en una o en ambas vías;
- para estructuras que soporten tres o más vías, el modelo de carga SW/0 debe aplicarse bien en una de las vías, bien en dos vías o bien multiplicado por el factor 0,75 a tres o más vías.

- (6)P Para la determinación de los efectos de las cargas más desfavorables del modelo de carga SW/2:

- la carga definida en la figura 6.2 y la tabla 6.1 debe aplicarse una vez por vía;
- para estructuras que soporten más de una vía, el modelo de carga SW/2 debe aplicarse en una vía junto con el modelo de carga 71 o el modelo de carga SW/0 aplicado en otra vía, de acuerdo con los puntos (4) y (5) del apartado 6.8.1.

- (7) Para la determinación de los efectos de las cargas más desfavorables del modelo de carga “tren en vacío”:

- cualquier número de longitudes de carga uniformemente distribuida  $q_{vk}$  deben aplicarse a la vía;
- como norma general, el modelo de carga “tren en vacío” sólo debe considerarse en el proyecto de estructuras que soportan una sola vía.

- (8)P Todos los puentes continuos calculados para soportar el modelo de carga 71 deben comprobarse adicionalmente con el modelo de carga SW/0.

- (9)P Cuando sea necesario realizar un análisis dinámico de acuerdo con el apartado 6.4.4, todos los puentes deben calcularse para la carga del tren real y el modelo de carga HSLM cuando sea necesario según el apartado 6.4.6.1.1. La determinación de los efectos más desfavorables de las cargas del tren real y la aplicación del modelo de carga HSLM debe hacerse de acuerdo con el punto (6) del apartado 6.4.6.1.1 y con el punto (3) del apartado 6.4.6.5.

- (10)P Para la verificación de las deformaciones y vibraciones, la carga vertical a aplicar debe ser:

- el modelo de carga 71 y, cuando sea preciso, los modelos de carga SW/0 y SW/2;
- el modelo de carga HSLM, cuando se requiera según el apartado 6.4.6.1.1,
- el modelo de tren real cuando se determinen el comportamiento dinámico en el caso de resonancia, o las vibraciones excesivas del tablero cuando se requiera según el apartado 6.4.6.1.1.

- (11)P Para los tableros que soporten una o más vías, las comprobaciones de los estados límites de deformaciones y vibraciones se deben realizar con el número de vías cargadas con todas las oportunas acciones de tráfico asociadas de acuerdo con la tabla 6.10. Se deben tener en cuenta las cargas clasificadas cuando así lo requiera el punto (3) del apartado 6.3.2.

**Tabla 6.10**  
**Número de vías cargadas para la verificación de los estados límite de vibraciones y deformación**

Estado límite y criterio de aceptación asociado	Número de vías sobre el puente		
	1	2	≥3
<b>Comprobaciones para la seguridad del tráfico:</b>			
– Giro por torsión del tablero (EN 1990: A.2.4.4.2.2)	1	1 ó 2 <sup>a</sup>	1, 2, 3 o más <sup>b</sup>
– Deformación vertical del tablero (EN 1990A.2.4.4.2.3)	1	1 ó 2 <sup>a</sup>	1, 2, 3 o más <sup>b</sup>
– Deformación horizontal del tablero (EN 1990A.2.4.4.2.4)	1	1 ó 2 <sup>a</sup>	1, 2, 3 o más <sup>b</sup>
– Respuesta combinada de la estructura y la vía frente a acciones variables incluyendo los límites de movimiento vertical y longitudinal en el extremo del tablero (6.5.4)	1	1 ó 2 <sup>a</sup>	1 ó 2 <sup>a</sup>
– Aceleración vertical del tablero (6.4.6 y EN 1990, A.2.4.4.2.1)	1	1	1
<b>Comprobaciones E.L.S.</b>			
– Criterio de confort del pasajero (EN 1990:2002, A.2.4.4.3)	1	1	1
<b>Comprobaciones E.L.U.</b>			
– Levantamiento de apoyos (EN 1990, A.2.4.4.1 (2)P)	1	1 ó 2 <sup>a</sup>	1, 2, 3 o más <sup>b</sup>
<sup>a</sup> Cualquiera que sea crítica. <sup>b</sup> Cuando se empleen grupos de cargas, el número de vías a cargar debería estar de acuerdo a la tabla 6.11. Cuando no se empleen grupos de cargas, el número de vías a cargar debería también estar de acuerdo a la tabla 6.11. NOTA – Los requisitos referentes al número de vías que se deben considerar cargadas cuando se compruebe el drenaje y el despeje estructural pueden especificarse en el anexo nacional o en el proyecto concreto.			

## 6.8.2 Grupos de cargas – valores característicos de la acción multicomponente

- (1) La simultaneidad de las cargas definidas en los apartados 6.3 a 6.5 y 6.7 se puede tener en cuenta considerando los grupos de cargas definidos en la tabla 6.11. Cada uno de estos grupos de carga, que son mutuamente excluyentes, debería considerarse como definitorio de una sola acción variable característica para su combinación con las cargas que no dependen del tráfico. Cada grupo de cargas debería aplicarse como una acción variable simple.

NOTA – En ciertos casos resulta necesario considerar otras combinaciones más apropiadas de acciones desfavorables individuales del tráfico. Véase el punto (4) del apartado 2.6 del anexo A.2 de la Norma EN 1990:2002.

- (2) Los factores recogidos en la tabla 6.11 deberían aplicarse a los valores característicos de las diferentes acciones consideradas en cada grupo.

NOTA – Todos los valores propuestos para estos factores pueden ser variados en los anexos nacionales. Se recomienda el uso de los valores de la tabla 6.11.

- (3)P Cuando no se tengan en cuenta los grupos de cargas, las acciones de tráfico ferroviario deben combinarse de acuerdo con la tabla A.2.3 de la Norma EN 1990.

**Tabla 6.11**  
**Evaluación de grupos de carga para el tráfico ferroviario**  
**(valores característicos de las acciones multicomponente)**

Número de vías sobre la estructura			Grupos de cargas			Fuerzas verticales			Fuerzas horizontales			Comentarios
1	2	≥3	Nº vías cargadas	Grupo de cargas (8)	Vía cargada	6.3.2 6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
						LM 71 <sup>(1)</sup> SW/0 <sup>(1)(2)</sup> HSLM <sup>(6)(7)</sup>	SW/2 <sup>(1)(3)</sup>	Tren en vacío	Arranq. Frenado <sup>(1)</sup>	Fuerza centri-fuga <sup>(1)</sup>	Fuerza de lazo <sup>(1)</sup>	
			1	gr 11	T <sub>1</sub>	1			1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	Máx. vertical 1 con máx. longitudinal
			1	gr 12	T <sub>1</sub>	1			0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	Máx. vertical 2 con máx. transversal
			1	gr 13	T <sub>1</sub>	1 <sup>(4)</sup>			1	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	Máx. longitudinal
			1	gr 14	T <sub>1</sub>	1 <sup>(4)</sup>			0,5 <sup>(5)</sup>	1	1	Máx. lateral
			1	gr 15	T <sub>1</sub>			1		1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	Estabilidad lateral con tren en vacío
			1	gr 16	T <sub>1</sub>		1		1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 con máx. longitudinal
			1	gr 17	T <sub>1</sub>		1		0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	SW/2 con máx. transversal
			2	gr 21	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1			1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	Máx. vertical 1 con máx. longitudinal
			2	gr 22	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1			0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	Máx. vertical 2 con máx. transversal
			2	gr 23	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 <sup>(4)</sup> 1 <sup>(4)</sup>			1 1	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	Máx. longitudinal
			2	gr 24	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 <sup>(4)</sup> 1 <sup>(4)</sup>			0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 1	1 1	Máx. lateral
			2	gr 26	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1	1		1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 con máx. longitudinal
			2	gr 27	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1	1		0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	SW/2 con máx. transversal
			≥3	gr 31	T <sub>1</sub>	0,75			0,75 <sup>(5)</sup>	0,75 <sup>(5)</sup>	0,75 <sup>(5)</sup>	Estado de carga adicional

(1) Se deben tener en cuenta todos los factores necesarios ( $\alpha$ ,  $\Phi$ ,  $f$ ...).

(2) El modelo SW/0 se debe tener en cuenta únicamente en puentes continuos.

(3) El modelo SW/2 sólo es necesario tenerlo en cuenta en los casos en los que esté así estipulado para la línea.

(4) Este factor se puede reducir a 0,5 si el efecto sobre la estructura es favorable, en ningún caso será igual a cero.

(5) En los casos en los que el efecto sobre la estructura sea favorable, estos valores, no determinantes, se deben tomar igual a cero.

(6) Los modelos HSLM y de tren real, cuando se requiera de acuerdo con los apartados 6.4.4 y 6.4.6.1.1.

(7) En el caso en que sea necesario realizar un análisis dinámico de acuerdo con el apartado 6.4.4, véase también el punto (3) del apartado 6.4.6.5 y el apartado 6.4.6.1.2.

(8) Véase también la tabla A.2.3 de la Norma EN 1990.

Componente dominante de la acción según corresponda

a considerar en el cálculo de estructuras que soportan una sola vía (Grupos de carga 11-17)

a considerar en el cálculo de estructuras que soportan dos vías (Grupos de carga 11-27, excepto 15): Cada una de las vías se considerara bien como T<sub>1</sub> (vía 1) o bien como T<sub>2</sub> (vía 2)

a considerar en el cálculo de estructuras que soportan tres o más vías: (Grupos de carga 11 a 31, excepto 15). Cualquier vía se debe tomar como T<sub>1</sub>, y cualquier otra como T<sub>2</sub> permaneciendo el resto de las vías descargadas. Además, se considerará el grupo de carga 31 como carga adicional en el que todas las longitudes de vía T<sub>1</sub> desfavorables están cargadas.

### **6.8.3 Grupos de cargas – otros valores representativos de las acciones multicomponentes**

#### **6.8.3.1 Valores frecuentes de las acciones multicomponentes**

- (1) En los casos en los que se apliquen los grupos de carga, es de aplicación la regla (1) del apartado 6.8.2 aplicando los factores definidos en la tabla 6.11 para cada grupo de cargas, a los valores frecuentes de las acciones pertinentes consideradas en cada grupo de cargas.

NOTA – Los valores frecuentes de las acciones multicomponentes pueden definirse en el anexo nacional. Se recomienda el uso de las reglas dadas en este apartado.

- (2)P En los casos en los que no se apliquen grupos de carga, las acciones de tráfico ferroviario se deben combinar siguiendo las reglas de la tabla A.2.3 de la Norma EN 1990.

#### **6.8.3.2 Valores cuasipermanentes de las acciones multicomponentes**

- (1) Los valores cuasipermanentes de las acciones de tráfico se deberían tomar como cero.

NOTA – Los valores cuasipermanentes de las acciones multicomponentes pueden definirse en el anexo nacional. Se recomienda el uso del valor dado en este apartado.

### **6.8.4 Cargas de tráfico en situaciones de proyecto transitorias**

- (1)P Las cargas de tráfico en situaciones de proyecto transitorias deben definirse.

NOTA – En el anexo H se dan algunas indicaciones al respecto. Las cargas de tráfico para los situaciones de proyecto transitorias pueden definirse en cada proyecto concreto.

## **6.9 Cargas de tráfico para el cálculo a fatiga**

- (1)P La evaluación del daño producido por la fatiga se debe llevar a cabo para todos los elementos estructurales que estén sometidos a oscilaciones de tensiones.

- (2) Para el tráfico normal, basado en los valores característicos del modelo de carga 71, incluyendo el factor dinámico  $\Phi$ , la evaluación de la fatiga se debería realizar sobre la base de las mezclas de tráfico “tráfico estándar”, “tráfico con ejes de 250 kN” o “mezcla de tráfico ligero” dependiendo de si la estructura soporta un tráfico mixto, predominantemente tráfico pesado de mercancías, o tráfico ligero de pasajeros, de acuerdo con los requisitos que se hayan especificado. Los detalles de los trenes de servicio y de las mezclas de tráfico a considerar, así como las ampliaciones dinámicas a aplicar se recogen en el anexo D.

NOTA – Los requisitos pueden definirse en el proyecto concreto.

- (3) Cuando las mezclas de tráfico no representen el tráfico real (por ejemplo, en situaciones especiales en las que un número limitado de tipos de vehículos dominen la carga de fatiga o para tráfico que requiera un valor de  $\alpha$  superior a la unidad de acuerdo al punto (3) del apartado 6.3.2, se debería especificar una mezcla de tráfico alternativa.

NOTA – La mezcla alternativa de tráfico puede definirse en el proyecto concreto.

- (4) Cada una de las mezclas está basada en un tonelaje anual de tráfico de  $25 \times 10^6$  T atravesando el puente por cada vía.

- (5)P En estructuras que soporten varias vías, la carga de fatiga se debe aplicar como máximo a dos de ellas en las posiciones más desfavorables.

- (6) Se debería evaluar el daño causado por la fatiga en la vida útil, de proyecto.

NOTA – El anexo nacional puede especificar la vida útil de proyecto. Se recomienda que ésta sea de 100 años. Véase también lo dispuesto en la Norma EN 1990.

- (7) Alternativamente, la evaluación de la fatiga se puede realizar mediante una mezcla especial del tráfico.

NOTA – La mezcla especial de tráfico se puede especificar en el anexo nacional o en el proyecto concreto.

- (8) El apartado 6.4.6.6 proporciona requisitos adicionales para la evaluación de la fatiga de puentes en los que sea necesario un análisis dinámico, de acuerdo con el apartado 6.4.4, y en los que los efectos dinámicos se prevean excesivos.
- (9) Las acciones verticales de tráfico de ferrocarril, incluyendo los efectos dinámicos y fuerzas centrífugas, deberían tomarse en consideración en la comprobación de fatiga. Por lo general, el efecto de lazo y las acciones longitudinales de tráfico pueden despreciarse en la comprobación de fatiga.

NOTA – En algunas situaciones especiales, por ejemplo, puentes que soporten vías en estaciones terminales, en la comprobación de fatiga debería tenerse en consideración el efecto de las acciones longitudinales.

**ANEXO A (Informativo)**

**MODELOS DE VEHÍCULOS ESPECIALES PARA PUENTES DE CARRETERA**

**A.1 Objeto y campo de aplicación**

- (1) Este anexo define modelos normalizados de vehículos especiales que pueden utilizarse en el proyecto de puentes de carretera.
- (2) Los modelos de vehículos especiales definidos en este anexo, intentan reproducir tanto los efectos locales como globales de aquellos vehículos que no satisfacen las normativas de tráfico nacionales en lo relativo a los límites de peso y, en su caso, dimensiones de vehículos normales.

NOTA – Se pretende que la consideración de vehículos especiales en el proyecto de los puentes se limite a casos particulares.

- (3) Este anexo proporciona también información sobre la aplicación simultánea sobre un puente de carretera de vehículos especiales y tráfico normal, representado éste por el modelo de carga 1 definido en el apartado 4.3.2.

**A.2 Modelos básicos para vehículos especiales**

- (1) Los modelos básicos para vehículos especiales se definen convencionalmente en las tablas A.1 y A.2 y en la figura A.1.

NOTA 1 – Los modelos básicos de vehículos especiales corresponden a varios niveles de cargas anormales que pueden ser autorizadas a transitar en carreteras específicas de la red europea de autopistas.

NOTA 2 – Se suponen anchos de 3,00 m para los ejes de carga de 150 kN y 200 kN, y de 4,50 m para los ejes de carga 240 kN.

