

# EUROCÓDIGOS

NORMA EUROPEA  
EXPERIMENTAL

UNE-ENV 1991-3  
Abril 1998



## EUROCÓDIGO 1

### BASES DE PROYECTO Y ACCIONES EN ESTRUCTURAS

**PARTE 3: ACCIONES DEL  
TRÁFICO EN PUENTES**



## **PREÁMBULO**

Esta publicación recoge en sus páginas la Norma Experimental UNE-ENV 1991-3:1998, que contiene un conjunto de especificaciones técnicas no obligatorias relativas a las cargas de tráfico a considerar en el proyecto de puentes de carretera, pasarelas y puentes de ferrocarril, y constituye la versión española de la correspondiente Norma Europea Experimental.

Es conocido el hecho de que, en España, existen especificaciones técnicas a utilizar para el proyecto y ejecución de dichas estructuras que constituyen materia regulada de obligado cumplimiento ("reglamentaciones técnicas"). La necesidad de garantizar, en la medida de lo posible, la seguridad de los usuarios de tales obras así como las exigencias derivadas de la contratación pública son, entre otras, las causas que motivan la existencia de tales reglamentaciones.

Las Instrucciones de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera y de ferrocarril, aprobadas por Órdenes del entonces Ministro de Obras Públicas, constituyen la reglamentación técnica (por tanto, obligatoria) sobre la materia.

Lo anterior no es obstáculo para que las especificaciones técnicas contenidas en esta Norma Experimental UNE-ENV 1991-3:1998 sean divulgadas y conocidas para su consideración por todos los interesados en el sector de la construcción.

La posibilidad de uso alternativo de la misma surgirá en el momento en que se apruebe y promulgue en el Boletín Oficial del Estado el correspondiente "Documento Nacional de Aplicación" para España.

La innegable importancia de esta Norma Experimental se deriva, sustancialmente, del hecho de que está llamada a constituir el punto de partida de una futura norma europea que contribuirá a la libre circulación de personas y productos de construcción en el ámbito de la Unión Europea y será susceptible de integrarse, en su momento, en las reglamentaciones técnicas españolas obligatorias correspondientes.

La traducción de esta Norma Experimental, desde la versión original en inglés a su texto en español, ha sido realizada por el Subcomité 1 del Comité Técnico de Normalización 140 "Eurocódigos Estructurales" de AENOR.

**Manuel L. Martín Antón**

Subdirector General de Normativa y  
Estudios Técnicos y Análisis Económico

*Secretaría General Técnica*

MINISTERIO DE FOMENTO

Octubre 1997



# norma española experimental

UNE-ENV 1991-3

Mayo 1998

## TÍTULO

**EUROCÓDIGO 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras**

**Parte 3: Acciones del tráfico en puentes**

*Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 3: Traffic loads on bridges.*

*Eurocode 1: Bases de calcul et actions sur les structures. Partie 3: Charges sur les ponts dues au trafic.*

## CORRESPONDENCIA

Esta norma experimental es la versión oficial, en español, de la Norma Europea Experimental ENV 1991-3 de marzo 1995.

## OBSERVACIONES

## ANTECEDENTES

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



ICS 93.040

**Descriptor:** Puentes, carriles de circulación, estructuras, proyecto, normativa técnica de construcción, cálculo, clasificaciones, especificaciones, cargas, tensiones, vehículos, accidentes, colisiones.

Versión en español

**EUROCÓDIGO 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras  
Parte 3: Acciones del tráfico en puentes**

**Eurocode 1: Basis of design  
and actions on structures.  
Part 3: Traffic loads on bridges.**

**Eurocode 1: Bases de calcul et actions  
sur les structures. Partie 3: Charges sur  
les ponts dues au trafic.**

**Eurocode 1: Grundlagen der  
Tragwerksplanung und Einwirkungen auf  
Tragwerke. Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken.**

Esta norma europea experimental (ENV) ha sido aprobada por CEN el 1994-09-22 como una norma experimental para su aplicación provisional. El período de validez de esta norma ENV está limitado inicialmente a tres años. Pasados dos años, los miembros de CEN enviarán sus comentarios, en particular sobre la posible conversión de la norma ENV en norma europea (EN).

Los miembros de CEN deberán anunciar la existencia de esta norma ENV utilizando el mismo procedimiento que para una norma EN y hacer que esta norma ENV esté disponible rápidamente y en la forma apropiada a nivel nacional. Se permite mantener (en paralelo con la norma ENV) las normas nacionales que estén en contradicción con la norma ENV, hasta que se adopte la decisión final sobre la posible conversión de la norma ENV en norma EN.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, España, Finlandia, Francia, Grecia, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, 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>PREÁMBULO</b> .....	9
<b>Objetivos de los Eurocódigos</b> .....	9
<b>Antecedentes del programa de Eurocódigos</b> .....	9
<b>Programa de Eurocódigos</b> .....	9
<b>Documentos Nacionales de Aplicación (DNA)</b> .....	10
<b>Materias específicas de esta norma experimental</b> .....	11
<b>1 GENERALIDADES</b> .....	14
1.1 <b>Objeto y campo de aplicación</b> .....	14
1.2 <b>Normativas de referencia</b> .....	15
1.3 <b>Distinción entre Principios y Reglas de Aplicación</b> .....	15
1.4 <b>Definiciones</b> .....	16
1.5 <b>Notación</b> .....	17
<b>2 CLASIFICACIÓN DE ACCIONES</b> .....	22
2.1 <b>Generalidades</b> .....	22
2.2 <b>Acciones variables</b> .....	22
2.3 <b>Acciones accidentales</b> .....	22
<b>3 SITUACIONES DE PROYECTO</b> .....	23
<b>4 ACCIONES DEL TRÁFICO Y OTRAS ACCIONES ESPECÍFICAS EN PUENTES DE CARRETERA</b> .....	23
4.1 <b>Campo de aplicación</b> .....	23
4.2 <b>Representación de acciones</b> .....	24
4.3 <b>Cargas verticales. Valores característicos</b> .....	27
4.4 <b>Fuerzas horizontales. Valores característicos</b> .....	32
4.5 <b>Grupos de cargas de tráfico en puentes de carretera</b> .....	33
4.6 <b>Modelos de carga de fatiga</b> .....	35
4.7 <b>Acciones accidentales</b> .....	41
4.8 <b>Acciones en barandillas</b> .....	44
4.9 <b>Modelos de carga en terraplenes</b> .....	45
<b>5 ACCIONES DE PEATONES, BICICLETAS Y OTRAS ACCIONES ESPECÍFICAS EN PASARELAS</b> .....	46
5.1 <b>Campo de aplicación</b> .....	46
5.2 <b>Representación de las acciones</b> .....	46
5.3 <b>Cargas verticales. Valores característicos</b> .....	47
5.4 <b>Fuerzas horizontales. Valores característicos</b> .....	48
5.5 <b>Determinación de las acciones del tráfico en pasarelas</b> .....	49
5.6 <b>Acciones accidentales en pasarelas</b> .....	49
5.7 <b>Modelos dinámicos de cargas de peatones</b> .....	50