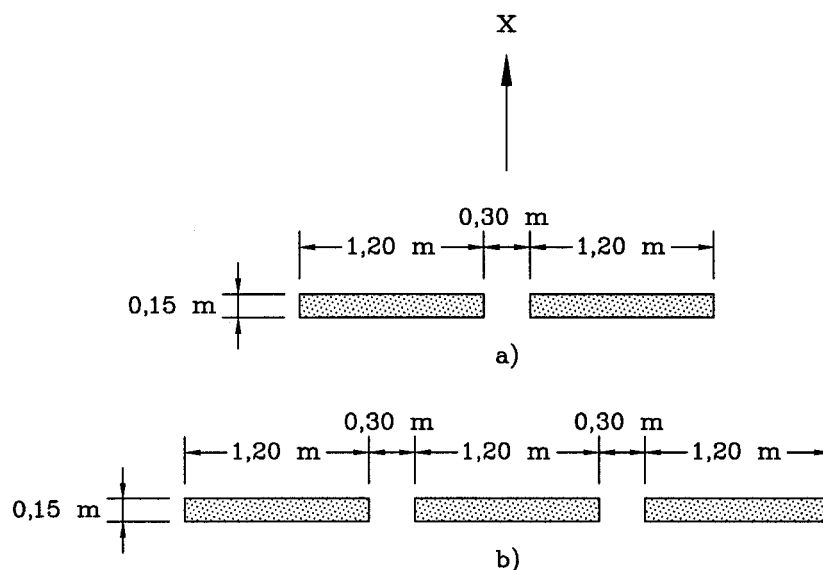
**Tabla A1**  
**Clases de vehículos especiales**

<b>Peso Total</b>	<b>Composición</b>	<b>Notación</b>
600 kN	4 ejes de carga de 150 kN	600/150
900 kN	6 ejes de carga de 150 kN	900/150
1 200 kN	8 ejes de carga de 150 kN ó 6 ejes de carga de 200 kN	1 200/150 1 200/200
1 500 kN	10 ejes de carga de 150 kN ó 7 ejes de carga de 200 kN + 1 ejes de carga de 100 kN	1 500/150 1 500/200
1 800 kN	12 ejes de carga de 150 kN ó 9 ejes de carga de 200 kN	1 800/150 1 800/200
2 400 kN	12 ejes de carga de 200 kN ó 10 ejes de carga de 240 kN ó 6 ejes de carga de 200 kN (espaciadas 12 m) + 6 ejes de carga de 200 kN	2 400/200 2 400/240 2 400/200/200
3 000 kN	15 ejes de carga de 200 kN ó 12 ejes de carga de 240 kN + 1 ejes de carga de 120 kN ó 8 ejes de carga de 200 kN (espaciadas 12 m) + 7 ejes de carga de 200 kN	3 000/200 3 000/240 3 000/200/200
3 600 kN	18 ejes de carga de 200 kN ó 15 ejes de carga de 240 kN ó 9 ejes de carga de 200 kN (espaciadas 12 m) + 9 ejes de carga de 200 kN	3 600/200 3 600/240 3 600/200/200

**Tabla A2**  
**Descripción de los vehículos especiales**

	<b>Ejes de carga: 150 kN</b>	<b>Ejes de carga: 200 kN</b>	<b>Ejes de carga: 240 kN</b>
600 kN	$n = 4 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$		
900 kN	$n = 6 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$		
1 200 kN	$n = 8 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 6 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
1 500 kN	$n = 10 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 1 \times 100 + 7 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
1 800 kN	$n = 12 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 9 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
2 400 kN		$n = 12 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$  $n = 6 \times 200 + 6 \times 200$ $e = 5 \times 1,5 + 12 + 5 \times 1,5$	$N = 12 \times 240$ $e = 1,50 \text{ m}$
3 000 kN		$n = 15 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$  $n = 8 \times 200 + 7 \times 200$ $e = 7 \times 1,5 + 12 + 6 \times 1,5$	$N = 1 \times 120 + 12 \times 240$ $e = 1,50 \text{ m}$
3 600 kN		$n = 18 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	$N = 15 \times 240$ $e = 1,50 \text{ m}$  $n = 8 \times 240 + 7 \times 240$ $e = 7 \times 1,5 + 12 + 6 \times 1,5$
NOTA $n$ número de ejes, multiplicado por el peso (kN) de cada eje en cada grupo. $e$ distancia entre ejes dentro de cada grupo y entre cada grupo de cargas (m)			





**Leyenda**

- x Dirección del eje del puente  
a) Ejes de carga de 100 a 200 kN  
b) Ejes de carga 240 kN.

**Fig. A.1 – Disposición de los ejes de carga y definición de las superficies de contacto de las ruedas**

- (2) Se puede tener que considerar uno o varios modelos de vehículos especiales.

NOTA 1 – Los modelos, las cargas y las dimensiones de los vehículos especiales se pueden definir en el proyecto concreto.

NOTA 2 – Los efectos del modelo estándar 600/150 están cubiertos por los efectos del modelo de carga 1 cuando se aplican los factores  $\alpha_{Q1}$  y  $\alpha_{Q1}$  iguales a 1.

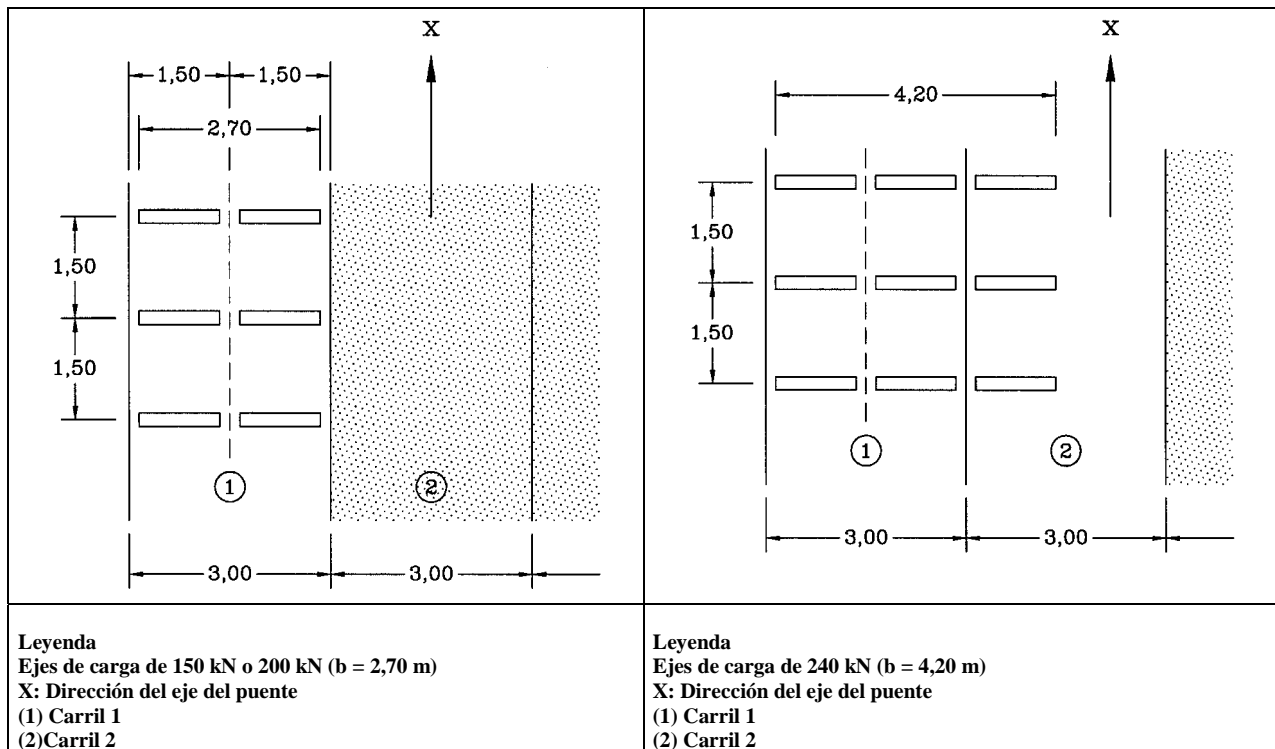
NOTA 3 – Se pueden tener que definir modelos particulares en cada proyecto, especialmente para cubrir los efectos de cargas excepcionales por encima de los 3 600 kN.

- (3) Las cargas características asociadas con los vehículos especiales deberían tomarse como valores nominales y deberían considerarse asociadas únicamente en el caso de situaciones de proyecto transitorias.

**A.3 Aplicación de modelos de carga de vehículos especiales en la calzada**

Cada modelo normalizado debería aplicarse:

- en un carril de tráfico nominal, definido en los apartados 1.4.2 y 4.2.3 (considerado como carril número 1) para los modelos compuestos por ejes de carga de 150 kN o 200 kN, o bien;
  - en dos carriles de tráfico nominales (considerados como carriles número 1 y 2 – véase la figura A.2) para los modelos compuestos por ejes de carga de 240 kN.
- (2) Los carriles de tráfico nominales se deberían considerar situadas lo más desfavorablemente posible en la calzada. En este caso, se puede definir la anchura de la calzada excluyendo los arcenes, barreras y marcas.



**Fig. A.2 – Aplicación de las cargas de vehículos especiales sobre los carriles nominales**

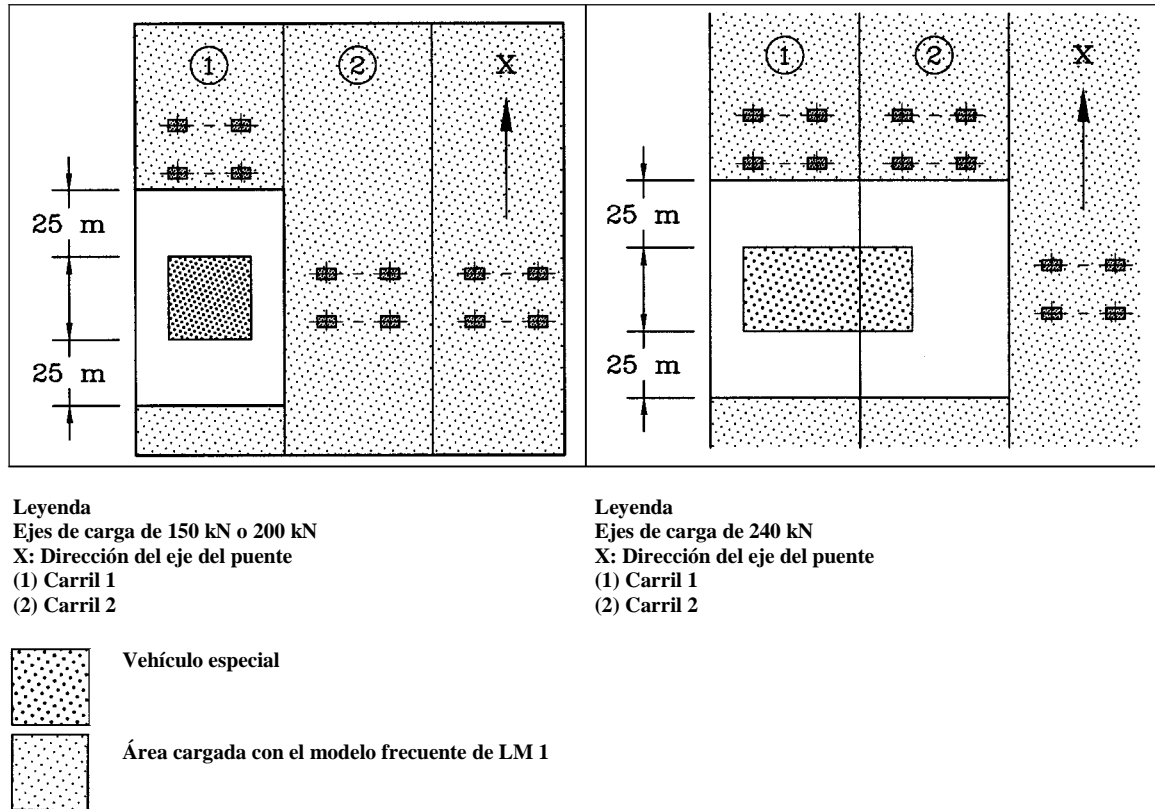
- (3) Dependiendo del modelo en consideración, estos modelos se pueden suponer moviéndose a baja velocidad (no superior a 5 km/h) o a velocidad normal (70 km/h).
- (4) En el caso de que se considere que el modelo se mueve a velocidad baja, solamente se deberían tener en cuenta las acciones verticales sin coeficientes de amplificación dinámica.
- (5) Cuando se supongan modelos con velocidad normal, se debería tener en cuenta el coeficiente de amplificación dinámico. Se puede emplear la siguiente expresión:

$$\varphi = 1,40 - \frac{L}{500}; \varphi \geq 1$$

donde

$L$  es la longitud de influencia (m).

- (6) Cuando los modelos se supongan moviéndose a velocidad baja, cada carril de tráfico nominal y el área restante del tablero, deberían cargarse con el modelo de carga 1 con sus valores frecuentes definidos en el apartado 4.5 y el anexo A.2 de la Norma EN 1990. En los carriles ocupados por el vehículo normal, este sistema no debería aplicarse a menos de 25 m de los ejes exteriores del vehículo en consideración (véase la figura A.3).



NOTA – Se pueden definir ubicaciones más favorables en dirección transversal para algunos vehículos especiales y restricciones a la presencia simultánea de tráfico general, en el proyecto concreto.

**Fig. A.3 – Simultaneidad del modelo de carga 1 y vehículos especiales**

- (7) Cuando se suponga que los vehículos especiales se mueven a velocidad normal, se debería usar una pareja de vehículos especiales en el o los carriles ocupados por éstos. En el resto de los carriles así como en el área remanente del tablero se debería cargar con el modelo de carga 1 con sus valores frecuentes, definidos en el apartado 4.5 y en el capítulo A.1 de la Norma EN 1990.

## ANEXO B (Informativo)

**EVALUACIÓN DE LA VIDA ÚTIL POR FATIGA EN PUENTES DE CARRETERA  
MÉTODO DE EVALUACIÓN BASADO EN REGISTROS DE TRÁFICO**

- (1) Debería obtenerse una historia tensional de la estructura mediante análisis, usando datos registrados representativos del tráfico real multiplicados por un factor de amplificación dinámico  $\phi_{\text{fat}}$ .
- (2) Este factor de amplificación dinámico debería tener en cuenta el comportamiento dinámico del puente, y depende de la rugosidad esperable del pavimento y de otros factores de amplificación dinámica ya incluidos en los registros.

NOTA – De acuerdo con la Norma ISO 8608<sup>7)</sup>, la superficie del pavimento puede clasificarse en función de la densidad espectral (PSD) del desplazamiento en el perfil vertical de la carretera  $G_d$ , es decir, de la rugosidad  $G_d$  es una función de la frecuencia espacial  $n$ ,  $G_d(n)$ , o de la frecuencia espacial angular del camino  $\Omega$ ,  $G_d(\Omega)$ , con  $\Omega = 2\pi n$ . La densidad espectral real del perfil de la carretera debería ser suavizada y posteriormente ajustada en una representación bilogarítmica, por una línea recta en el rango de frecuencias adecuado. El valor de la PSD ajustado se puede expresar de forma general como:

$$G_d(n) = G_d(n_0) \left( \frac{n}{n_0} \right)^{-w} \quad \text{ó} \quad G_d(\Omega) = G_d(\Omega_0) \left( \frac{\Omega}{\Omega_0} \right)^{-w}$$

donde

$n_0$  es la frecuencia espacial de referencia (0,1 ciclos/m);

$\Omega_0$  es la frecuencia angular espacial de referencia (1 rad/m);

$w$  es el exponente resultante del ajuste de la PSD.

A menudo, en lugar emplear la densidad espectral de desplazamientos,  $G_d$ , es más conveniente emplear la densidad espectral de velocidades,  $G_v$ , en términos del cambio de ordenada vertical de la superficie de la carretera por unidad de longitud recorrida. Dado que las relaciones entre  $G_v$  y  $G_d$  son:

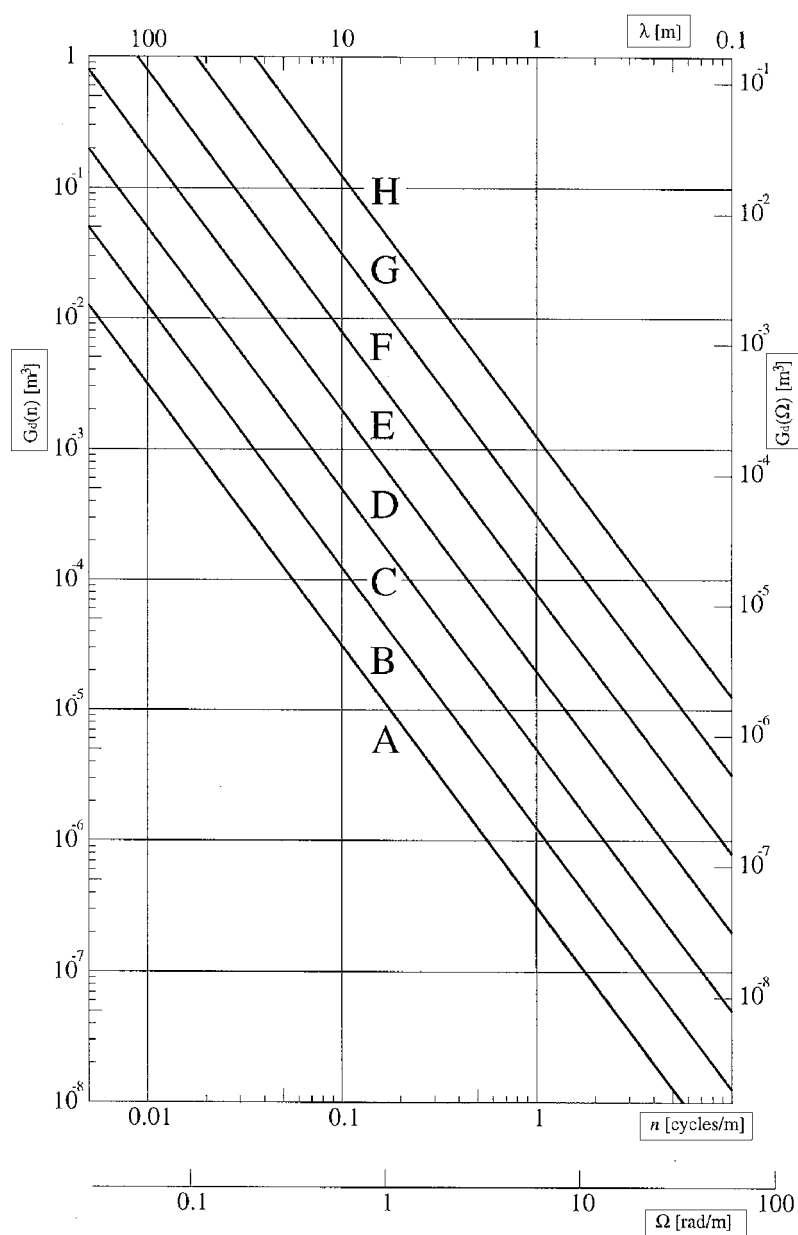
$$G_v(n) = G_d(n) (2\pi n)^2 \quad \text{y} \quad G_v(\Omega) = G_d(\Omega) (\Omega)^2$$

Cuando  $w = 2$  las dos expresiones de la PSD de velocidad son constantes.

En el caso de considerar la densidad espectral de velocidades constante, aparecen 8 clases de carreteras (A, B, ..., H) con rugosidad creciente que se recogen en la Norma ISO 8608. La figura B.1 muestra los valores límites de cada clase frente a la densidad espectral de desplazamientos. Para pavimentos sobre puentes de carretera únicamente las 5 primeras clases (A, B, ..., E) son aplicables.

Se puede suponer que la calidad de la superficie de rodadura es muy buena para superficies de la clase A, buena para superficies de la clase B, media para superficies de la clase C, mala para superficies de la clase D y muy mala para superficies de la clase E.

7) ISO 8608:1995 – Vibración mecánica. Perfiles de carretera. Informes de datos de medida. (Mechanical vibration. Road Surface Profiles. Reporting of measures data).



Leyenda	
$G_d(n)$ [ $\text{m}^3$ ]	Desplazamiento de la densidad espectral
$\lambda$ [m]	Longitud de onda
$G_d(\Omega)$ [ $\text{m}^3$ ]	Densidad espectral de desplazamiento
$n$ [ciclos/m]	Frecuencia espacial
$\Omega$ [rad/m]	Frecuencia angular espacial

Fig. B.1 – Clasificación de la superficie de rodadura (ISO 8608)

Los valores límite de  $G_d$  y  $G_v$  para las primeras 5 clases en función de  $n$  y  $\Omega$  se recogen en las tablas B.1 y B.2, respectivamente.

**Tabla B.1**  
**Grado de rugosidad expresado en términos de unidades de frecuencia espacial,  $n$**

Clase	Calidad del pavimento	Grado de rugosidad			
		$G_d (n_0)^a [10^{-6} \text{ m}]$			$G_v (n) [10^{-6} \text{ m}]$
		Valor inferior	Media geométrica	Valor superior	Media geométrica
A	Muy buena	—	16	32	6,3
B	Buena	32	64	128	25,3
C	Media	128	256	512	101,1
D	Mala	512	1024	2048	404,3
E	Muy Mala	2 048	4 096	8 192	1 617,0
<sup>a</sup> $n_0 = 0,1$ ciclos/m.					

**Tabla B.2**  
**Grado de rugosidad expresado en términos de unidades de frecuencia angular espacial,  $\Omega$**

Clase	Calidad del pavimento	Grado de rugosidad			
		$G_d (\Omega_0)^a [10^{-6} \text{ m}]$			$G_v (\Omega) [10^{-6} \text{ m}]$
		Valor inferior	Media geométrica	Valor superior	Media geométrica
A	Muy buena	--	1	2	1
B	Buena	2	4	8	4
C	Media	8	16	32	16
D	Mala	32	64	128	64
E	Muy Mala	128	256	512	256
<sup>a</sup> $n_0 = 0,1$ rad/m.					

- (3) A menos que se especifique lo contrario, los valores de carga por eje registrados, se deberían multiplicar por:

$\phi_{\text{fat}} = 1,2$  para superficies con rugosidad buena;

$\phi_{\text{fat}} = 1,4$  para superficies con rugosidad media.

- (4) Además, cuando se consideran secciones que se encuentran a una distancia menor de 6,00 m de una junta de dilatación, la carga debería multiplicarse por el factor de amplificación dinámico adicional  $\Delta\phi_{\text{fat}}$  obtenido de la figura 4.7.
- (5) La clasificación de la rugosidad de la superficie se puede realizar de acuerdo con la Norma ISO 8608.

- (6) Para una estimación rápida y grosera de la calidad de la rugosidad, se pueden emplear las siguientes guías:
- superficies de rodadura nuevas, como por ejemplo, capas de asfalto u hormigón, se pueden suponer con una calidad buena o muy buena;
  - superficies de rodadura antiguas que no han sido mantenidas adecuadamente, se pueden clasificar como de rugosidad media;
  - superficies de rodadura a base de guijarros o material similar, se pueden clasificar como medias, malas o muy malas.
- (7) Cuando proceda, las áreas de contacto de las ruedas, así como las distancias transversales entre ellas, se deberían tomar de acuerdo a lo expuesto en la tabla 4.8.
- (8) En el caso de que los datos provengan de un solo carril de tráfico, se deberían realizar hipótesis con respecto al resto de las líneas de tráfico. Estas hipótesis se pueden basar en registros realizados en otras localizaciones con un tipo similar de tráfico.
- (9) La historia tensional debería tener en cuenta la presencia simultánea de los vehículos registrados en cualquier carril. Se debería desarrollar un procedimiento para permitir esto cuando los registros se realicen sobre cargas individuales de vehículos.
- (10) Los números de ciclos se deberían contar mediante el método *rainflow* o el método *reservoir*.
- (11) Si la duración de los registros de tráfico es menor que una semana, los registros y la evaluación de los daños por fatiga del puente pueden ajustarse teniendo en cuenta las variaciones observadas en el flujo del tráfico y su composición durante una semana típica. También se debería aplicar un factor de ajuste para tener en cuenta posibles cambios del tráfico en el futuro.
- (12) El daño acumulado por fatiga, calculado mediante el uso de registros, se debería multiplicar por la relación entre la vida útil de proyecto y la duración considerada en el histograma. En ausencia de información más detallada, se recomienda un factor de 2 para el número de camiones y de 1,4 para los niveles de carga.

## ANEXO C (Normativo)

FACTORES DINÁMICOS  $1 + \varphi$  PARA TRENES REALES

(1)P Para tener en cuenta los efectos dinámicos resultantes del movimiento de los trenes reales en servicio a cierta velocidad, las fuerzas y momentos calculados con las cargas estáticas especificadas se deben multiplicar por el factor apropiado de acuerdo a la velocidad máxima permitida del vehículo.

(2) Los factores dinámicos  $1 + \varphi$  se emplean también para los cálculos de daño por fatiga.

(3)P La carga estática debida a un tren real a  $v$  [m/s] se debe multiplicar por:

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \varphi'' \text{ para vías con mantenimiento normal, o} \quad (\text{C.1})$$

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + 0,5 \varphi'' \text{ para vías con un mantenimiento cuidadoso} \quad (\text{C.2})$$

NOTA – El anexo nacional puede especificar qué ecuación (C.1) o (C.2) puede emplearse. En los casos en que no se especifique, se recomienda utilizar la ecuación (C.1).

Con:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \text{ para } K < 0,76 \quad (\text{C.3})$$

y

$$\varphi' = 1,325 \text{ para } K \geq 0,76 \quad (\text{C.4})$$

donde

$$K = \frac{v}{2L_{\Phi} \times n_0} \quad (\text{C.5})$$

y

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[ 56e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \left( \frac{L_{\Phi} n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right] \quad (\text{C.6})$$

donde  $\varphi'' \geq 0$

y

$$\alpha = \frac{v}{22} \text{ si } v \leq 22 \text{ m/s} \quad (\text{C.7})$$

$$\alpha = 1 \text{ si } v > 22 \text{ m/s}$$

donde

$v$  es la velocidad máxima permitida del vehículo [m/s];

$n_0$  es la primera frecuencia natural de flexión del puente cargado bajo acciones permanentes [Hz];

$L_{\Phi}$  es la longitud determinante, de acuerdo con el apartado 6.4.5.3;

$\alpha$  es un coeficiente en función de la velocidad.



Los límites de validez para  $\varphi'$  definida en las expresiones (C.3) y (C.4) es el límite inferior de la frecuencia natural en la figura 6.10 y 200 km/h. Para cualquier otro caso, el valor de  $\varphi'$  debería determinarse mediante un análisis dinámico de acuerdo con 6.4.6.

NOTA – El método utilizado debería acordarse con la autoridad competente y especificada en el anexo nacional.

El límite de validez para  $\varphi''$ , definida en la expresión (C.6), es el límite superior de la frecuencia natural en la figura 6.10. Para cualquier otro caso, el valor de  $\varphi''$  se puede determinar mediante un análisis dinámico teniendo en cuenta la interacción entre las masas por eje no suspendidas del tren y la masa del puente, de acuerdo con el apartado 6.4.6.

- (4)P Los valores de  $\varphi' + \varphi''$  se debe determinar empleando los límites superior e inferior de  $n_0$ , a menos que se estudie el caso de un puente particular del que se conozca su primera frecuencia natural.

El valor del límite superior de  $n_0$  viene dado por:

$$n_0 = 94,76 L_{\Phi}^{-0,748} \quad (C.8)$$

Y el límite inferior viene dado por:

$$n_0 = \frac{80}{L_{\Phi}} \quad \text{para } 4 \text{ m} \leq L_{\Phi} \leq 20 \text{ m} \quad (C.9)$$

$$n_0 = 23,58 L_{\Phi}^{-0,592} \quad \text{para } 20 \text{ m} \leq L_{\Phi} \leq 100 \text{ m} \quad (C.10)$$

## ANEXO D (Normativo)

## BASES PARA LA EVALUACIÓN DE LA FATIGA EN ESTRUCTURAS DE FERROCARRIL

## D.1 Hipótesis para las acciones referentes a la fatiga

- (1) Los factores dinámicos  $\Phi_2$  y  $\Phi_3$  que aplicados a las cargas estáticas del modelo de carga 71, y los modelos SW/0 y SW/2, en los casos requeridos por el apartado 6.4.5, representan un caso de carga extrema a considerar para los detalles de los elementos del puente. Estos factores serían sin duda onerosos si fueran aplicados directamente a los trenes reales usados para la evaluación del daño por fatiga.
- (2) Para tener en cuenta el efecto medio sobre los supuestos 100 años de vida útil de la estructura, la amplificación dinámica para cada tren real puede reducirse a:

$$1 + 1/2 (\varphi' + 1/2 \varphi'') \quad (D.1)$$

donde  $\varphi'$  y  $\varphi''$  se definen posteriormente en las ecuaciones (D.2) y (D-5).

- (3) Las ecuaciones (D.2) y (D.3) son simplificaciones de las ecuaciones (C.3) y (C.6) que son suficientemente precisas para el cálculo del daño causado por la fatiga y son válidas para velocidades máximas permitidas de hasta 200 km/h.

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (D.2)$$

Con:

$$K = \frac{v}{160} \quad \text{Para } L \leq 20 \text{ m} \quad (D.3)$$

$$K = \frac{v}{47,16 L^{0,408}} \quad \text{Para } L \geq 20 \text{ m} \quad (D.4)$$

y

$$\varphi'' = 0,56 e^{-\frac{L^2}{100}} \quad (D.5)$$

donde

$v$  es la velocidad máxima permitida del vehículo [m/s];

$L$  es la longitud determinante  $L_\phi$  [m] según el apartado 6.4.5.3.

NOTA – En los casos en que los efectos dinámicos, incluida la resonancia, puedan ser excesivos y sea necesario realizar un análisis dinámico de acuerdo al apartado 6.4.4, el apartado 6.4.6.6 proporciona requisitos adicionales para la evaluación de la fatiga.

## D.2 Método general de cálculo

- (1) La evaluación de la fatiga, generalmente mediante una verificación de la oscilación de tensiones, debe realizarse de acuerdo a las Normas EN 1992, EN 1993 y EN 1994.
- (2) Como ejemplo, en el caso de puentes de acero, la comprobación de seguridad se debe realizar asegurando que se cumple la siguiente condición:

$$\gamma_{Ff} \lambda \Phi_2 \Delta \sigma_{71} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (D.6)$$

donde

$\gamma_{Ff}$  es el coeficiente parcial de seguridad para carga de fatiga.

NOTA – Este valor puede ser suministrado en el anexo nacional. El valor recomendado es  $\gamma_{Ff} = 1,00$ .

$\lambda$  es el factor de daño equivalente para fatiga que tiene en cuenta el tráfico de servicio sobre el puente y la luz del elemento. Los valores de  $\lambda$  se recogen en las normativas de proyecto;

$\Phi_2$  es el coeficiente dinámico (véase el apartado 6.4.5);

$\Delta \sigma_{71}$  es la oscilación de tensiones producida por el modelo de carga 71 (y el modelo SW/0 cuando sea necesario) pero excluyendo el término  $\alpha$ , estando situada la carga en su posición más desfavorable para el elemento en estudio;

$\Delta \sigma_c$  es el valor de referencia para la resistencia a fatiga (véase la Norma EN 1993);

$\gamma_{Mf}$  es el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga en la normativa de proyecto.

## D.3 Tipos de trenes para la hipótesis de fatiga

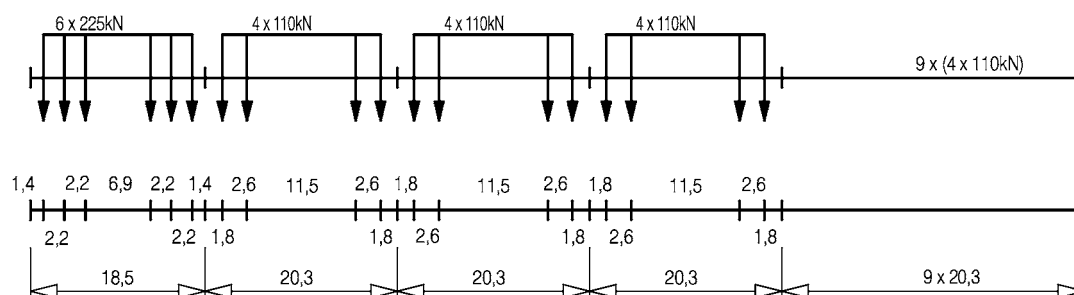
La evaluación de la fatiga puede deberse a realizarse mediante el principio de las mezclas de tráfico, “tráfico estándar”, “tráfico con ejes de 250 kN” o “mezcla de tráfico ligero”, dependiendo si la estructura esta sujeta a una mezcla de tráfico “estándar”, a un tráfico predominantemente pesado de mercancías o a un tráfico ligero.

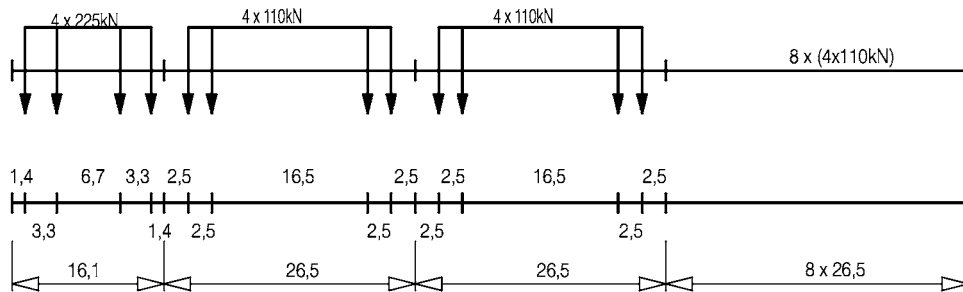
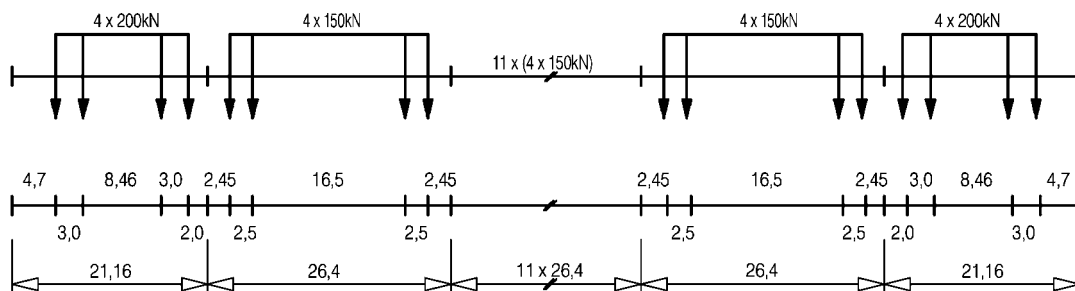
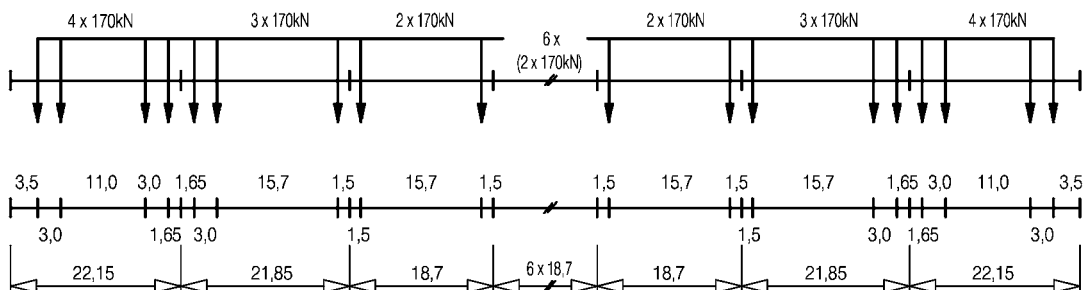
Los detalles de los trenes de servicio y las mezclas de tráfico se muestran a continuación.