	<b>Página</b>
5.8 Acciones en barandillas . . . . .	50
5.9 Modelo de carga en terraplenes . . . . .	50
<b>6 ACCIONES DEL TRÁFICO DE FERROCARRIL Y OTRAS ACCIONES ESPECÍFICAS PARA PUENTES DE FERROCARRIL . . . . .</b>	<b>51</b>
6.1 Campo de aplicación . . . . .	51
6.2 Representación de las acciones . . . . .	51
6.3 Cargas verticales. Valores característicos (efectos estáticos) . . . . .	52
6.4 Efectos dinámicos . . . . .	57
6.5 Fuerzas horizontales. Valores característicos . . . . .	63
6.6 Efecto <i>slipstream</i> provocado por el paso del tren (efectos aerodinámicos) . . . . .	69
6.7 Acciones accidentales . . . . .	74
6.8 Determinación de las acciones del tráfico en puentes de ferrocarril . . . . .	76
6.9 Modelos de carga para fatiga . . . . .	78
<b>ANEXOS</b>	
A (Normativo) <b>MODELOS DE VEHÍCULOS ESPECIALES PARA PUENTES DE CARRETERA . . . . .</b>	<b>79</b>
B (Normativo) <b>DETERMINACIÓN DE LA VIDA DE FATIGA. MÉTODO DE DETERMINACIÓN BASADO EN EL TRÁFICO REGISTRADO . . . . .</b>	<b>81</b>
C (Normativo) <b>BASES DE PROYECTO. CLÁUSULAS SUPLEMENTARIAS A LA ENV 1991-1 PARA PUENTES DE CARRETERA . . . . .</b>	<b>83</b>
D (Normativo) <b>BASES DE PROYECTO. CLÁUSULAS SUPLEMENTARIAS A LA ENV 1991-1 PARA PASARELAS PEATONALES . . . . .</b>	<b>88</b>
E (Normativo) <b>COEFICIENTES DE IMPACTO <math>i + \phi</math> PARA LOS TRENES REALES . . . . .</b>	<b>91</b>
F (Normativo) <b>BASES PARA LA DETERMINACIÓN DE LA FATIGA EN ESTRUCTURAS PARA FERROCARRIL . . . . .</b>	<b>92</b>
G (Normativo) <b>BASES DE PROYECTO. CLÁUSULAS SUPLEMENTARIAS A LA ENV 1991-1 PARA PUENTES DE FERROCARRIL INCLUYENDO CRITERIOS DE SERVICIO . . . . .</b>	<b>99</b>
H (Informativo) <b>ANÁLISIS DINÁMICO CUANDO EXISTE RIESGO DE RESONANCIA O VIBRACIÓN EXCESIVA DE LA ESTRUCTURA DE FERROCARRIL. BASES PARA LOS CÁLCULOS SUPLEMENTARIOS . . . . .</b>	<b>109</b>
J (Informativo) <b>MODELOS DE CARGAS DE TRÁFICO DE FERROCARRIL EN SITUACIONES TRANSITORIAS . . . . .</b>	<b>110</b>

## **PREÁMBULO**

### **Objetivos de los Eurocódigos**

- (1) Los Eurocódigos Estructurales comprenden un grupo de normas para el proyecto de edificaciones y obras de ingeniería civil desde los puntos de vista estructural y geotécnico.
- (2) Abarcan la ejecución y el control, sólo hasta el punto que es necesario para indicar la calidad de los productos de construcción y el nivel de ejecución necesarios para cumplir con los supuestos de las reglas de proyecto.
- (3) Hasta que el conjunto necesario de especificaciones técnicas armonizadas para los productos y sus métodos de ensayo estén disponibles, algunos de los Eurocódigos Estructurales cubren estos aspectos en anexos informativos.

### **Antecedentes del programa de Eurocódigos**

- (4) La Comisión de las Comunidades Europeas (CCE) inició el trabajo de establecer un conjunto de normas técnicas armonizadas para el proyecto de edificaciones y obras de ingeniería civil, que sirviese, inicialmente, como una alternativa a las diferentes normas vigentes en los distintos Estados Miembros y que, finalmente, las sustituyese. Estas reglas técnicas son los denominados "Eurocódigos Estructurales".
- (5) En el año 1990, después de consultar a sus respectivos Estados Miembros, la CCE transfirió el trabajo de nuevos desarrollos, la publicación y actualización de los Eurocódigos Estructurales al CEN, y la secretaría de la EFTA estuvo de acuerdo en apoyar el trabajo del CEN.
- (6) El Comité Técnico del CEN, CEN/TC 250, es el responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

### **Programa de Eurocódigos**

- (7) El trabajo se está desarrollando en los siguientes Eurocódigos Estructurales, los cuales se subdividen en Partes:

EN 1991	Eurocódigo 1:	Bases de proyecto y 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 de hormigón y acero.
EN 1995	Eurocódigo 5:	Proyecto de estructuras de madera.
EN 1996	Eurocódigo 6:	Proyecto de estructuras de fábrica de ladrillo.
EN 1997	Eurocódigo 7:	Proyecto geotécnico.
EN 1998	Eurocódigo 8:	Proyecto de estructuras resistentes al sismo.
EN 1999	Eurocódigo 9:	Proyecto de estructuras de aluminio.
- (8) CEN/TC250 ha formado subcomités independientes para cada uno de los Eurocódigos mencionados.
- (9) Esta parte de la ENV 1991, que ha utilizado los estudios preliminares realizados por la CCE y la UIC (Unión Internacional de Ferrocarriles), y ha sido terminada de acuerdo con un mandato de la CCE, se publica como norma experimental europea con una vida inicial de tres años.
- (10) Esta norma experimental está pensada para su aplicación experimental.
- (11) Después de aproximadamente dos años, los miembros de CEN serán invitados a enviar comentarios formales que serán tenidos en cuenta para la definición de actuaciones futuras.

- (12) Mientras tanto, las observaciones y los comentarios a esta Norma Experimental deben enviarse a la secretaria de CEN/TC250/SC1, a la siguiente dirección:

SIS / BST  
Box 5630  
S- 114 86 Stockholm  
SWEDEN

o al Organismo Nacional de Normalización correspondiente.

NOTA NACIONAL – El Organismo Nacional de Normalización en España:

AENOR  
Génova, 6  
28004 MADRID  
Teléfono: 91-4326000  
Fax: 91-3104976

#### **Documentos Nacionales de Aplicación (DNA)**

- (13) A la vista de las responsabilidades de los estados miembros en temas relacionados con la seguridad, la salud y otras materias cubiertas por los requisitos esenciales de la Directiva Europea de Productos de Construcción (DPC), a algunos elementos que afectan a la seguridad en esta norma experimental, se les han asignado valores indicativos que están identificados por |□| ó [□] ("valores en recuadro"). Las autoridades de cada Estado Miembro examinarán los "valores en recuadro" y podrán sustituirlos por valores aplicables a nivel nacional.
- (14) Los puentes son, esencialmente, obras públicas, para las cuales:
- es de aplicación la directiva europea 89/440/CEC de contratos para obras públicas y
  - las autoridades públicas tienen la responsabilidad de las obras, en calidad de propietarios.

Además, las autoridades públicas tienen también la responsabilidad de la publicación de regulaciones sobre el tráfico autorizado (especialmente respecto a las cargas de los vehículos) y para la distribución y preparación de controles cuando sea necesario, por ejemplo, para vehículos especiales. A este respecto, se supone que las autoridades que tengan estas responsabilidades cooperarán estrechamente en las responsabilidades del proyecto y el recálculo de puentes (véanse las cláusulas y las Notas que se refieren a las bases y las condiciones de validez numérica de esta norma experimental).

En este contexto, esta norma experimental se ha establecido con dos objetivos principales:

- ser suficientemente precisa y sencilla para su utilización contractual,
  - ser suficientemente flexible para permitir a las autoridades competentes y a sus técnicos, ejercer sus responsabilidades técnicas.
- (15) Debido a las responsabilidades de las autoridades públicas en el caso de los puentes, se ha previsto que para la aplicación de esta Parte, se debe complementar con:
- reglas complementarias generales y opciones que serán aportadas por los Documentos Nacionales de Aplicación [DNA, véase (16)] y
  - especificaciones que la modifiquen o complementen para proyectos concretos.