- (1) Mezcla de tráfico "estándar" y ligero

### Tipo 1 Locomotora arrastrando tren de pasajeros

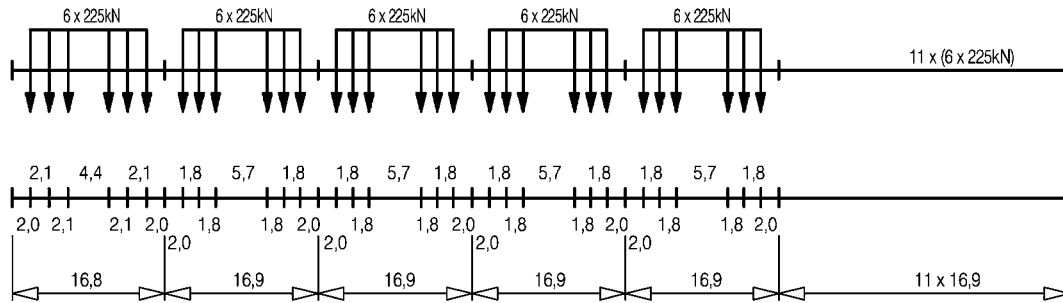
$\Sigma Q = 6\,630 \text{ kN}$      $V = 200 \text{ km/h}$      $L = 262,10 \text{ m}$      $q = 25,3 \text{ kN/m'}$



**Tipo 2** Locomotora arrastrando tren de pasajeros
 $\Sigma Q = 5\,300\text{ kN}$        $V = 160\text{ km/h}$        $L = 281,10\text{ m}$        $q = 18,9\text{ kN/m'}$ 
**Tipo 3** Tren de pasajeros de alta velocidad
 $\Sigma Q = 9\,400\text{ kN}$        $V = 250\text{ km/h}$        $L = 385,52\text{ m}$        $q = 24,4\text{ kN/m'}$ 
**Tipo 4** Tren de pasajeros de alta velocidad
 $\Sigma Q = 5\,100\text{ kN}$        $V = 250\text{ km/h}$        $L = 237,60\text{ m}$        $q = 21,5\text{ kN/m'}$ 


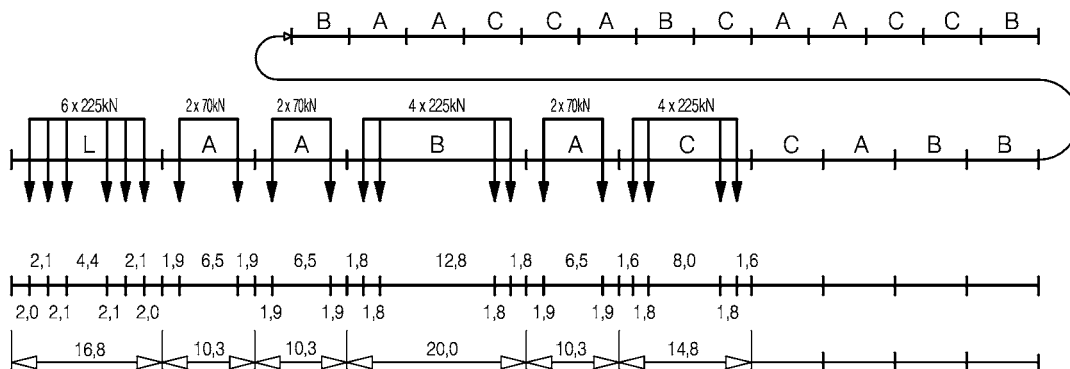
**Tipo 5** Locomotora arrastrando tren de mercancías

$\Sigma Q = 21\,600\text{ kN}$      $V = 80\text{ km/h}$      $L = 270,30\text{ m}$      $q = 80,0\text{ kN/m'}$



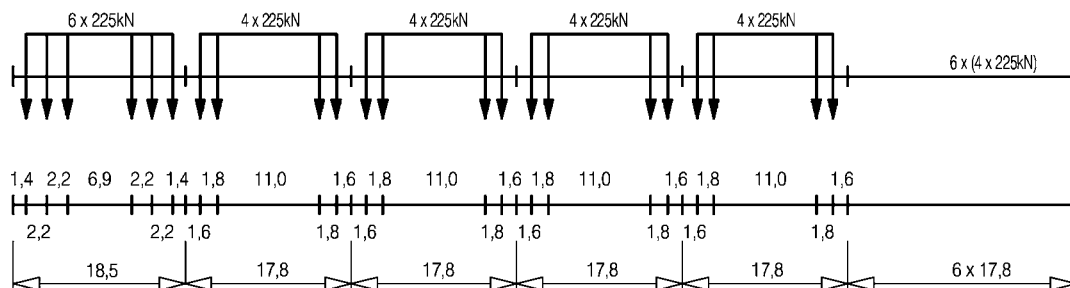
**Tipo 6** Locomotora arrastrando tren de mercancías

$\Sigma Q = 14\,310\text{ kN}$      $V = 100\text{ km/h}$      $L = 333,10\text{ m}$      $q = 43,0\text{ kN/m'}$



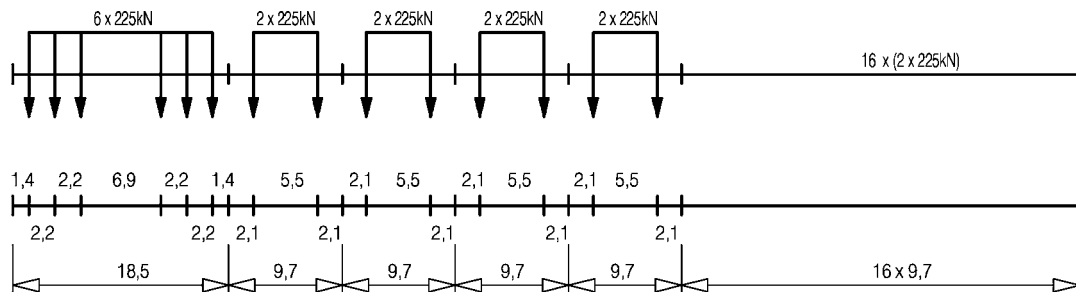
**Tipo 7** Locomotora arrastrando tren de mercancías

$\Sigma Q = 10\,350\text{ kN}$      $V = 120\text{ km/h}$      $L = 196,50\text{ m}$      $q = 52,7\text{ kN/m'}$

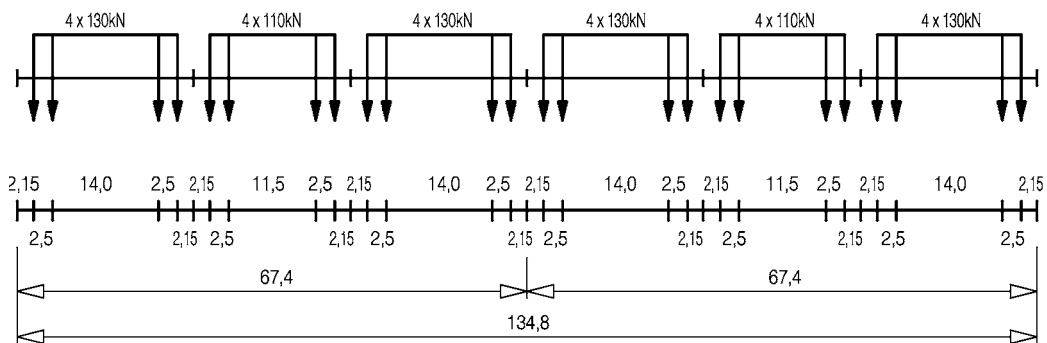


**Tipo 8** Locomotora arrastrando tren de mercancías

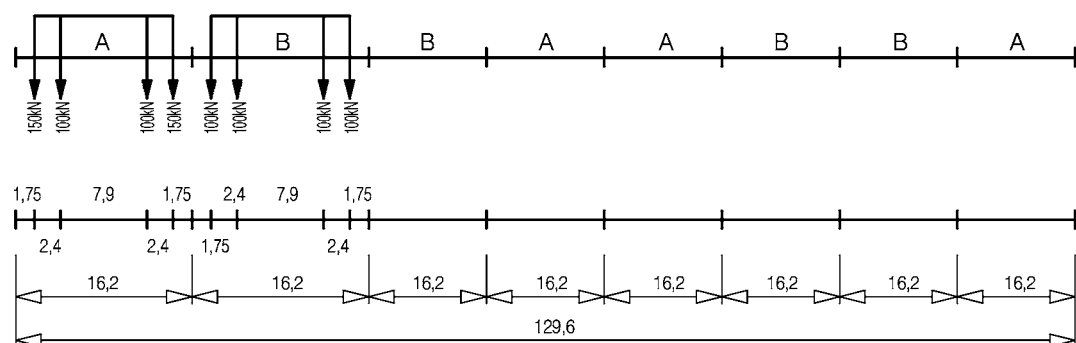
$\Sigma Q = 10\,350\text{ kN}$      $V = 100\text{ km/h}$      $L = 212,50\text{ m}$      $q = 48,7\text{ kN/m'}$

**Tipo 9** Tren suburbano de múltiples unidades

$\Sigma Q = 2\,960\text{ kN}$      $V = 120\text{ km/h}$      $L = 134,80\text{ m}$      $q = 22,0\text{ kN/m'}$

**Tipo 10** Tren metropolitano

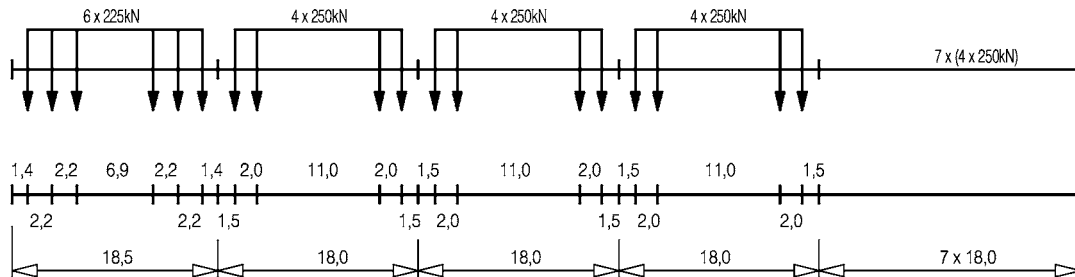
$\Sigma Q = 3\,600\text{ kN}$      $V = 120\text{ km/h}$      $L = 129,60\text{ m}$      $q = 27,8\text{ kN/m'}$



(2) Tráfico pesado con ejes de 250 kN

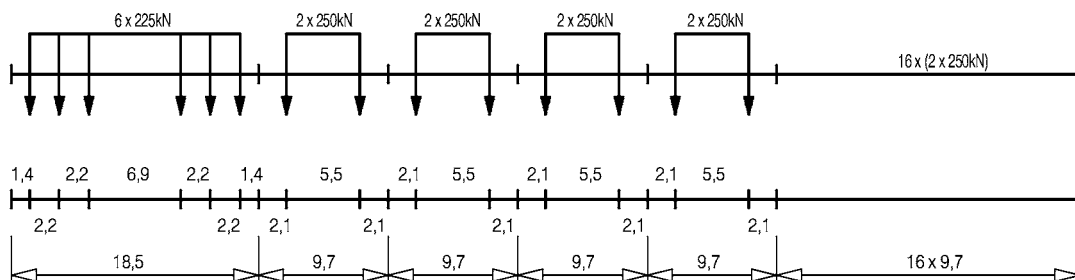
**Tipo 11** Locomotora arrastrando tren de mercancías

$\Sigma Q = 11\,350\text{ kN}$      $V = 120\text{ km/h}$      $L = 198,50\text{ m}$      $q = 57,2\text{ kN/m'}$



**Tipo 12** Locomotora arrastrando tren de mercancías

$\Sigma Q = 11\,350\text{ kN}$      $V = 100\text{ km/h}$      $L = 212,50\text{ m}$      $q = 53,4\text{ kN/m'}$



(3) Tráfico mixto

**Tabla D.1**  
**Mezcla de tráfico "estándar" con ejes  $\leq 225\text{ kN}$**

Tipo de tren	Número de trenes/día	Masa del tren [t]	Volumen de tráfico [ $10^6\text{ t/año}$ ]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
	<b>67</b>		<b>24,95</b>

**Tabla D.2**  
**Mezcla de tráfico estándar con ejes de 250 kN**

<b>Tipo de tren</b>	<b>Número de trenes/día</b>	<b>Masa del tren [t]</b>	<b>Volumen de tráfico [10<sup>6</sup> t/año]</b>
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
	<b>51</b>		<b>24,78</b>

**Tabla D.3**  
**Tráfico ligero con ejes  $\leq 225$  kN**

<b>Tipo de tren</b>	<b>Número de trenes/día</b>	<b>Masa del tren [t]</b>	<b>Volumen de tráfico [10<sup>6</sup> t/año]</b>
1	10	663	2,4
2	5	530	1,0
5	2	2160	1,4
9	190	296	20,5
	<b>207</b>		<b>25,3</b>



**ANEXO E** (Informativo)

**LÍMITES DE VALIDEZ DEL MODELO DE CARGA HSLM Y  
SELECCIÓN DEL TREN UNIVERSAL CRÍTICO DE HSLM-A**

**E.1 Límites de validez del modelo de carga HSLM**

(1) El modelo de carga HSLM es válido para trenes de pasajeros que cumplan las siguientes condiciones:

- carga individual por eje  $P$  [kN] menor de 170 kN y, para trenes convencionales, también limitada al valor acorde con la ecuación E.2;
- la distancia entre los grupos de ejes regularmente distribuidos o correspondiente a la longitud del coche  $D$  [m] cumpla lo especificado en la tabla E.1;
- el espaciamiento entre ejes del mismo bogíe,  $d_{BA}$  [m] cumpla con:

$$2,5 \text{ m} \leq d_{BA} \leq 3,5 \text{ m} \quad (\text{E.1})$$

- para trenes convencionales, el espaciamiento entre los centros de los bogíes de vehículos adyacentes  $d_{BS}$  [m] cumpla con lo especificado en la ecuación E.2;
- para trenes regulares con coches con un solo eje por coche (por ejemplo: tren tipo E en el capítulo F.2) la longitud intermedia del coche  $D_{IC}$  [m] y la distancia entre ejes adyacentes a través del enganche de dos módulos individuales del tren  $e_0$  [m] cumpla lo especificado en la tabla E.1;
- deberían evitarse las relaciones próximas a un valor entero en,  $D/d_{BA}$  y  $(d_{BS} - d_{BA}) / d_{BA}$ ;
- el peso máximo del tren inferior a 10,000 kN;
- la longitud máxima del tren inferior a 400 m;
- la masa máxima no suspendida por eje inferior a 2 t.

**Tabla E.1**  
**Parámetros límite para trenes de pasajeros de alta velocidad que cumplen el modelo de carga HSLM**

Tipo de tren	$P$ [kN]	$D$ [m]	$D_{IC}$ [m]	$e_c$ [m]
Articulado	170	$18 \leq D \leq 27$	–	–
Convencional	Menor que 170 o el valor correspondiente a la ecuación E.2	$18 \leq D \leq 27$	–	–
Regular	170	$10 \leq D \leq 14$	$8 \leq D_{IC} \leq 11$	$7 \leq e_c \leq 10$

Con:

$$4P \cos\left(\frac{\pi d_{BS}}{D}\right) \cos\left(\frac{\pi d_{BA}}{D}\right) \leq 2P_{HSLMA} \cos\left(\frac{\pi d_{HSLMA}}{D_{HSLMA}}\right) \quad (E.2)$$

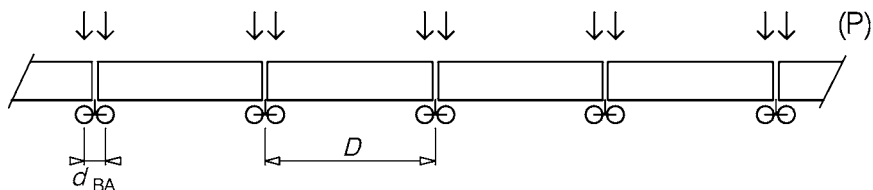
donde

$P_{HSLMA}$ ,  $d_{HSLMA}$  y  $D_{HSLMA}$  son los parámetros del tren universal de acuerdo con la figura 6.12 y la tabla 6.3 correspondientes a una longitud de coche

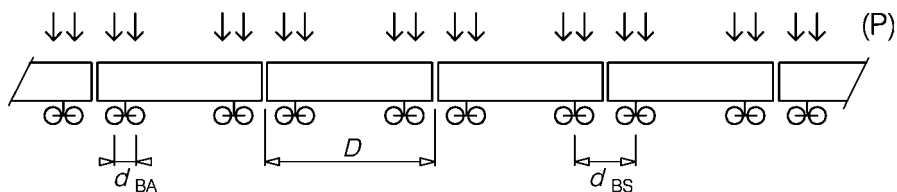
$D_{HSLMA}$  para

- un tren universal único, donde  $D_{HSLMA}$  es igual al valor de  $D$ ;
- dos trenes universales, donde  $D$  no es igual a  $D_{HSLMA}$ , con  $D_{HSLMA}$  adoptado como inmediatamente superior e inmediatamente inferior a  $D$ .

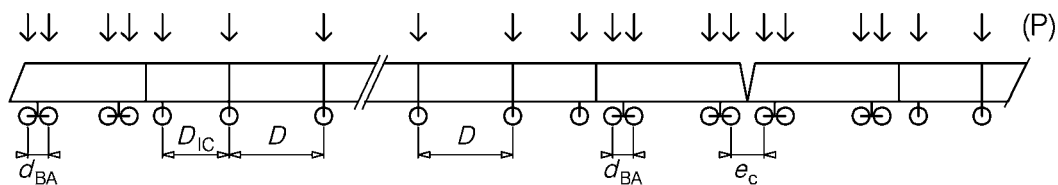
y  $D$ ,  $D_{IC}$ ,  $P$ ,  $d_{BA}$ ,  $d_{BS}$  y  $e_c$  se definen en las figuras E.1 a E.3 en función de la tipología del tren (articulado, convencional o regular).



**Fig. E1 – Tren articulado**



**Fig. E2 – Tren convencional**



**Fig. E3 – Tren regular**

- (2) Las fuerzas puntuales, dimensiones y longitudes de los trenes universales definidos en 6.4.6.1.1 no forman parte de la especificación del vehículo real, excepto en aquello a que se hace referencia en el punto (1) del capítulo E.1.

## E.2 Selección de un tren universal a partir de HSLM-A

- (1) Para vanos simplemente apoyados que muestren un comportamiento dinámico como viga y que tengan una luz igual o superior a 7 m, se podrá emplear un único tren universal de HSLM-A para el análisis dinámico.
- (2) El tren universal crítico se define en el punto (5) en el capítulo E.2 como función de:
- la longitud de onda crítica de la excitación  $\lambda_c$  [m] definida en el punto (4) en el capítulo E.2.

donde la longitud de onda crítica de la excitación  $\lambda_c$  es función de:

- la longitud de onda de la excitación a la velocidad máxima de cálculo  $\lambda_v$  [m] definida en el punto (3) del capítulo E.2;
  - la luz del puente  $L$  [m];
  - el valor máximo de la agresividad  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  [kN/m] en el rango de longitudes de onda de excitación desde 4,5 m hasta  $L$  [m] dado por el punto (4) del capítulo E.2.
- (3) La longitud de onda de la excitación a la velocidad máxima de cálculo  $\lambda_v$  [m] viene dada por:

$$\lambda_v = \frac{v_{DS}}{n_0} \quad (E.3)$$

donde

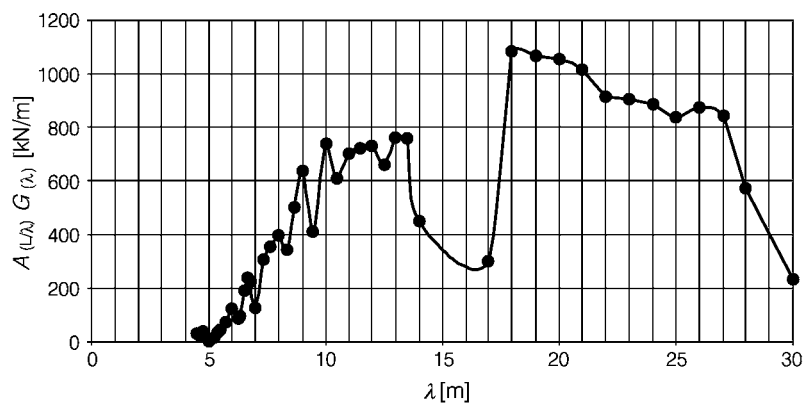
$n_0$  es la primera frecuencia natural del vano simplemente apoyado [Hz];

$v_{DS}$  es la velocidad máxima de cálculo, según el punto (1) del apartado 6.4.6.2 [m/s]

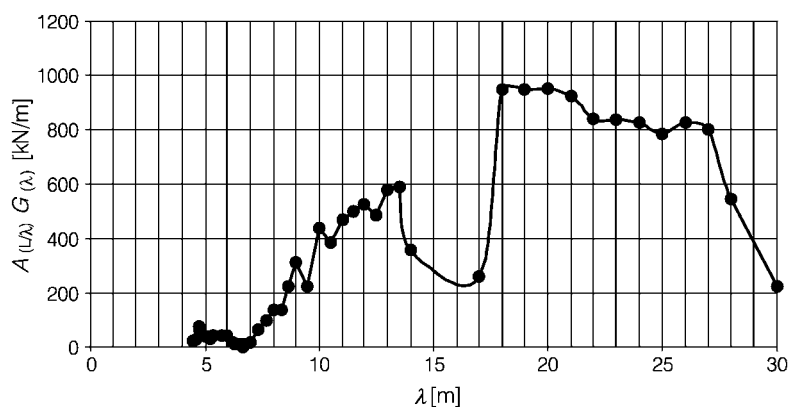
- (4) La longitud de onda crítica de la excitación debería determinarse a partir de las figuras E.4 a E.17 como el valor de  $\lambda$  que corresponde al valor máximo de la agresividad  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  correspondiente a la luz del elemento  $L$  [m] en el rango de longitudes de onda desde 4,5 m hasta  $\lambda_v$ .

Cuando la luz del tablero no corresponda a la longitud de referencia  $L$  de las figuras E.4 a E.17 deberían considerarse los dos valores de  $L$  inmediatamente superior e inferior a la luz del tablero. La longitud de onda crítica de la excitación  $\lambda_c$  debería determinarse del gráfico correspondiente a la máxima agresividad. La interpolación entre diagramas no está permitida.

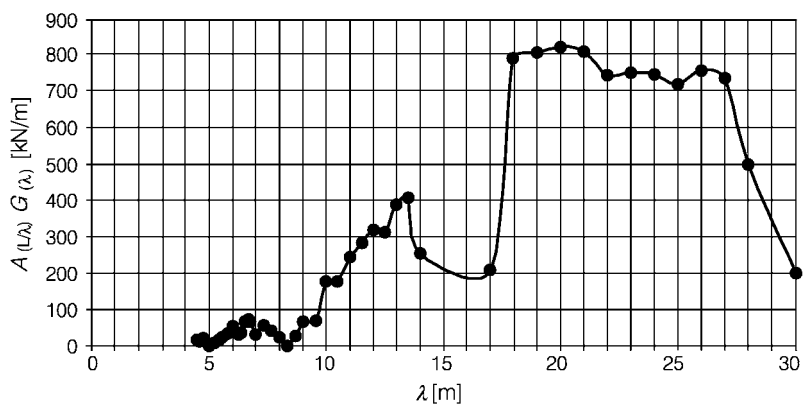
NOTA – Puede observarse en las figuras E.4 a E.17 que en numerosos casos  $\lambda_c = \lambda_v$ , pero en algunos casos  $\lambda_c$  se corresponde con un valor pico de la agresividad para un valor de  $\lambda$  menor que  $\lambda_v$  (por ejemplo en la figura E.4 para  $\lambda_v = 17$  m,  $\lambda_c = 13$  m).



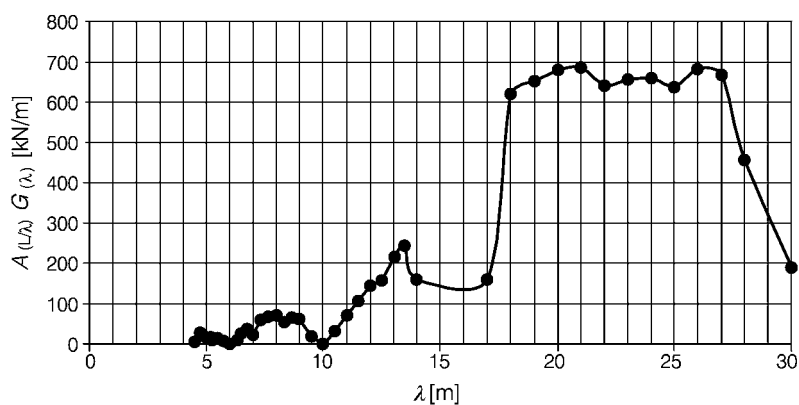
**Fig. E4 – Agresividad  $A_{(L,\lambda)} G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 7,5$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



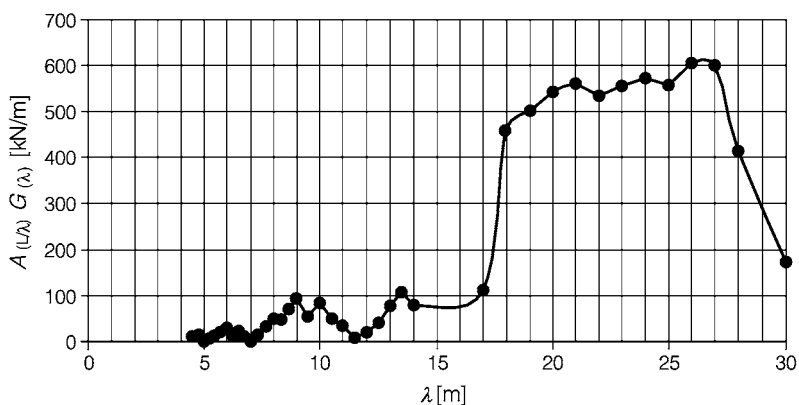
**Fig. E5 – Agresividad  $A_{(L,\lambda)} G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 10,0$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



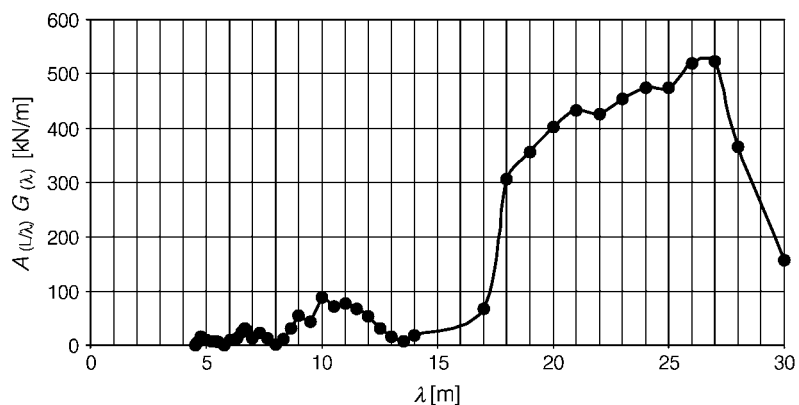
**Fig. E6 – Agresividad  $A_{(L,\lambda)} G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 12,5$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



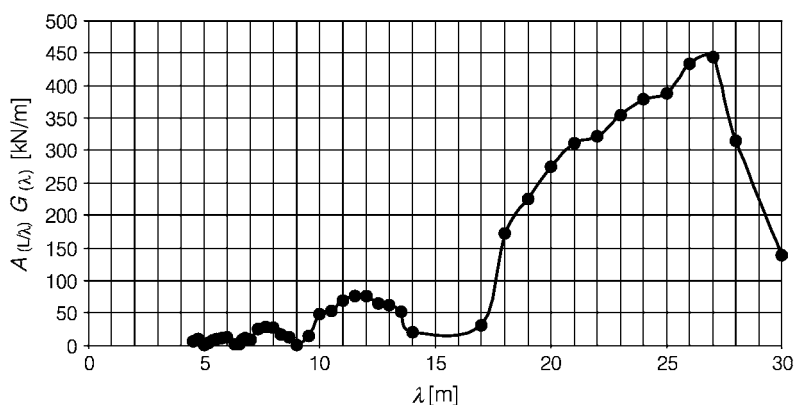
**Fig. E7 – Agresividad  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 15,0$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



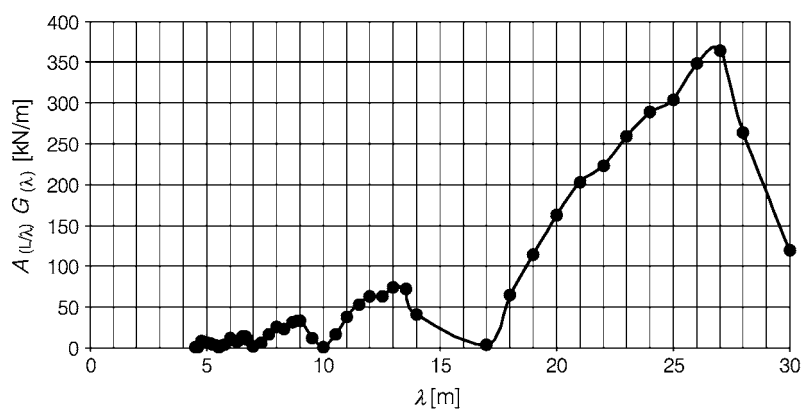
**Fig. E8 – Agresividad  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 17,5$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



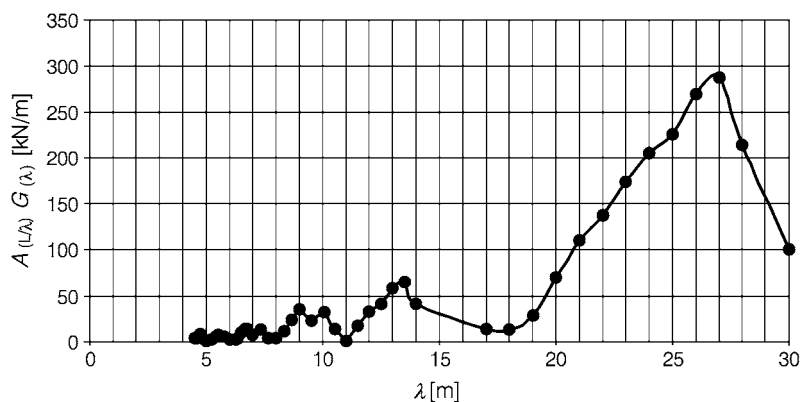
**Fig. E9 – Agresividad  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 20,0$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



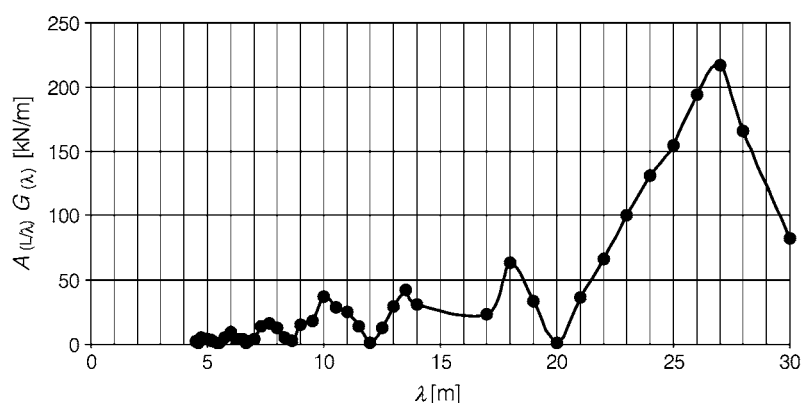
**Fig. E10 – Agresividad  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 22,5$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



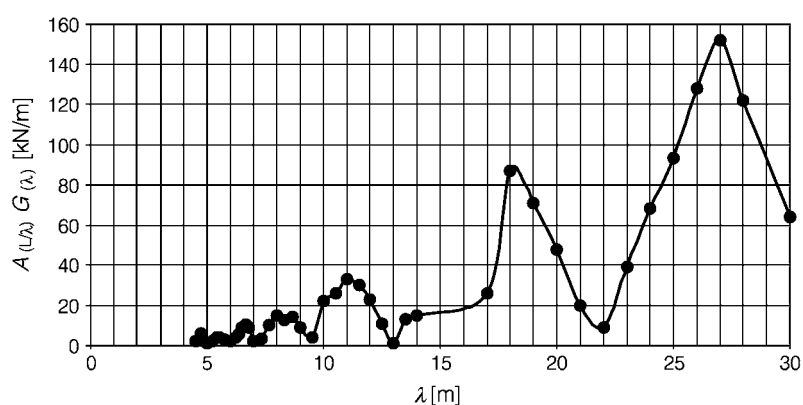
**Fig. E11 – Agresividad  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 25,0$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



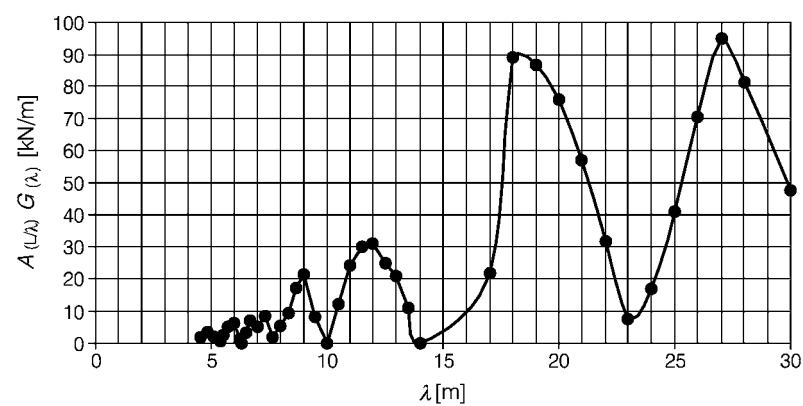
**Fig. E12 – Agresividad  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 27,5$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



**Fig. E13 – Agresividad  $A_{(L,\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 30,0$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



**Fig. E14 – Agresividad  $A_{(L,\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 32,5$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**



**Fig. E15 – Agresividad  $A_{(L,\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 35,0$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$**