Siempre que esta norma experimental mencione "salvo especificación en contra", se pretende que las autoridades competentes (que se identificarán, si es necesario, en los DNA) tengan libertad para intervenir en cualquiera de los dos anteriores niveles. Esto es también de aplicación cuando esta norma experimental se refiere al cliente, si el cliente no es la propia autoridad competente.

La información que complementa las Notas dadas en esta norma experimental se define más adelante para ayudar a la preparación de los DNA.

- (16) Algunas de las normas de apoyo europeas o internacionales que serían necesarias no van a estar disponibles en el momento de publicación de esta norma experimental. Por lo tanto, se prevé la publicación, por parte de cada estado miembro o por parte de sus organizaciones normativas nacionales, de un Documento Nacional de Aplicación (DNA) que proponga valores definitivos de los "valores en recuadro", que haga referencia a normas de apoyo compatibles o que dé una guía nacional para la aplicación de esta norma experimental.
- (17) Se pretende que esta norma experimental sea usada conjuntamente con el DNA vigente en el país donde se realice el puente.

#### **Materias específicas de esta norma experimental**

- (18) El campo de aplicación del Eurocódigo 1 se define en el apartado 1.1.1 y el campo de aplicación de esta Parte se define en el apartado 1.1.2. Las partes adicionales de este Eurocódigo que están previstas se definen en el apartado 1.1.3.
- (19) Esta norma experimental se divide en seis capítulos:
  - tres capítulos generales, 1 a 3, de cláusulas comunes;
  - tres capítulos, 4 a 6, que tratan las acciones del tráfico de carretera, las acciones de peatones y bicicletas, y las acciones del tráfico de ferrocarril, respectivamente, y, también, otras acciones específicas en puentes de carretera, pasarelas peatonales y puentes de ferrocarril, respectivamente.

Los límites de validez de los contenidos de estos capítulos también están definidos. En los DNA o para cada proyecto concreto se pueden especificar reglas más allá de estos límites de validez.

Los "valores en recuadro" de los coeficientes parciales de seguridad de las acciones y los coeficientes  $\psi$  se definen en los anexos C, D y G.

- (20) Las bases para la combinación de las acciones del tráfico con las acciones que no provienen del tráfico se definen en el capítulo 3 y se desarrollan en los anexos C, D y G. Estas bases se deben aplicar conjuntamente con otras partes de la ENV 1991 y con las Partes de las ENV 1992 a 1995 que sean relevantes para puentes.

Si es necesario, los DNA pueden hacer referencias complementarias a otros documentos.

Cuando las acciones del tráfico que deben ser consideradas no estén definidas en esta norma experimental (por ejemplo, cargas propias de la localización, cargas militares, cargas de tranvías) o cuando no estén suficientemente tratadas en los DNA, se pueden especificar reglas complementarias para proyectos concretos.

Pueden, también, especificarse reglas complementarias para puentes que soporten conjuntamente tráfico de carretera y de ferrocarril.

También puede ser necesario especificar reglas complementarias para acciones accidentales a considerar en el proyecto, véanse notas en 2.3.

(21) Las acciones debidas al tráfico de vehículos se representan en el capítulo 4 mediante una serie de modelos de carga que representan diferentes tipos de tráfico y diferentes componentes (por ejemplo, fuerzas horizontales) de la acción del tráfico. Para la comprobación a fatiga se proponen modelos específicos.

- a) Los Modelos de Carga 1 y 2, definidos en 4.3, se consideran (con unos coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  iguales a 1,0) representativos del mayor tráfico encontrado o esperado, en las principales carreteras de los países europeos. El tráfico en otras carreteras de estos países y en otros países puede ser sustancialmente menor o estar mejor controlado. Sin embargo, se debe resaltar que un gran número de puentes existentes no cumplen los requisitos de esta norma experimental ni los de las normas asociadas ENV 1992 a 1995.

Por lo tanto, se recomienda a las autoridades nacionales que los valores del coeficiente de ajuste  $\alpha$  escogidos para el proyecto de puentes correspondan si es posible a las diferentes clases de carreteras en las que se ubican los puentes. La información respecto a las bases numéricas de los modelos de carga 1 y 2 han sido ya publicadas y se pretende añadir más información en documentos que contengan las bases de las propuestas.

Se recomienda que los coeficientes de ajuste escogidos sean pocos y tan simples como sea posible y basados en las regulaciones del tráfico nacional y en la eficiencia del control asociado. Para el valor mínimo de  $\alpha_{Q1}$ , se recomienda que el valor en recuadro | 0,8|, especificado en 4.3.2(7), no sea reducido sin una precisa justificación por parte de la autoridad competente.

- b) El Modelo de Carga 3 (vehículos especiales) se debe tener en cuenta sólo dónde y cuando sea especificado por la autoridad competente. Estas decisiones deben ser complementadas, cuando sea preciso, con las especificaciones de las condiciones del tráfico asociado, tal y como se menciona en las Notas, y el grado de supervisión proporcionado por la policía. Con objeto de reducir, tanto como sea posible, la diversidad de los modelos en Europa, se sugiere que, en los casos en los que las autoridades competentes seleccionen vehículos especiales para proyectos de puentes específicos, se conceda prioridad a los vehículos especiales de 900/150, 1 800/200 y 3 000/240 definidos en el capítulo 4 del anexo A.
- c) El Modelo de Carga 4 (cargas de muchedumbre en puentes de carretera) se debe tener en cuenta sólo cuando la autoridad competente lo considere necesario, especialmente en puentes localizados en áreas urbanas de alta densidad. Estos modelos han sido desarrollados a partir de observaciones durante eventos especiales, por ejemplo, en la inauguración de puentes importantes.
- d) Para comprobaciones relativas a la fatiga, se propone la utilización de una serie de modelos alternativos, en función del nivel de comprobación seleccionado en las normas de proyecto aplicables. Excepto en el caso más simple, cuando se hace referencia al Modelo de Carga de Fatiga 1 y dependiendo del caso y del tráfico esperado, las autoridades competentes pueden tener que:
- confirmar o rectificar algunos valores numéricos definidos en esta norma experimental; o
  - especificar o aprobar datos complementarios para la utilización de modelos que incluyan mediciones de tráfico.

(22) Las acciones debidas al tráfico de peatones y bicicletas se definen en el capítulo 5. También se definen otras acciones, variables o accidentales, específicas para pasarelas peatonales. Para estas otras acciones, se requieren datos complementarios y decisiones por parte de las Autoridades Nacionales, tanto para ser especificadas en los DNA, como para proyectos concretos.

En los pocos casos en los que se deba realizar un análisis dinámico, se deben adoptar modelos de carga apropiados.

(23) Las acciones debidas al tráfico de ferrocarril se definen en el capítulo 6, utilizando los modelos de carga 71 y SW, relativos a los dos tipos principales de tráfico. Las acciones asociadas, que incluyen efectos dinámicos, fuerzas de frenado y de arranque, fuerzas centrífugas, fuerzas de serpenteo, y algunos requisitos específicos, están cubiertas por coeficientes, ecuaciones, diagramas o tablas. Los espectros de carga se definen para llevar a cabo las comprobaciones de fatiga.