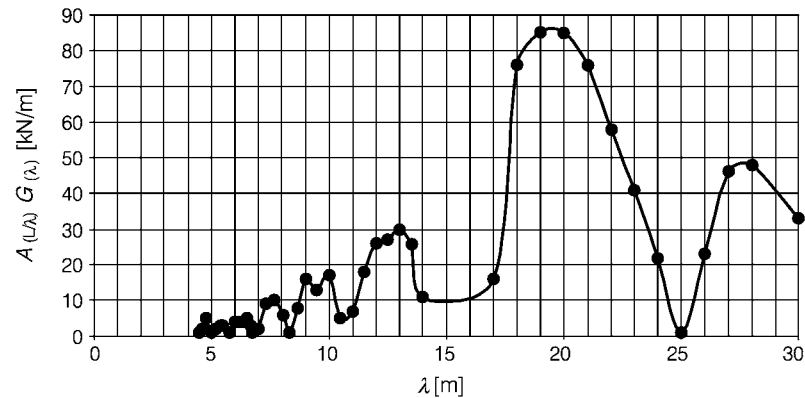


Fig. E16 – Agresividad  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 37,5$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$

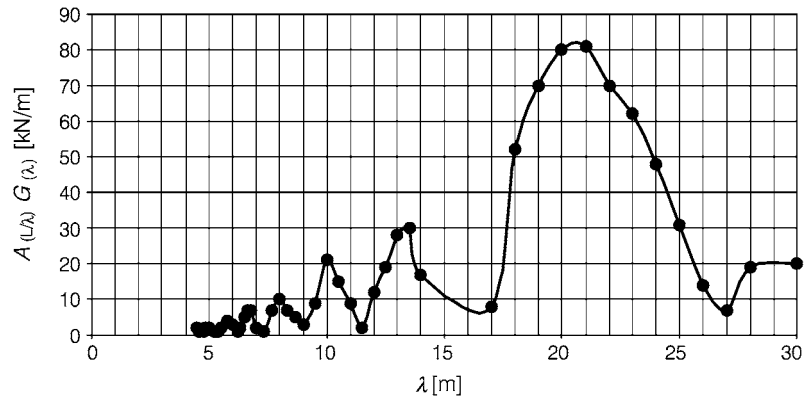


Fig. E17 – Agresividad  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  función de la longitud de onda de la excitación  $\lambda$  para un vano simplemente apoyado de luz  $L = 40,0$  m y amortiguamiento  $\xi = 0,01$

(5) El tren universal crítico en HSLM-A se define en la figura E.18:

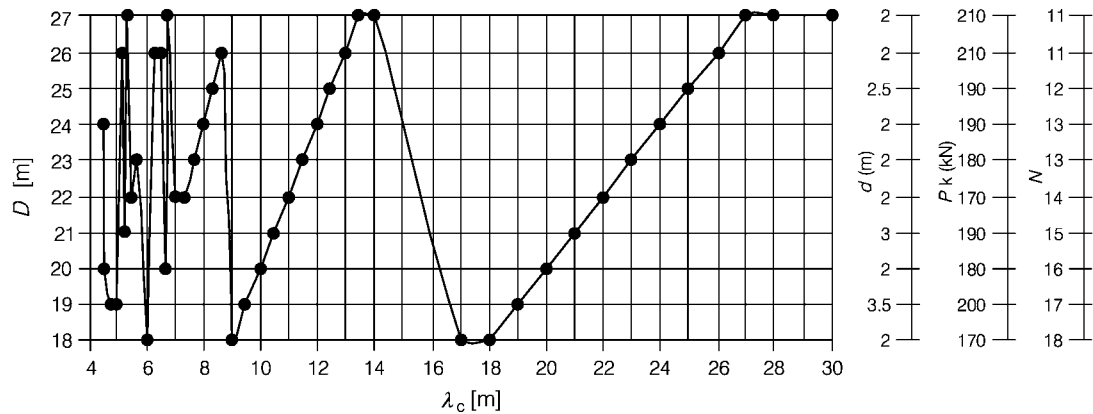


Fig. E18 – Parámetro que definen el tren crítico universal en HSLM-A como una función de la longitud de onda crítica de la excitación  $\lambda_c$  [m]



NOTA – Para valores de  $\lambda_c < 7$  m se recomienda que el análisis dinámico se realice con trenes universales A1 a A10 inclusive, de acuerdo con la tabla 6.3.

donde

- $D$  Es la longitud de los coches intermedios y finales, definida en la figura 6.12 [m];
- $d$  Es la distancia entre los ejes de los bogíes de los coches intermedios y finales, definida en la figura 6.12 [m];
- $N$  Es el número de coches intermedios, definidos en la figura 6.12;
- $P_k$  Fuerza puntual en la posición de cada eje en los coches intermedios y finales así como en cada locomotora, definido en figura 6.12 en [kN];
- $\lambda_c$  Longitud de onda crítica de la excitación dada en el punto (4) del capítulo E.2 [m].

- (6) De manera alternativa el valor de la agresividad  $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$  se puede determinar mediante las expresiones E.4 y E.5:

$$A_{(L/\lambda)} = \frac{\left| \cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right) \right|}{\left| \left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1 \right|} \quad (\text{E.4})$$

$$G_{(\lambda)} \cong \max_{i=0 \text{ a } M-1} \frac{1}{\zeta X_i} \sqrt{\left( \sum_{k=0}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2 + \left( \sum_{k=0}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2} \left( 1 - \exp\left(-2\pi\zeta \frac{X_i}{\lambda}\right) \right) \quad (\text{E.5})$$

Donde  $i$  se toma desde 0 a  $(M-1)$  para cubrir todos los posibles sub trenes, incluyendo el tren completo, y:

- $L$  es la luz de la viga [m];
- $M$  es el número de cargas puntuales en el tren;
- $P_k$  es la carga en el eje  $k$  [kN];
- $X_i$  es la longitud del sub tren formado por  $i$  ejes;
- $x_k$  es la distancia de la carga puntual  $P_k$  a la primera carga puntual  $P_0$  en el tren [m];
- $\lambda$  es la longitud de onda de la excitación [m];
- $\zeta$  es el amortiguamiento.

## ANEXO F (Informativo)

## CRITERIOS A CUMPLIR SI NO SE REQUIERE ANÁLISIS DINÁMICO

NOTA – El anexo F no es válido para el modelo de carga HSLM (el anexo F es válido para los trenes definidos en el punto (4) del anexo F).

(1) Para estructuras simplemente apoyadas que satisfagan el valor máximo de  $(v/n_0)_{\text{lim}}$  mostrado en las tablas F.1 y F.2:

- los efectos dinámicos máximos de las cargas (tensiones, deformaciones, etc.) y;
- la carga de fatiga a alta velocidad (excepto en aquellos casos en los que la velocidad de operación frecuente corresponda con una velocidad resonante, y en aquellos casos en los que debería llevarse a cabo un análisis dinámico específico y una comprobación a fatiga, de acuerdo con el apartado 6.4.6);

no supere los niveles proporcionados por  $\Phi_2 \times$  modelo de carga 71 y no sean necesarios análisis dinámicos adicionales, y

- la máxima aceleración en el tablero sea menor que 3,5 m/s<sup>2</sup> o 5,0 m/s<sup>2</sup>, según proceda.

**Tabla F.1**  
**Valor máximo de  $(v/n_0)_{\text{lim}}$  para vigas o losas simplemente apoyadas**  
**y aceleración máxima permitida de  $a_{\text{máx.}} < 3,50 \text{ m/s}^2$**

Masa $m$ 10 <sup>3</sup> kg/m		≥5,0 <7,0	≥7,0 <9,0	≥9,0 <10,0	≥10,0 <13,0	≥13,0 <15,0	≥15,0 <18,0	≥18,0 <20,0	≥20,0 <25,0	≥25,0 <30,0	≥30,0 <40,0	≥40,0 <50,0	≥50,0 –
Luz $L \in$ $m^a$	$\xi$ %	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m
[5,00,7,50)	2	1,71	1,78	1,88	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,54	3,59
	4	1,71	1,83	1,93	1,93	2,13	2,24	3,03	3,08	3,38	3,54	4,31	4,31
[7,50,10,0)	2	1,94	2,08	2,64	2,64	2,77	2,77	3,06	5,00	5,14	5,20	5,35	5,42
	4	2,15	2,64	2,77	2,98	4,93	5,00	5,14	5,21	5,35	5,62	6,39	6,53
[10,0,12,5)	1	2,40	2,50	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	6,57
	2	2,50	2,71	2,71	5,83	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	7,19	7,29
[12,5,15,0)	1	2,50	2,50	3,58	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	9,14	9,14	9,14
	2	3,45	5,12	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,76	10,36	10,48
[15,0,17,5)	1	3,00	5,33	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	10,17	10,33	10,33	10,50	10,67	12,40
[17,5,20,0)	1	3,50	6,33	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	7,17	10,67	12,80	12,80	12,80
[20,0,25,0)	1	5,21	5,21	5,42	7,08	7,50	7,50	13,54	13,54	13,96	14,17	14,38	14,38
[25,0,30,0)	1	6,25	6,46	6,46	10,21	10,21	10,21	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0,40,0)	1				10,56	18,33	18,33	18,61	18,61	18,89	19,17	19,17	19,17
≥40,0	1				14,73	15,00	15,56	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33

<sup>a</sup>  $L \in [a, b)$  significa  $a \leq L < b$ .

NOTA 1 – La tabla F.1 incluye un coeficiente de seguridad de 1,2 sobre el valor  $(v/n_0)_{\text{lim}}$  para los criterios de aceleración, deformación y resistencia, y un coeficiente de seguridad de 1,0 sobre el término  $(v/n_0)_{\text{lim}}$  para fatiga.

NOTA 2 – La tabla F.1 incluye una tolerancia de  $(1+\phi''/2)$  por irregularidades del tren.

**Tabla F.2**  
**Valor máximo de  $(v/n_0)_{\text{lim}}$  para vigas o losas simplemente apoyadas**  
**y aceleración máxima permitida de  $a_{\text{máx.}} < 5.0 \text{ m/s}^2$**

Masa $m$ $10^3 \text{ kg/m}$		$\geq 5,0$ $< 7,0$	$\geq 7,0$ $< 9,0$	$\geq 9,0$ $< 10,0$	$\geq 10,0$ $< 13,0$	$\geq 13,0$ $< 15,0$	$\geq 15,0$ $< 18,0$	$\geq 18,0$ $< 20,0$	$\geq 20,0$ $< 25,0$	$\geq 25,0$ $< 30,0$	$\geq 30,0$ $< 40,0$	$\geq 40,0$ $< 50,0$	$\geq 50,0$ –
Luz $L \in$ $m^a$	$\xi$ %	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m
[5,00,7,50]	2	1,78	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,44	3,54	3,59	4,13
	4	1,88	1,93	2,13	2,13	3,08	3,13	3,44	3,54	3,59	4,31	4,31	4,31
[7,50,10,0]	2	2,08	2,64	2,78	2,78	3,06	5,07	5,21	5,21	5,28	5,35	6,33	6,33
	4	2,64	2,98	4,86	4,93	5,14	5,21	5,35	5,42	6,32	6,46	6,67	6,67
[10,0,12,5]	1	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19
	2	2,71	2,83	6,15	6,15	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19	7,75	7,75
[12,5,15,0]	1	2,50	2,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,33	9,14	9,14	9,14	9,14
	2	5,12	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,64	10,36	10,36	10,48	10,48
[15,0,17,5]	1	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	6,33	6,50	6,50	10,33	10,33	10,50	10,50	10,67	10,67	12,40	12,40
[17,5,20,0]	1	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	10,67	10,67	12,80	12,80	12,80	12,80	12,80
[20,0,25,0]	1	5,21	7,08	7,50	7,50	13,54	13,75	13,96	14,17	14,38	14,38	14,38	14,38
[25,0,30,0]	1	6,46	10,20	10,42	10,42	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0,40,0]	1				18,33	18,61	18,89	18,89	19,17	19,17	19,17	19,17	19,17
$\geq 40,0$	1				15,00	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33

<sup>a</sup>  $L \in [a, b]$  significa  $a \leq L < b$ .

NOTA 1 – La tabla F.2 incluye un coeficiente de seguridad de 1,2 sobre el valor  $(v/n_0)_{\text{lim}}$  para los criterios de aceleración, deformación y resistencia, y un coeficiente de seguridad de 1,0 sobre el término  $(v/n_0)_{\text{lim}}$  para fatiga.

NOTA 2 – La tabla F.2 incluye una tolerancia de  $(1+\phi'/2)$  por irregularidades del tren.

donde

$L$  es la luz del puente [m];

$m$  es la masa del puente [ $10^3 \text{ kg/m}$ ];

$\xi$  es el porcentaje de amortiguamiento crítico [%];

$v$  es la velocidad máxima nominal, generalmente la velocidad máxima en la línea en el emplazamiento de la estructura. Se podrá emplear una velocidad reducida para la comprobación de trenes reales individuales para su velocidad máxima permitida asociada [m/s];

$n_0$  es la primera frecuencia natural del vano [Hz];

$\Phi_2$  y  $\phi'$  se definen en el apartado 6.4.5.2 y en el anexo C.

(2) Las tablas F.1 y F.2 son válidas para:

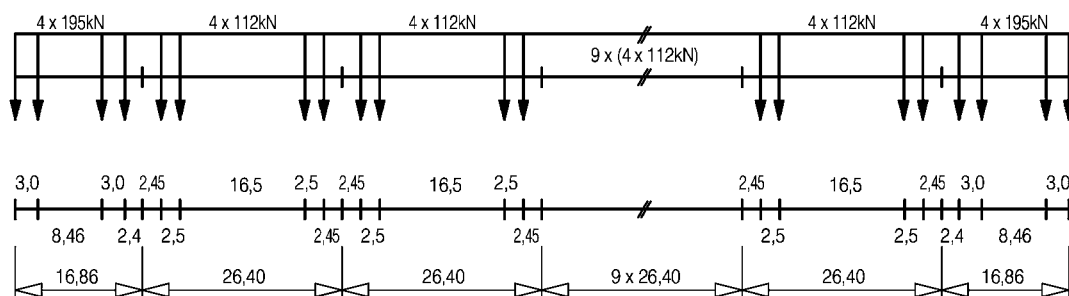
- puentes simplemente apoyados con efectos de esviaje despreciables y que puedan ser modelizados mediante una viga o losa apoyada en apoyos rígidos. Las tablas F.1 y F.2 no son aplicables a puentes sin arriostramiento lateral superior o puentes de celosía con tableros delgados u otras estructuras complejas que no se puedan representar adecuadamente por una viga o losa lineales;
- puentes en los que la vía y la profundidad de la estructura con respecto a la fibra neutra, medida desde la parte superior del tablero, sea suficiente para distribuir cargas puntuales por eje sobre una distancia de, al menos, 2,50 m;
- los tipos de trenes listados en el punto (4) del anexo F;
- estructuras calculadas para valores característicos de las cargas verticales o cargas verticales clasificadas con  $\alpha \geq 1$  de acuerdo con el apartado 6.3.2;
- vía con mantenimiento cuidadoso;
- vanos con frecuencia natural,  $n_0$  inferior al límite superior mostrado en la figura 6.10;
- estructuras con frecuencias torsionales  $n_T$  que satisfagan la siguiente condición:  $n_T > 1,2 \times n_0$ .

(3) Cuando las condiciones anteriores no sean satisfechas se debería realizar un análisis dinámico, de acuerdo con el apartado 6.4.6.

(4) En el desarrollo de los criterios recogidos en el apartado 6.4 y en el anexo F (excepto para el modelo de carga HSLM, que está basado en tipos de trenes permitidos por los criterios correspondientes de interoperatividad) se han empleado los siguientes tipos de trenes reales.

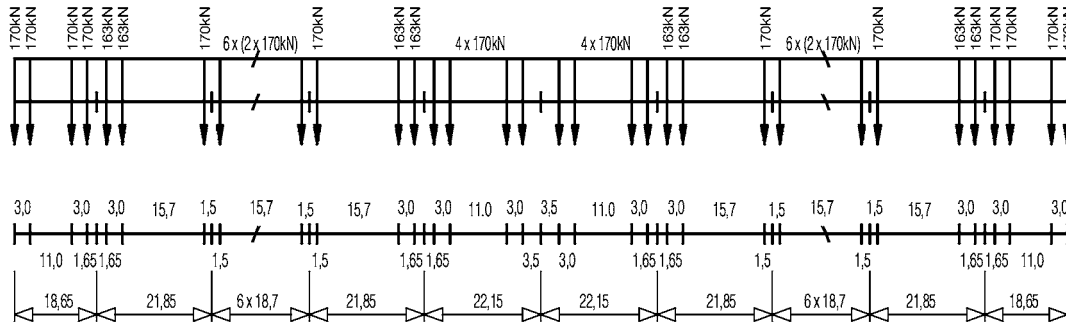
### Tipo A

$\Sigma Q = 6\,936 \text{ kN}$        $V = 350 \text{ km/h}$        $L = 350,52 \text{ m}$        $q = 19,8 \text{ kN/m'}$



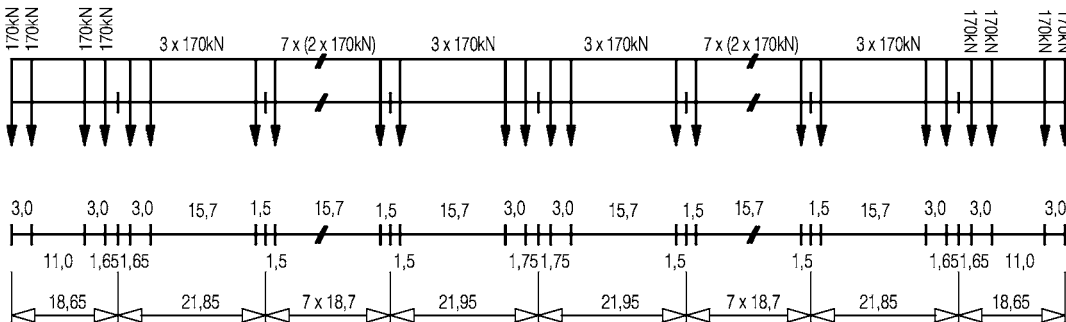
### Tipo B

$\Sigma Q = 8\,784\text{ kN}$        $V = 350\text{ km/h}$        $L = 393,34\text{ m}$        $q = 22,3\text{ kN/m'}$



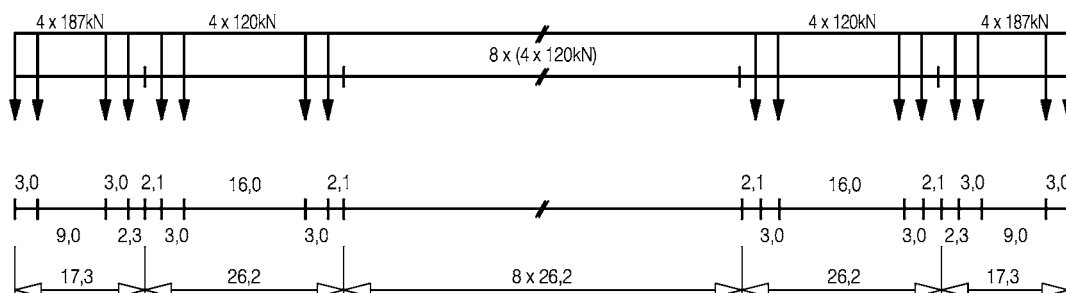
### Tipo C

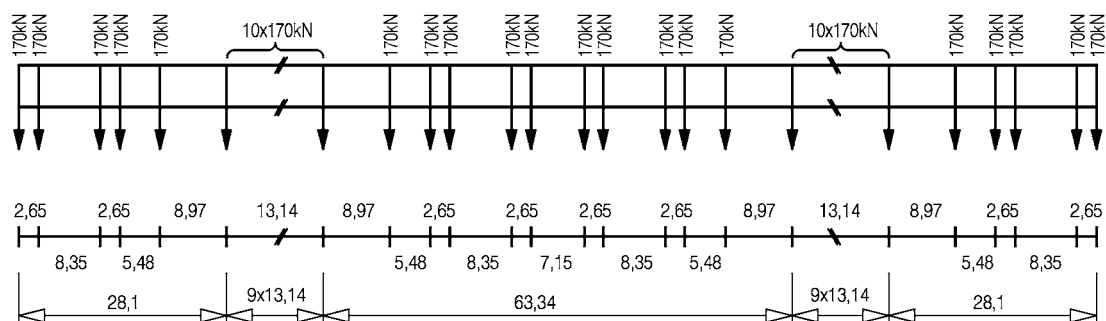
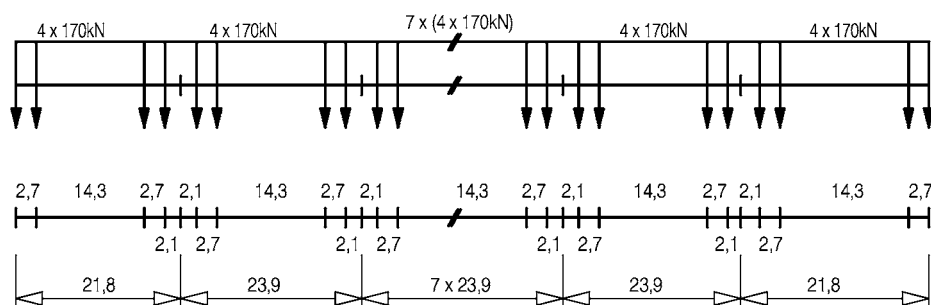
$\Sigma Q = 8\,160\text{ kN}$        $V = 350\text{ km/h}$        $L = 386,67\text{ m}$        $q = 21,1\text{ kN/m'}$



### Tipo D

$\Sigma Q = 6\,296\text{ kN}$        $V = 350\text{ km/h}$        $L = 295,70\text{ m}$        $q = 21,3\text{ kN/m'}$



$$\Sigma Q = 6\,800 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 356,05 \text{ m} \quad q = 19,1 \text{ kN/m'}$$

$$\Sigma Q = 7\,480 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 258,70 \text{ m} \quad q = 28,9 \text{ kN/m'}$$


**ANEXO G (Informativo)**

**MÉTODO PARA DETERMINAR LA RESPUESTA COMBINADA  
DE LA ESTRUCTURA Y LA VÍA ANTE ACCIONES VARIABLES**

**G.1 Introducción**

- (1) El método propuesto a continuación para la obtención de la respuesta conjunta de estructura y vía a acciones variables es válido para:
  - estructuras simplemente apoyadas o estructuras continuas formadas por un único tablero (G3);
  - estructuras formadas por una sucesión de tableros simplemente apoyados (G4);
  - estructuras formadas por una sucesión de tableros de una sola pieza (G4).
- (2) En cada caso se dan requisitos para:
  - determinar la longitud de expansión máxima permisible  $L_{TP}$ , que corresponde con la tensión adicional del carril máxima admisible dada en el punto (1) del apartado 6.5.4.5.1 o la deformación máxima admisible de la estructura, dada en el punto (1) del apartado 6.5.4.5.2 debida a los efectos de frenado y arranque y en el punto (2) del apartado 6.5.4.5.2 debida a las acciones verticales del tráfico. En los casos en los que la longitud de expansión propuesta  $L_T$  exceda la longitud máxima de expansión  $L_{TP}$ , se deberían emplear dispositivos de expansión, o realizar un análisis más detallado de acuerdo con los requisitos de los apartados 6.5.4.1 a 6.5.4.5;
  - determinar las acciones longitudinales sobre los apoyos fijos debido a:
    - arranque y frenado;
    - variación de la temperatura;
    - giro del tablero en su extremo debido a las cargas verticales.
- (3) En todos los casos se debería realizar una comprobación adicional para comprobar el desplazamiento máximo vertical de la superficie superior del tablero de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.5.4.5.2.

**G.2 Límites de validez del método de cálculo**

- (1) Tipo de vía
  - carril tipo UIC 60 con una resistencia a tracción de, al menos, 900 MPa;
  - traviesas de hormigón pesadas, con una separación máxima de 65 cm, o disposición de vía equivalente;
  - al menos 30 cm de balasto bien consolidado bajo las traviesas;
  - vía recta o con radio de curvatura  $r \geq 1\,500$  m;
- (2) Configuración del puente
  - longitud de expansión  $L_T$ ;
    - para estructuras de acero  $L_T \leq 60$  m;
    - para estructuras de hormigón y mixtas  $L_T \leq 90$  m.

- (3) Resistencia tangencial plástica longitudinal  $k$  de la vía:
- vía sin carga:  $k = 20$  a  $40$  kN por metro de vía;
  - vía cargada:  $k = 60$  kN por metro de vía.
- (4) Carga vertical del tráfico:
- modelo de carga 71 (y en los casos necesarios, modelo de carga SW/0) con  $\alpha = 1$  de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2;
  - modelo de carga SW/2.

NOTA – El método es válido para valores de  $\alpha$  en los que los efectos de la carga  $\alpha \times \text{LM71}$  sean menores o iguales a los efectos de la carga SW/2.

- (5) Acciones debidas al frenado:
- para el modelo de carga 71 (y el modelo de carga SW/0, cuando sea necesario) y el modelo de carga HSLM;  
 $q_{\text{lbk}} = 20$  kN/m, limitado a un máximo de  $Q_{\text{lbk}} = 6\,000$  kN;
  - para el modelo de carga SW/2:  
 $q_{\text{lbk}} = 35$  kN/m

- (6) Acciones debidas al arranque:
- $q_{\text{lak}} = 33$  kN/m, limitado a un máximo de  $Q_{\text{lak}} = 1\,000$  kN.

- (7) Acciones debidas a la temperatura:
- variación de temperatura  $\Delta T_{\text{D}}$  del tablero:  $\Delta T_{\text{D}} \leq 35$  °K;
  - variación de temperatura  $\Delta T_{\text{R}}$  del carril:  $\Delta T_{\text{R}} \leq 50$  °K;
  - diferencia máxima de temperatura entre el carril y el tablero:

$$|\Delta T_{\text{D}} - \Delta T_{\text{R}}| \leq 20 \text{ °K} \quad (\text{G.1})$$

### G.3 Estructuras formadas por un solo tablero

- (1) En principio, los siguientes valores deberían determinarse despreciando la respuesta combinada de la estructura y la vía a acciones variables:
- longitud de expansión  $L_{\text{T}}$  y comprobación de que  $L_{\text{T}} \leq \text{máx. } L_{\text{T}}$  de acuerdo con el punto (2) del capítulo G.2 y figura 6.17;
  - rigidez  $K$  de la subestructura por vía de acuerdo al apartado 6.5.4.2;
  - desplazamiento longitudinal de borde superior del tablero debido a la deformación de la misma:

$$\delta = \Theta H \text{ [mm]} \quad (\text{G.2})$$

donde

$\Theta$  giro del extremo del tablero [rad];

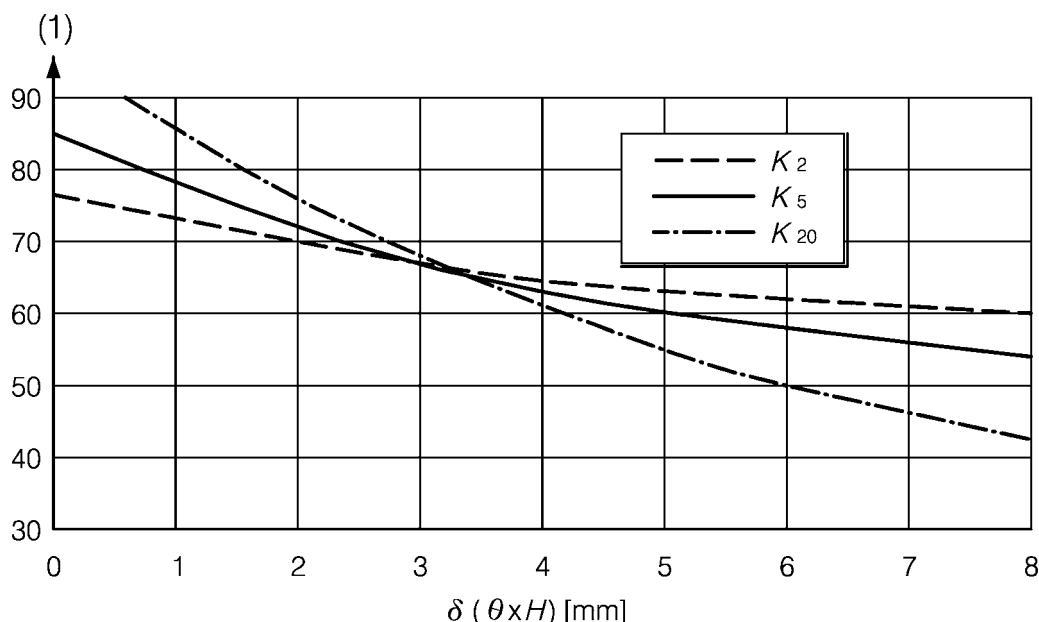
$H$  altura entre el eje horizontal de rotación del apoyo (fijo) y la superficie del tablero [mm].



- (2) Para los pares de valores (vía descargada/cargada/) de la resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía  $k = 20/60$  kN/m y  $k = 40/60$  kN/m y coeficiente lineal de temperatura  $\alpha_T = 10E-6$  1/°K o  $\alpha_T = 12E-6$  1/°K la longitud de expansión máxima permisible  $L_{TP}$  [m] se da en la figuras G.1 a G.4, según corresponda.

Cuando el punto  $(L_T, \delta)$  que describe la longitud de expansión del tablero y el desplazamiento longitudinal del extremo de éste debida a las acciones verticales, se sitúe por debajo de la curva correspondiente a la rigidez longitudinal de la vía  $K$  (o bien la curva interpolada) se satisfacen los requisitos correspondientes a las tensiones adicionales máximas admisibles en los carriles, dadas en el punto (1) del apartado 6.5.4.5.1 y la deformación máxima de la estructura, dada por el punto (1) del apartado 6.5.4.5.2 debida al frenado y arranque, dada por el punto (2) del apartado 6.5.4.5.2 debida a las acciones verticales.

De manera alternativa, en el caso de que esta condición no se cumpla, se puede realizar un análisis de acuerdo a los requisitos de los apartados 6.5.4.2 a 6.5.4.5 o se deberían disponer dispositivos de expansión de carril.



**Leyenda**

(1) Longitud máxima de expansión permitida  $L_{TP}$  [m]

$k$  Resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía [kN/m de vía]

para vías descargadas:

–  $k_{20} = 20$  kN/m de vía y  $k_{40} = 40$  kN/m de vía,

Para vías cargadas

–  $k_{60} = 60$  kN/m de vía

$K$  Rigidez de la subestructura por vía y por metro de tablero (es decir, rigidez de la subestructura dividida por el número de vías y por la longitud del tablero).

$K_2 = 2E3$  kN/m

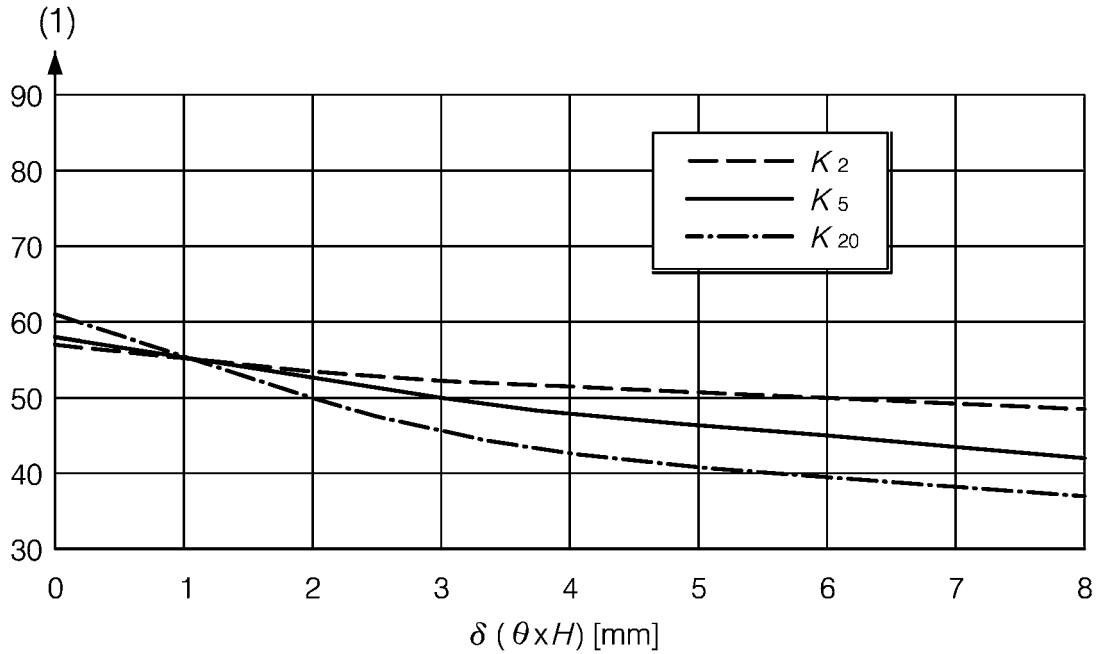
$K_5 = 5E3$  kN/m

$K_{20} = 20E3$  kN/m

$\alpha_T$  Coeficiente lineal de temperatura [1/ K]

$\delta$  ( $\theta H$ ) Desplazamiento horizontal de la parte superior del tablero debido al giro del apoyo extremo [mm].

**Fig. G.1 – Dominios admisibles para las tensiones de los carriles en tableros simplemente apoyados con  $\alpha_T = 10E-6$  [1/°K],  $\Delta T = 35$  °K,  $k_{20}/k_{60} = 20/60$  [kN/m]**



#### Leyenda

(1) Longitud máxima de expansión permitida  $L_{TP}$  [m]

$k$  Resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía [kN/m de vía]  
para vías descargadas:

–  $k_{20} = 20$  kN/m de vía y  $k_{40} = 40$  kN/m de vía;

Para vías cargadas

–  $k_{60} = 60$  kN/m de vía;

$K$  Rigidez de la subestructura por vía y por metro de tablero (es decir, rigidez de la subestructura dividida por el número de vías y por la longitud del tablero).