- a) El modelo de carga 71, definido en 6.3.2, representa el efecto estático de las operaciones del tráfico de ferrocarril estándar, en las vías de ancho normalizado y de gran ancho de las principales vías europeas.
- b) Los modelos de carga SW, definidos en 6.3.3, representan el efecto estático del tráfico pesado de ferrocarril. Se consideran dos clasificaciones de carga, SW/0 y SW/2. La autoridad competente debe especificar las líneas, o los tramos de la línea sobre las cuales son aplicables cada una de las clasificaciones.
- c) Está prevista la variación de las cargas especificadas para tener en cuenta las variaciones, en tipo, volumen y peso máximo del tráfico de ferrocarril en diferentes vías, así como para diferentes calidades de vía. Los valores característicos definidos para los modelos de carga 71 y SW/0 pueden multiplicarse por un factor  $\alpha$ , que será especificado por la autoridad competente para líneas de transporte más ligero o más pesado que la línea estándar [véase 6.3.2.(3)P].
- d) El apartado 6.4 ofrece reglas detalladas para la determinación de los efectos dinámicos producidos en los puentes por el tráfico de ferrocarril. Generalmente, estos efectos pueden ser adecuadamente cubiertos utilizando un coeficiente de impacto. En algunos casos, sin embargo, cuando exista la posibilidad de resonancia o de vibraciones excesivas del tablero, se debe realizar una comprobación específica. Esto es más probable en los casos de tráfico de alta velocidad.

NOTA – Para esta comprobación específica, véase anexo H.

- e) Para las fuerzas centrífugas, es necesario considerar que el tráfico pesado no opera a altas velocidades, mientras que el tráfico de pasajeros de alta velocidad transmite cargas bajas por eje. Las fuerzas centrífugas dependen de la longitud cargada en el puente y de la velocidad máxima permitida. Estas variables son tenidas en cuenta multiplicando el modelo de carga 71 por un factor  $f$ , para el cual se presentan valores y reglas específicas de aplicación en 6.5.1.
- f) Los modelos de fatiga para puentes metálicos se basan en los espectros de carga específicos, cuyos resultados se presentan en términos de carga de referencia (modelo de carga 71) la cual se multiplica por un factor  $\lambda$  que tiene en cuenta el efecto del espectro de cargas sobre líneas de influencia de diferentes longitudes. Este coeficiente se define en función de la longitud del vano del elemento estructural considerado, del tonelaje de tráfico que cruza el puente y de la vida útil especificada de la estructura.

En el anexo F se especifican dos combinaciones principales de tráfico, basadas en los doce trenes de servicio de referencia. Los valores del factor  $\lambda$  se han definido para un rango de luces y serán incluidos en las ENV 1992 a 1994.

- g) A menos que la vía sobre el puente esté separada en cada extremo del puente mediante un aparato de dilatación, la interacción entre el puente y la vía puede producir fuerzas adicionales. Las condiciones para limitar y tener en cuenta estas fuerzas se definen en 6.5.4.
- h) Para puentes de ferrocarril, las deformaciones y las vibraciones causadas por el paso de trenes se limitan atendiendo a consideraciones de seguridad y comodidad del pasajero. Los Principios y las Reglas de Aplicación que cumplen con estos requisitos se definen en el anexo G.

NOTA – Véase también el anexo H.

## 1 GENERALIDADES

### 1.1 Objeto y campo de aplicación

#### 1.1.1 Objeto y campo de aplicación de ENV 1991 Eurocódigo 1

- (1)P ENV 1991 describe los principios generales y las acciones para el proyecto de estructuras de edificación e ingeniería civil incluyendo algunos aspectos geotécnicos. Deberá ser utilizada conjuntamente con las ENV 1992-1999.
- (2) Puede utilizarse como base para el proyecto de estructuras no recogidas en las ENV 1992-1999, y cuando se utilicen otros materiales u otras acciones para el proyecto estructural.
- (3) ENV 1991 también comprende el cálculo de estructuras durante su ejecución, así como el de estructuras temporales. ENV 1991 se refiere a todas las circunstancias bajo las cuales una estructura debe tener una adecuada funcionalidad.
- (4) ENV 1991 no está expresamente pensada para la valoración del estado estructural de construcciones existentes ni para el desarrollo de proyectos de reparación por daños o cambios de uso, pero puede ser utilizada donde sea aplicable.
- (5) ENV 1991 no cubre por completo situaciones especiales de proyecto que requieran unas condiciones de seguridad excepcionales, tales como estructuras nucleares, para las cuales se deberán utilizar procedimientos específicos de proyecto.

#### 1.1.2 Campo de aplicación de ENV 1991-3: Acciones del tráfico en puentes

- (1) La Parte 3 de ENV 1991 especifica las acciones impuestas (modelos y valores representativos) asociadas con el tráfico de carretera, las acciones de los peatones y tráfico de ferrocarril que incluyen, cuando es necesario, los efectos dinámicos y las fuerzas centrífugas, de frenado, de aceleración y las acciones accidentales.
- (2) En el capítulo 1 se definen los términos generales y la notación.
- (3) El capítulo 2 define los principios relativos a las acciones en puentes de carretera, pasarelas peatonales (o puentes para bicicletas) y puentes de ferrocarril.
- (4) El capítulo 3 trata las situaciones de proyecto y da orientaciones para la simultaneidad de los modelos de carga de tráfico y para sus combinaciones con acciones no provenientes del tráfico.
- (5) El capítulo 4 especifica:
  - Las acciones impuestas (modelos y valores representativos) debidas al tráfico en puentes de carretera, y las condiciones de combinación entre ellas y con el tráfico de peatones y bicicletas (véase capítulo 5).
  - Otras acciones específicas para el proyecto de puentes de carretera.
- (6) El capítulo 5 especifica:
  - Las acciones impuestas (modelos y valores representativos) asociadas con el tráfico de peatones y bicicletas en puentes de carretera, pasarelas y puentes de ferrocarril.
  - Otras acciones específicas para el proyecto de pasarelas.
- (7) Los capítulos 4 y 5 especifican también las cargas en barandillas.

- (8) El capítulo 6 especifica:
- Acciones impuestas debidas al tráfico de ferrocarril en puentes.
  - Otras acciones específicas en puentes de ferrocarril.

### 1.1.3 Otras Partes de ENV 1991

- (1) Otras Partes de ENV 1991 que, en este momento, están siendo preparadas o planificadas, se relacionan en 1.2.

## 1.2 Normativas de referencia

Esta norma experimental europea incorpora, con referencias fechadas o no, disposiciones de otras normas. Estas referencias a normativas se citan a lo largo del texto y en las publicaciones enumeradas a continuación.

ISO 3898 1987 – *Bases de proyecto de estructuras. Notación. Símbolos generales.*

NOTA – Las siguientes normas europeas, que están publicadas o en preparación, son citadas en el lugar apropiado en el texto y en las publicaciones siguientes:

ENV 1991-1 – *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 1: Bases de proyecto.*

ENV 1991-2-1 – *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-1: Densidades, pesos propios y cargas exteriores.*

ENV 1991-2-2 – *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-2: Acciones en estructuras expuestas al fuego.*

ENV 1991-2-3 – *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-3: Cargas de nieve.*

ENV 1991-2-4 – *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-4: Cargas de viento.*

ENV 1991-2-5 – *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-5: Acciones térmicas.*

ENV 1991-2-6 – *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-6: Cargas y deformaciones impuestas durante la ejecución.*

ENV 1991-2-7 – *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-7: Acciones accidentales.*

ENV 1991-4 – *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 4: Acciones en silos y tanques.*

ENV 1991-5 – *Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 5: Acciones inducidas por grúas y maquinaria.*

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

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

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

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

ENV 1996 – *Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica de ladrillo.*

ENV 1997 – *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico.*

ENV 1998 – *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras resistentes al sismo.*

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

## 1.3 Distinción entre Principios y Reglas de Aplicación

- (1)P Este Eurocódigo distingue entre Principios y Reglas de Aplicación dependiendo del carácter de las cláusulas.
- (2)P Los Principios comprenden:
- Afirmaciones generales y definiciones para las que no hay alternativas, así como
  - requisitos y modelos analíticos para los que no se permiten alternativas salvo que se indique expresamente.
- (3)P Los Principios se identifican mediante la letra P.