$K_2 = 2E3$  kN/m

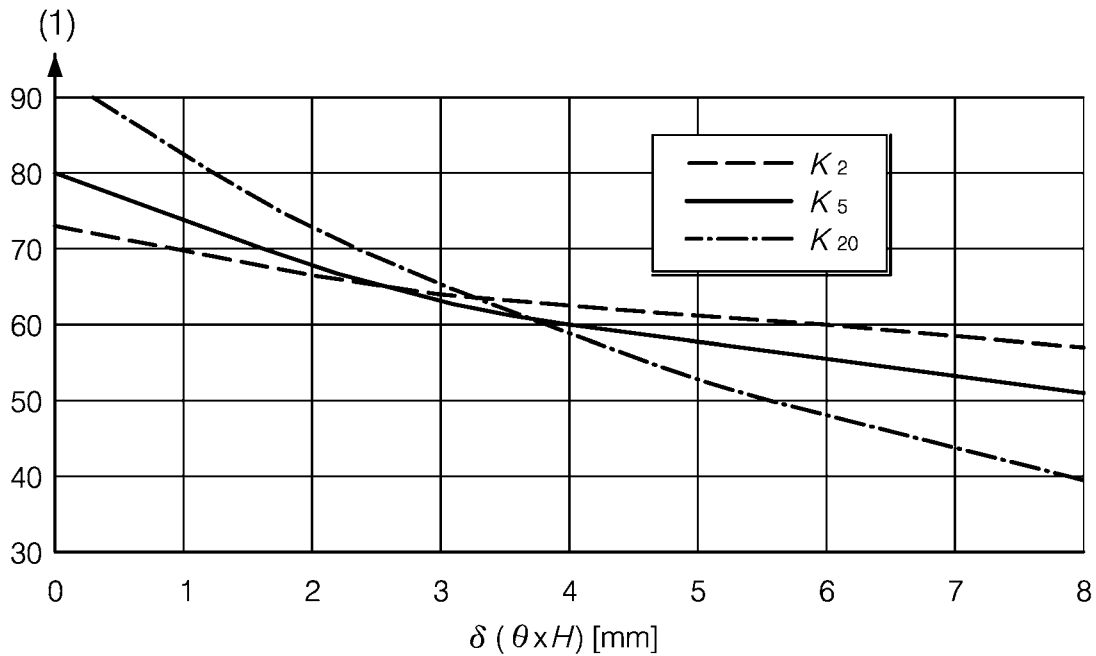
$K_5 = 5E3$  kN/m

$K_{20} = 20E3$  kN/m

$\alpha_T$  Coeficiente lineal de temperatura [1/ K]

$\delta (\theta H)$  Desplazamiento horizontal de la parte superior del tablero debido al giro del apoyo extremo [mm].

**Fig. G.2 – Dominios admisibles para las tensiones de los carriles en tableros simplemente apoyados con  $\alpha_T = 10E-6$  [1/°K],  $\Delta T = 35$  °K,  $k_{40}/k_{60} = 40/60$  [kN/m]**



**Leyenda**

(1) Longitud máxima de expansión permitida  $L_{TP}$  [m]

$k$  Resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía [kN/m de vía]

para vías descargadas:

–  $k_{20} = 20$  kN/m de vía y  $k_{40} = 40$  kN/m de vía,

Para vías cargadas

–  $k_{60} = 60$  kN/m de vía

$K$  Rigidez de la subestructura por vía y por metro de tablero (es decir, rigidez de la subestructura dividida por el número de vías y por la longitud del tablero).

$K_2 = 2E3$  kN/m

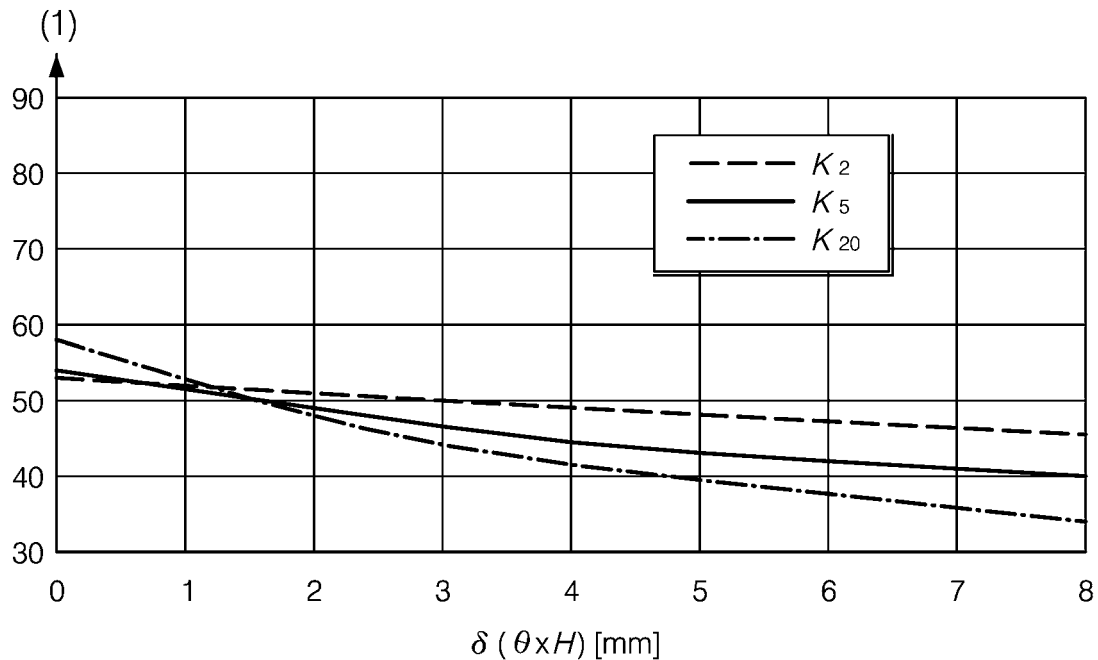
$K_5 = 5E3$  kN/m

$K_{20} = 20E3$  kN/m

$\alpha_T$  Coeficiente lineal de temperatura [1/K]

$\delta(\theta H)$  Desplazamiento horizontal de la parte superior del tablero debido al giro del apoyo extremo [mm].

**Fig. G.3 – Dominios admisibles para las tensiones de los carriles en tableros simplemente apoyados con  $\alpha_T = 12E-6$  [1/°K],  $\Delta T = 35$  °K,  $k_{20}/k_{60} = 20/60$  [kN/m]**

**Leyenda**(1) Longitud máxima de expansión permitida  $L_{TP}$  [m] $k$  Resistencia tangencial plástica longitudinal de la vía [kN/m de vía]

para vías descargadas:

–  $k_{20} = 20$  kN/m de vía y  $k_{40} = 40$  kN/m de vía,

Para vías cargadas

–  $k_{60} = 60$  kN/m de vía $K$  Rigidez de la subestructura por vía y por metro de tablero (es decir, rigidez de la subestructura dividida por el número de vías y por la longitud del tablero). $K_2 = 2E3$  kN/m $K_5 = 5E3$  kN/m $K_{20} = 20E3$  kN/m $\alpha_T$  Coeficiente lineal de temperatura [ $1/K$ ] $\delta(\theta H)$  Desplazamiento horizontal de la parte superior de la plataforma debida al giro del apoyo extremo [mm].

**Fig. G.4 – Dominios admisibles para las tensiones de los carriles en tableros simplemente apoyados con  $\alpha_T = 12E-6$  [ $1/^\circ K$ ],  $\Delta T = 35$   $^\circ K$ ,  $k_{40}/k_{60} = 40/60$  [kN/m]**

- (3) Las acciones sobre los apoyos (fijos) en la dirección longitudinal del puente debidas al efecto del arranque y frenado, a la variación de la temperatura y a la deformación del tablero bajo las acciones verticales de tráfico deberían obtenerse mediante las fórmulas dadas en la tabla G.1. Las fórmulas son válidas para una vía. Para dos o más vías con una rigidez en el soporte de valor  $K_U$ , las acciones sobre los apoyos se pueden determinar suponiendo una rigidez del apoyo de valor  $K = K_U/2$  y multiplicando los resultados de la fórmula correspondiente a una vía por 2.

**Tabla G.1**  
**Acciones sobre los apoyos fijos en dirección longitudinal del puente <sup>a</sup>**

Hipótesis de carga	Límites de validez	Raíles continuos soldados	Con un dispositivo de expansión
Frenado <sup>e</sup>	$L \geq 50 \text{ m}^d$	$82 \cdot 10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4} \text{ }^b$	$2,26 L^{1,1} \times K^{0,1} \text{ }^b$
	$L \leq 30 \text{ m}^d$	$126 \cdot 10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4}$	$3,51 L^{1,1} \times K^{0,1}$
Temperatura	$20 \leq k \text{ [kN/m]} \leq 40$	$(0,34 + 0,013k) L^{0,95} \times K^{0,4} \text{ }^c$	$800 + 0,5L + 0,01 K/L$ para $L \geq 60 \text{ }^c$ 20L para $L \leq 40 \text{ m}$ Valores interpolares por $40 < L < 60 \text{ m}$
Giro en el extremo	Tablero superior	$0,11L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1 - \beta) \times \theta H^{0,86}$	Igual que en carriles continuos soldados
	Tablero inferior o intermedio	$0,11L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1 - \beta) \times \theta H$	Igual que en carriles continuos soldados

<sup>a</sup> Cuando se empleen dispositivos de expansión en ambos extremos del tablero, toda la fuerza de tracción y frenado es soportada por los apoyos fijos. Las acciones sobre los apoyos fijos debidas a la variación de temperatura y a la rotación del extremo debida a la deformación vertical, dependen de la configuración estructural y de las longitudes asociadas de expansión.

<sup>b</sup> La fuerza de frenado aplicada sobre los apoyos fijos está limitada a un máximo de 6 000 kN por vía.

<sup>c</sup> La fuerza aplicada sobre los apoyos fijos debida a la temperatura está sujeta a un límite de 1 340 kN en el caso de que se empleen dispositivos de expansión en todos los carriles en un extremo del tablero.

<sup>d</sup> Para valores de  $L$  en el rango de  $30 < L < 50 \text{ m}$  se puede emplear la interpolación para estimar los efectos de frenado.

<sup>e</sup> La fórmula de frenado tiene en cuenta los efectos de arranque.

donde

$K$  es la rigidez del apoyo, definida anteriormente [kN/m];

$L$  depende de la configuración estructural y del tipo de acción variable de la forma siguiente [m]:

- Para tableros simplemente apoyados con apoyos fijos en un extremo:

$$L = L_T.$$

- Para tableros continuos de múltiples vanos con apoyo fijo en un extremo:

Para la acción de frenado:

$$L = L_{\text{tablero}} \text{ (longitud total del tablero).}$$

Para la acción de la temperatura:

$$L = L_T.$$

Para el giro en el extremo debido a las acciones verticales,

$$L = \text{longitud del vano siguiente al apoyo fijo,}$$

- Para tableros continuos de múltiples vanos con un apoyo fijo en una posición intermedias:

Para la acción de frenado:

$$L = L_{\text{tablero}} \text{ (longitud total del tablero).}$$

Para la acción de la temperatura:

Las acciones debidas a la variación de la temperatura se pueden determinar como suma algebraica de las reacciones de los apoyos de dos disposiciones estáticas que se obtienen al dividir el tablero en la sección del apoyo fijo, teniendo cada tablero el apoyo fijo en el soporte intermedio.

Para el giro en el extremo debida a las acciones verticales,

$$L = \text{longitud del vano más largo en el apoyo fijo.}$$

$\beta$  es la relación entre la distancia entre la fibra neutra y la superficie del tablero con respecto a su canto  $H$  [-].

#### G.4 Estructuras formadas por una sucesión de tableros

(1) Adicionalmente a los límites de validez dados en el capítulo G.3 son de aplicación los siguientes:

- la vía sobre el puente y, al menos a una distancia de 100 m de los estribos a ambos lados, estará compuesta por carriles continuos soldados sin dispositivos de expansión;
- todos los tableros tienen la misma disposición estática (el apoyo fijo está situado en el mismo extremo y no sobre la misma pila);
- un apoyo fijo está situado sobre un estribo;
- la longitud de cada uno de los tableros no difiere en más del 20% de la longitud media de todos los tableros;
- la longitud de expansión  $L_T$  de cada tablero es inferior a 30 m si  $\Delta T_D = 35$  °K, o inferior a 60 m si  $\Delta T_D = 20$  °K y la posibilidad de congelación del balasto es despreciable (si la variación máxima de temperatura del tablero es intermedia entre los 20 °K y los 35 °K, con posibilidad despreciable de congelación del balasto, el límite máximo de  $L_T$  se puede interpolar entre 30 m y 60 m);
- la rigidez de los apoyos fijos es mayor de  $2E3 \times L_T$  [m] [kN/m de vía por vía] para  $L_T = 30$  m y  $3E3 \times L_T$  [m] [kN/m de vía por vía] para  $L_T = 60$  m, multiplicada por el número de vías, donde  $L_T$  está expresado en [m];
- la rigidez de cada apoyo fijo (con la excepción del apoyo fijo sobre el estribo) no difiere en más del 40% de la media de todas las rigideces de los apoyos;
- el desplazamiento máximo longitudinal, debido a la deformación del tablero en la parte superior de la losa que soporta la vía del extremo del tablero con respecto al estribo adyacente, evaluado sin tener en cuenta la respuesta combinada de la estructura y la vía frente a las acciones variables, es menor de 10 mm;
- la suma de los desplazamientos absolutos de dos extremos consecutivos, debidos a la deformación del tablero en la zona superior de la losa que soporta la vía, evaluada sin tener en cuenta la respuesta combinada de la estructura y la vía a acciones variables es inferior a 15 mm.

(2) Las reacciones longitudinales en los apoyos  $F_{Lj}$  debidas a las variaciones de temperatura, arranque y frenado y a la deformación del tablero se pueden determinar como sigue:

Acciones  $F_{L0}$  en los apoyos fijos ( $j = 0$ ) de los estribos:

- Debidos a la variación de temperatura:

$F_{L0}(\Delta T)$  determinados suponiendo un tablero simple con la longitud  $L_1$  correspondiente al primer tablero.

- Debido a la aceleración y frenado:

$$F_{L0} = \kappa q_{lbk} (q_{lak}) \cdot L_1 \quad (G.3)$$

donde

$\kappa = 1$  si la rigidez del estribo es la misma que la de las pilas,

$\kappa = 1,5$  si la rigidez del estribo es, al menos, cinco veces superior a la de las pilas,

$k$  Se puede interpolar para casos intermedios,

$q_{lak}, q_{lbk}$  son las acciones debidas a la tracción y al frenado de acuerdo a los puntos (5) y (6) del capítulo G.2,

$L_1$  [m] es la longitud del tablero unida al apoyo fijo.

– Debidos a la deformación del tablero:

$$F_{L0}(q_v) = F_{L0}(\Theta H) \quad (G.4)$$

Que se determinan de acuerdo al capítulo G.3 para puentes con un único tablero donde  $\Theta H$  viene expresado en [mm].

Finalmente, las acciones sobre los apoyos fijos de las pilas deberían determinarse de acuerdo a la tabla G.2.

**Tabla G.2**  
**Fórmulas para el cálculo de las reacciones en el apoyo para una sucesión de tableros**

<b>Apoyo</b> $j = 0 \dots n$	<b>Variación de temperatura</b> $F_{Lj}(\Delta T)$	<b>Arranque/frenado</b> $F_{Lj}(q_L)$	<b>Deformación de la plataforma</b> $F_{Lj}(\Theta H)$
Estribo con el primer apoyo fijo $j = 0$	$F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L0}(q_L) = \kappa q_L L_0$	$F_{L0}(\Theta H)$
Primera pila $j = 1$	$F_{L1}(\Delta T) = 0,2 F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L2}(q_L) = q_L L_1$	$F_{L1}(\Theta H) = 0$
Pilas intermedias $j = m$	$F_{Lm}(\Delta T) = 0$	$F_{Lm}(q_L) = q_L L_m$	$F_{Lm}(\Theta H) = 0$
Pila (n-1) $j = (n-1)$	$F_{L(n-1)}(\Delta T) = 0,1 F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L(n-1)}(q_L) = q_L L_{(n-1)}$	$F_{L(n-1)}(\Theta H) = 0$
Pila (n) $j = n$	$F_{Ln}(\Delta T) = 0,5 F_{L0}(\Delta T)$	$F_{Ln}(q_L) = q_L L_n$	$F_{Ln}(\Theta H) = 0,5 F_{L0}(\Theta H)$

NOTA 1 – Las fórmulas para frenado tienen también en cuenta los efectos del arranque.

NOTA 2 – La fuerza de frenado aplicada a los apoyos fijos está limitada a un valor máximo de 6 000 kN por vía.

NOTA 3 – La fuerza aplicada sobre los apoyos fijos debida a los efectos de la temperatura está sujeta a un límite de 1 340 kN cuando se emplea un dispositivo de expansión.

**ANEXO H** (Informativo)

**MODELOS DE CARGA PARA CARGAS DE TRÁFICO  
EN SITUACIONES DE PROYECTO TRANSITORIAS**

- (1) Cuando se realicen comprobaciones de proyecto en situaciones transitorias debidas al mantenimiento de la vía o del puente, los valores característicos del modelo de carga 71, SW/0, SW/2, “tren sin carga” y HSLM y acciones de tráfico ferroviarias asociadas, deberían tomarse iguales a los valores característicos de las cargas correspondientes, dados en el capítulo 6 para la situación de proyecto permanente.





---

---

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Dirección C Génova, 6  
28004 MADRID-España

Teléfono 91 432 60 00

Fax 91 310 40 32

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA MADRID