- (4)P Las Reglas de Aplicación son reglas comúnmente aceptadas que se adecuan a los Principios y satisfacen sus requisitos.
- (5)P Está permitido el uso de reglas alternativas a las reglas de aplicación propuestas en este Eurocódigo cuando esté demostrado que dichas reglas alternativas son acordes con los Principios y tienen, al menos, la misma seguridad.
- (6) Las normas de aplicación en esta Parte se identifican por un número entre paréntesis, por ejemplo, como en esta cláusula.

## 1.4 Definiciones

A efectos de esta norma experimental, un listado básico de definiciones se da en el Eurocódigo 1991-1, "Bases de Proyecto", y las definiciones adicionales que se dan posteriormente son específicas de esta Parte.

### 1.4.1 Términos armonizados y definiciones comunes

**1.4.1.1 Tablero (Deck, tablier, Überbau):** Las partes del puente sobre las pilas, estribos y contrafuertes, excluyendo los pilonos.

**1.4.1.2 Sistemas de contención en la carretera (road restraint systems, dispositifs de retenue, Leiteinrichtungen):**

NOTA – Este término puede ser revisado en una fase posterior en función de las versiones finales, en los tres idiomas, de las normas en elaboración en CEN/TC 226.

- (i) Los sistemas de contención en la carretera son todos los sistemas que pretenden retener a los vehículos automóviles y/o a los peatones en las carreteras, puentes y otras construcciones.
- (ii) Los sistemas de contención de vehículos son sistemas instalados para proporcionar un nivel de contención a un vehículo errático y pueden utilizarse para limitar el daño o las lesiones de los usuarios de la carretera y de personas próximas.
- (iii) Los sistemas de contención de vehículos pueden ser, en función de su uso:
- permanentes (fijos) o temporales (desmontables, es decir que se pueden mover y se utilizan durante trabajos transitorios en la carretera, emergencias o situaciones similares);
  - deformables o rígidos;
  - de una cara (sólo funcionan por uno de sus lados) o de doble cara (pueden actuar por las dos caras).

**1.4.1.3 Barrera de seguridad (Safety barrier, barrière ou glissière, Absturzsicherung):** Son sistemas de contención de vehículos instalados a ambos lados o en la mediana de una carretera o de un puente (o de otras construcciones).

**1.4.1.4 Barandillas (parapets, garde-corps, Geländer):** Las barandillas son sistemas de contención que pretenden retener a los peatones en los puentes y en otras construcciones.

**1.4.1.5 Barreras antirruído (Noise barrier, écran anti-bruit, Lärmschutzwand):** Una barrera antirruído es una pantalla que reduce la transmisión de ruido.

**1.4.1.6 Pasarela fija de inspección (Inspection ganway, passerelle fixe de visite, Besichtigungssteg):** Es un acceso permanente para la inspección, no abierto al tráfico público.

**1.4.1.7 Plataforma móvil de inspección (Movable inspection platform, plateforme mobile de visite, Besichtigungswagen):** Parte de un vehículo, especial para puentes, utilizado para inspeccionar.

**1.4.1.8 Pasarela (Footbridge, passerelle, Fussgängerbrücke):** Una pasarela es un puente pensado, principalmente, para resistir las cargas de peatones y/o bicicletas, en el cual no se permite ni la circulación de vehículos ni la del ferrocarril.

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

**1.4.2.1 Plataforma del tablero (Carriageway, Chaussé, Fahrbahn):** La calzada (para su aplicación en los capítulos 4 y 5) se define como la parte de la superficie de la carretera, soportada por una estructura simple (tablero, pilas), que incluye todos los carriles de circulación (marcados en la superficie de la carretera), arcenes y marcas viales. Su ancho  $w$  se mide entre bordillos, si la altura del bordillo es mayor de | 100 | mm, o entre los límites interiores de las barreras de seguridad en el resto de los casos. Salvo especificación en contra para proyectos concretos, el ancho de calzada no incluye la distancia entre barreras fijas de seguridad o bordillos de la mediana, ni los anchos de dichas barreras.

**1.4.2.2 Arcén (Hard shoulder, bande d'arrêt, Standstreifen):** Es una banda, de al menos | 2,0 | m de ancho, situada junto a un carril de la zona extrema de la calzada, para utilizarla en casos de emergencia.

**1.4.2.3 Arcén limitado por barrera de seguridad (Hard strip, bande dérasée, Bankette):** Es una banda de menos de | 2,0 | m de ancho, situada junto a un carril y entre éste y una barrera de seguridad.

**1.4.2.4 Mediana (Central reservation, terre-plein central, Mittelstreifen):** Zona situada entre las plataformas separadas.

**1.4.2.5 Carril teórico (Notional lanes, voies, Fahrstreifen):** Es una banda de la plataforma, paralela a un borde de este eje que, en el capítulo 4, se considera que transporta una línea de coches y/o camiones.

**1.4.2.6 Área residual (Remaining area, area résiduelle, Restfläche):** El área residual es, cuando exista, la diferencia entre el área total de la plataforma y la suma de las áreas de los carriles teóricos (véase figura 4.1).

**1.4.2.7 Eje tándem (Tandem system, tandem, Doppelachslast):** Un eje tándem es un conjunto de dos ejes consecutivos que se consideran cargados simultáneamente.

#### **1.4.3 Términos y definiciones específicos para puentes de ferrocarril**

**1.4.3.1 Vías (Tracks, voies, Gleise):** Las vías incluyen los carriles y las traviesas. Reposan sobre el balasto o están sujetas directamente al tablero del puente. Las vías pueden estar equipadas con aparatos de dilatación en uno o en ambos extremos del tablero. La posición de las vías y el espesor del balasto puede modificarse durante la vida del puente para el mantenimiento de las vías.

**1.4.3.2 Caminos de servicio (Footpaths, passages de service, Dienstwege):** Los caminos de servicio son bandas localizadas a lo largo de las vías, entre las vías y las barandillas.

### **1.5 Notación**

En esta norma experimental se aplica la siguiente notación.

NOTA – La notación utilizada se basa en ISO 3898:1987.

#### **1.5.1 Notación común**

NOTA – Los símbolos utilizados una única vez no se relacionan a continuación.

*Mayúsculas latinas*

$A_{\text{ref}}$	área de referencia para la determinación de los efectos del viento.
$F_{\text{W}}$	acción del viento.
$F_{\text{Wk}}$	valor característico de la acción del viento.
$F_{\text{Wn}}$	valor nominal de la acción del viento.
$L_{\text{S}}$	en general, luz del vano.
$L_{\text{Sj}}$	luz del vano n° j.
$r$	radio horizontal de la plataforma o línea central de rodadura, distancia transversal entre las cargas de las ruedas en vehículos ferroviarios [6.3.1(3)P].
$S_{\text{n}}$ (ó $S$ )	carga de nieve.
$T$	acción climática térmica.
$T_{\text{k}}$	un grupo de componentes térmicas, las cuales, para la mayoría de los puentes, están limitadas a las componentes de variación uniforme y al gradiente (valores característicos). En otros casos se deben distinguir grupos más complejos (por ejemplo, para puentes de ferrocarril con barra larga soldada y para puentes con tirantes).

*Minúsculas latinas*

$g_{ri}$  grupo de cargas,  $i$  es el número ( $i= 1$  a  $n$ )

*Minúsculas griegas*

$\gamma_{\text{G}}$	coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes.
$\gamma_{\text{Q}}$	coeficiente parcial de seguridad para las acciones variables.
$\psi_0$	coeficiente de reducción para los valores de combinación de las acciones.
$\psi'_1$	coeficiente de reducción para los valores infrecuentes de las acciones [véase 2.2(2)].
$\psi_1$	coeficiente de reducción para los valores frecuentes de las acciones.
$\psi_2$	coeficiente de reducción para los valores casi-permanentes de las acciones.

**1.5.2 Notación específica de los capítulos 4 y 5***Mayúsculas latinas*

$F_{\text{w}}^*$	valor de la acción del viento compatible con la acción del tráfico.
$Q_{\text{ak}}$	valor característico de la carga de un eje simple (Modelo de Carga 2) para un puente de carretera (véase 4.3.3).
$Q_{\text{nlk}}$	valor característico de las acciones horizontales en una pasarela.
$Q_{\text{rwk}}$	valor característico de una carga concentrada (carga de un neumático) en una pasarela (véase 5.3.2).
$Q_{\text{ik}}$	valor característico de la carga de un eje (Modelo de Carga 1) en el carril teórico $i$ ( $i = 1, 2, \dots$ ) de un puente de carretera.
$Q_{\text{lk}}$	valor característico de las componentes horizontales longitudinales del tren de cargas (frenado y arranque) en puentes de carretera.

$Q_{tk}$  valor característico de las fuerzas centrífugas o transversales en puentes de carretera.

TS eje tándem para el Modelo de Carga 1.

UDL carga uniformemente distribuida para el Modelo de Carga 1.

*Minúsculas latinas*

$\eta_1$  número de carriles teóricos de un puente de carretera.

$q_{eq}$  carga uniformemente distribuida equivalente a cargas por eje en terraplenes (véase 4.9.1).

$q_{fk}$  valor característico de la carga vertical uniformemente distribuida en aceras o pasarelas.

$q_{ik}$  valor característico de la carga vertical distribuida (Modelo de Carga 1) en el carril teórico  $i$  ( $i= 1,2,\dots$ ) de un puente de carretera.

$q_{rk}$  valor característico de la carga vertical distribuida en el área residual de una plataforma (Modelo de Carga 1).

$w$  ancho de la plataforma de un puente de carretera, incluyendo los arcenes y las marcas viales (véase 1.4.2).

$w_1$  ancho de un carril teórico en un puente de carretera.

*Mayúsculas griegas*

$\Delta\phi_{fat}$  coeficiente adicional de amplificación dinámica para fatiga, en las inmediaciones de una junta de dilatación.

*Minúsculas latinas*

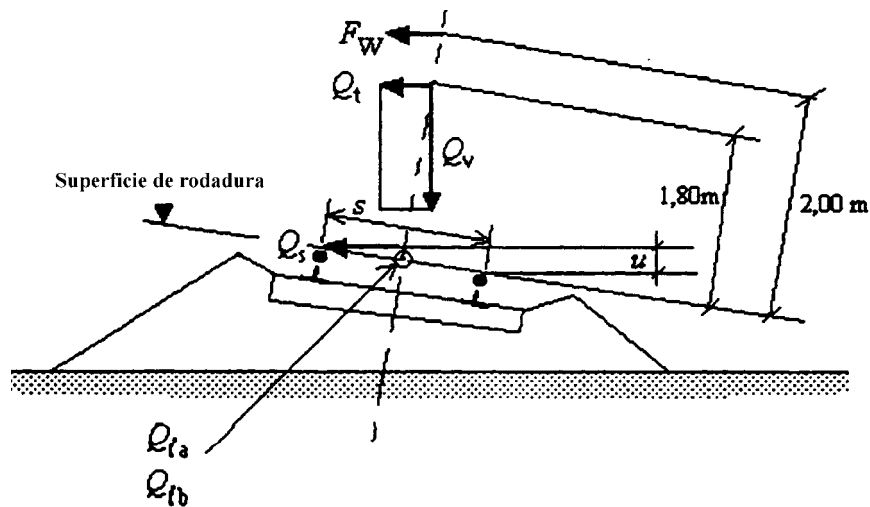
$\alpha_{Qi}, \alpha_{qi}$  coeficientes de ajuste de algunos modelos de carga en el carril  $i$  ( $i= 1,2,\dots$ ) definidos en 4.3.2.

$\alpha_{qr}$  coeficiente de ajuste de los modelos de carga en el área residual, definido en 4.3.2.

$\beta_Q$  coeficiente de ajuste del Modelo de Carga 2 definido en 4.3.3.

$\phi_{fat}$  coeficiente de amplificación dinámica para fatiga (véase anexo B, capítulo 4).

**1.5.3 Notación específica para el capítulo 6 (véase figura 1.1)**



**Fig. 1.1 – Notación y dimensiones específicas de vías de ferrocarril**

*Mayúsculas latinas*

$A$	área de la sección transversal del carril.
$F_T$	fuerza de interacción debida a la temperatura.
$F_w^{**}$	fuerza del viento compatible con el tráfico ferroviario.
$F_b$	fuerza de interacción transferida a los apoyos (en general).
$F_{la}$	fuerza de interacción debida al arranque (aceleración).
$F_{lb}$	fuerza de interacción debida al frenado.
$F_\delta$	fuerza de interacción debida a la deformación.
$G$	peso propio (en general).
$L$	longitud (en general).
$L_T$	longitud de expansión.
$L_1$	longitud de influencia.
$L_\phi$	longitud determinante (longitud asociada a $\phi$ ).
$Q$	acción del tráfico ferroviario.
$Q_h$	fuerza horizontal (en general).
$Q_{la}$	fuerza de arranque (aceleración).
$Q_{lb}$	fuerza de frenado.
$Q_r$	resultante de las acciones (en general).
$Q_s$	fuerza de lazo.
$Q_t$	fuerza centrífuga.
$Q_v$	carga vertical por eje.
$Q_{vi}$	carga por rueda.
$V$	velocidad en km/h.
$V_R$	resistencia del carril al desplazamiento longitudinal.

*Minúsculas latinas*

$a$	distancia entre apoyos de carriles, longitud de las cargas distribuidas (modelos de carga SW).
$a_g$	distancia horizontal al centro de la vía.
$b$	longitud de la distribución longitudinal de una carga en las traviesas y el balasto.
$c$	espacio entre cargas distribuidas (modelo de carga SW).
$c_p$	coeficiente aerodinámico.
$d$	distancia entre ejes.
$e$	excentricidad de las cargas verticales, excentricidad de la resultante de las acciones (en el plano de referencia).

$f$	coeficiente de reducción, fuerza, fuerza centrífuga.
$g$	aceleración de la gravedad.
$h$	altura (en general).
$h_g$	distancia en vertical desde el carril hasta el paramento inferior de la estructura.
$k_1$	coeficiente de forma del tren.
$k_2$	coeficiente específico para el efecto "slipstream" en superficies verticales paralelas a las vías.
$k_3$	coeficiente de reducción específico para el efecto "slipstream" en superficies horizontales adyacentes a las vías.
$k_4$	coeficiente de aumento del efecto "slipstream" en superficies encerrando a las vías (acciones horizontales).
$k_5$	coeficiente de aumento del efecto "slipstream" en superficies encerrando a las vías (acciones verticales).
$n_0$	frecuencia natural del puente sin carga.
$q_{Ai}$	carga accidental lineal.
$q_f$	carga en el camino de servicio.
$q_i$	cargas distribuidas, equivalentes al efecto "slipstream".
$q_v$	carga distribuida vertical.
$s$	ancho de vía.
$t$	giro por torsión (cambio de peralte en 3 m).
$u$	peralte.
$v$	velocidad en m/s.

*Mayúsculas griegas*

$\theta$	rotación del extremo de la estructura (en general).
$\phi$ ( $\phi_2, \phi_3$ )	coeficiente de impacto para cargas de ferrocarril.

*Minúsculas griegas*

$\alpha$	coeficiente de clasificación de carga; coeficiente de velocidad.
$\delta$	deformación (en general), flecha vertical.
$\delta_h$	desplazamiento horizontal.
$\rho$	densidad.
$\sigma$	tensión.
$\varphi, \varphi', \varphi''$	componentes del impacto dinámico de los trenes actuales.

## 2 CLASIFICACIÓN DE ACCIONES

### 2.1 Generalidades

- (1)P Las acciones del tráfico aplicables y otras acciones específicas en puentes se clasifican más adelante de acuerdo con la ENV 1991-1 "Bases de proyecto", capítulo 4 (4.1).
- (2)P Las acciones del tráfico en puentes de carretera, pasarelas y puentes de ferrocarril comprenden acciones variables y accidentales, las cuales se representan por diferentes modelos.
- (3)P Todas las acciones del tráfico se consideran acciones libres [véase ENV 1991-1, 1.5.1(4) y 4.1(2)P-ii], dentro de los límites expuestos en los capítulos 4 a 6.
- (4) Las acciones del tráfico son acciones multi-componente [véase ENV 1991-1, 4.1(7) y 4.8(15)].

### 2.2 Acciones variables

- (1) En condiciones normales de uso (es decir, excluyendo cualquier situación accidental), las cargas del tráfico y de los peatones (incluyendo la amplificación dinámica si es necesario) se deben considerar como acciones variables.
  - (2) Los diversos valores representativos son:
    - valores característicos que pueden ser o valores estadísticos, es decir, los correspondientes a la probabilidad limitada de ser excedidos en un puente durante su vida útil, o valores nominales, véase ENV 1991-1 4.2(7);
    - valores infrecuentes;
    - valores frecuentes;
    - valores cuasipermanentes.
- NOTA – Los valores infrecuentes se corresponden, aproximadamente, con un período de retorno medio de un año. Los valores frecuentes se corresponden, aproximadamente, con un período de retorno medio de una semana.
- (3) Para la verificación de fatiga se proponen modelos específicos, valores asociados y, cuando sea necesario, condiciones particulares, en el apartado 4.6 para puentes de carretera, en el apartado 6.9 para puentes de ferrocarril y en los anexos correspondientes.

### 2.3 Acciones accidentales

- (1) Los vehículos y los trenes pueden generar acciones debidas a colisión o a presencias o localizaciones accidentales. Estas acciones deben ser consideradas en el proyecto estructural cuando no se prevea una protección especial.

NOTA – Una protección no se puede considerar apropiada si no satisface las condiciones especificadas por la autoridad competente.

- (2) Las acciones accidentales descritas en esta Parte se refieren a situaciones comunes. Se representan por varios modelos de carga definiendo los valores de cálculo (es decir, para ser utilizados con  $\gamma_A = 1,0$ ) en forma de cargas estáticas. Los modelos de carga y los valores definidos en esta Parte están referidos a puentes y, salvo especificación en contrario, a elementos de contención adyacentes a las carreteras y a las líneas de ferrocarril.

NOTA – En esta Parte se definen sólo las condiciones de aplicabilidad de algunos modelos. Condiciones complementarias, cuando sean aplicables, deben ser especificadas por las autoridades competentes para proyectos concretos o de forma más general.

- (3) Las fuerzas de colisión debidas a vehículos bajo puentes de carretera o ferrocarril están definidas en 4.7.2 (véase 5.6.2 para pasarelas).
- (4) Las fuerzas de colisión debidas a barcas, barcos o aviones en puentes de carretera o ferrocarril (por ejemplo, en puentes sobre canales o aguas navegables) no se tratan en esta Parte.

NOTA – Estas fuerzas deben tenerse en cuenta, cuando sean relevantes, como especifique o sea acordado por la autoridad competente.

- (5) Las acciones accidentales debidas a automóviles en puentes de carretera y pasarelas se definen en 4.7.3 y 5.6.3 respectivamente.
- (6) Las acciones accidentales debidas a trenes o a equipos del tráfico ferroviario se definen en 6.7.

### 3 SITUACIONES DE PROYECTO

- (1)P Es aplicable el mismo formato general definido en ENV 1991-1 para los procedimientos de proyecto.

NOTA – Esto no implica que las cláusulas y valores especificados para edificación en ENV 1991-1 puedan ser aplicables a puentes.

- (2)P Se deben considerar situaciones de proyecto escogidas e identificar las hipótesis críticas de carga. Para cada hipótesis crítica de carga, se deben determinar los valores de cálculo de los efectos de las acciones combinadas.
- (3) Generalmente, las diferentes cargas de tráfico consideradas como simultáneas son representadas por grupos de cargas (combinaciones de acciones componentes, como se define en los capítulos siguientes); cada una de las cuales debe ser considerada en los cálculos de proyecto, cuando sea necesario (véase ENV 1991-1, 4.2(15) y los anexos C, D y G).
- (4)P Las reglas de combinación dependen de la comprobación que se considere y deben ser identificadas de acuerdo con ENV 1991-1 "Bases de proyecto" y de acuerdo con los anexos C, D y G.
- (5) Reglas específicas para la simultaneidad con otras acciones en puentes de carretera, pasarelas y puentes de ferrocarril, se definen en los anexos C, D y G.
- (6)P En puentes que tengan la doble función de puentes de carretera y de ferrocarril, la simultaneidad de las acciones y las comprobaciones particulares requeridas deben ser especificadas o acordadas por la Propiedad.
- (7) Para las combinaciones sísmicas en puentes y sus reglas asociadas, véase ENV 1998-2.

## 4 ACCIONES DEL TRÁFICO Y OTRAS ACCIONES ESPECÍFICAS EN PUENTES DE CARRETERA

### 4.1 Campo de aplicación

- (1) Salvo especificación en contrario, esta sección es aplicable solo al proyecto de puentes de carretera con:
  - vanos de luz inferior a 200 m; y con
  - plataformas de ancho no mayor de 42 m.

Para puentes de mayores dimensiones, las cargas de tráfico deben ser definidas o acordadas por la Propiedad.

NOTA – Para vanos de luz mayor de 200 m, se considera que los valores característicos de los principales modelos de carga son conservadores.

- (2) Los modelos y reglas asociadas pretenden cubrir todas las situaciones de tráfico de proyecto normalmente previsible (por ejemplo, condiciones de tráfico en ambas direcciones en cualquier carril debido al tráfico) que deben ser tenidas en cuenta en el proyecto [sin embargo, véase (3) y las notas de 4.2.1].

En los puentes equipados con las señales adecuadas para limitar de forma estricta el peso de cualquier vehículo (por ejemplo, en carreteras locales, agrícolas o privadas), se pueden utilizar modelos específicos.

Los modelos de carga en terraplenes se definen aparte (véase 4.9).

NOTA – Los modelos específicos anteriormente mencionados deben ser definidos o acordados por la autoridad competente.

- (3) Los efectos de las cargas en carreteras en construcción (por ejemplo, debidos a traíllas, camiones de tierra, etc.) o las cargas específicas en inspecciones y ensayos, no están cubiertos por los modelos de carga y deben ser determinados de forma separada, cuando sea necesario.

## 4.2 Representación de acciones

### 4.2.1 Modelos de carga del tráfico de carretera

- (1)P Las cargas debidas al tráfico de carretera, que comprende coches, camiones y vehículos especiales (por ejemplo, de transporte industrial), producen fuerzas horizontales y verticales, estáticas y dinámicas.
- (2) Los modelos de carga definidos en esta sección no describen las cargas actuales. Han sido seleccionados de forma que sus efectos (incluyendo la amplificación dinámica, salvo especificación en contra) representen los efectos del tráfico actual. Cuando necesite ser considerado un tráfico fuera del campo de aplicación de los modelos de carga especificados en esta sección, la propiedad debe definir o acordar los modelos de carga complementarios y las reglas de combinación asociadas.

#### NOTAS

- 1 El coeficiente de amplificación dinámica, incluido en los modelos (excepto en el de fatiga), aunque se ha establecido para una rugosidad media del pavimento (véase anexo B) y una suspensión normal de los vehículos, depende de varios parámetros. En los casos más desfavorables, puede llegar a 1,7. Sin embargo, se pueden alcanzar valores aún más desfavorables en pavimentos de menor rugosidad, o si hay riesgo de resonancia. Estos casos deben ser evitados mediante medidas apropiadas de proyecto y control de calidad. Por tanto, sólo en casos excepcionales, en comprobaciones específicas [véase 4.6.1(7)] o en proyectos concretos, se realizarán ajustes de la amplificación incluida.
- 2 Para convoyes militares, las autoridades competentes deben definir las rutas y las reglas de comprobación de los puentes situados en dichas rutas.
- (3) Más adelante se definen distintos modelos para cargas horizontales, verticales, accidentales y de fatiga.
- (4) Para mayor simplicidad, los modelos de carga definidos para los terraplenes adyacentes a los puentes de carretera están pensados para el proyecto y la comprobación de los estribos. Estos modelos se deducen de los modelos de carga de tráfico sin las correcciones por efectos dinámicos (véase 4.9).

### 4.2.2 Clases de carga

- (1) Las cargas actuantes en puentes de carretera se obtienen a partir de varias categorías de vehículos y de peatones.
- (2)P El tráfico de vehículos puede variar en cada puente, en función de la composición del tráfico (por ejemplo, porcentaje de vehículos pesados), de la intensidad (por ejemplo, número medio de vehículos por año), de sus condiciones (por ejemplo, frecuencia de los atascos), del máximo peso probable de los vehículos y sus cargas por eje y, si es preciso, de las señales de tráfico que restringen la capacidad de transporte.

Estas diferencias justifican el uso de modelos de carga adaptados a la localización del puente. En esta sección se definen algunas clasificaciones (por ejemplo, tipos de vehículos especiales, definidos en 4.3.4). Otras clasificaciones solo se sugieren y necesitan una decisión posterior (por ejemplo, la elección de los coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  definidos en 4.3.2(7) para el modelo principal, y en 4.3.3 para el modelo del eje simple de carga) y pueden ser presentadas como clases de carga (o clases de tráfico).

NOTA – Sin embargo, a causa de la variedad de parámetros que tienen consecuencias muy diferentes dependiendo de la localización del puente (por ejemplo, en áreas urbanas, industriales o rurales), no se debe elegir un único conjunto de clases asociadas con todos los aspectos sin un detallado examen de todas las consecuencias.

#### 4.2.3 Divisiones de la plataforma en carriles teóricos

- (1) Los anchos  $w_1$  de los carriles teóricos de una plataforma y el mayor número entero posible  $n_1$  de tales carriles se muestran en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1**  
Número y ancho de carriles

Ancho de plataforma $w$	Número de carriles teóricos	Ancho de un carril teórico	Ancho del área residual
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,0 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Entero} \left( \frac{w}{3} \right)$	3,0 m	$w - 3 \times n_1$

NOTA – Por ejemplo, para una plataforma de 11,0 m de ancho,  $n_1 = \text{Entero} \left( \frac{w}{3} \right) = 3$ , y el ancho del área residual es  $11 - 3 \cdot 3 = 2 \text{ m}$ .

- (2) Para anchos de plataforma variables, el número de carriles teóricos se define de acuerdo con los principios utilizados en la tabla 4.1. El número de carriles teóricos será:
- 1, si  $w < 5,4 \text{ m}$
  - 2, si  $5,4 \text{ m} \leq w < 9,0 \text{ m}$
  - 3, si  $9,0 \text{ m} \leq w < 12,0 \text{ m}$
- (3) Cuando la plataforma del tablero de un puente está dividida físicamente en dos partes separadas por una mediana central, entonces, salvo especificación en contrario:
- a) cada parte, incluyendo todos los arcenes, se divide, de forma separada, en carriles teóricos, siempre que las partes estén separadas por una barrera de seguridad fija;
  - b) la plataforma total, incluida la mediana, se divide en carriles teóricos si las partes están separadas por barreras de seguridad desmontables u otros sistemas de contención.

NOTA – Una desviación de estas reglas puede estar justificada dependiendo de las modificaciones futuras previstas de los carriles del tablero.

#### 4.2.4 Situación y número de carriles para el proyecto

La situación y el número de carriles deben determinarse de acuerdo con las siguientes reglas:

- (1) La situación de los carriles teóricos no está necesariamente relacionada con su número.

- (2) Para cada comprobación individual (por ejemplo, para la verificación de los Estados Límite Últimos de flexión de una sección transversal), el número de carriles cargados, su localización en la plataforma y su numeración, deben ser escogidos de tal forma que los efectos de los modelos de carga sean los más desfavorables; no obstante, véase 4.3.4(3a).
- (3) Sin embargo, para los modelos y valores representativos frecuentes, infrecuentes y de fatiga, la situación de la numeración de carriles debe especificarse para cada proyecto concreto para corresponder con las condiciones de tráfico normalmente esperadas. Para los valores característicos, la variación de la situación y la numeración definidos anteriormente en (2), puede especificarse sólo en proyectos concretos donde pueda demostrarse que producen efectos que se aproximen a los más desfavorables, o por la propiedad.
- (4) El carril que ofrece el efecto más desfavorable se numera como carril 1. El carril que ofrece el segundo efecto más desfavorable se numera como carril 2, etc. (véase figura 4.1).

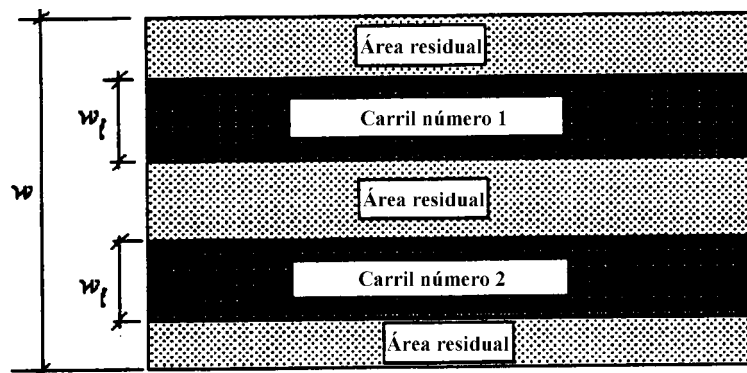


Fig. 4.1 – Ejemplo de numeración de carriles en un caso general

- (5) Cuando la plataforma tiene dos partes separadas en el mismo tablero, sólo se utiliza una numeración para toda la plataforma. Por lo tanto, cuando la plataforma tiene dos partes separadas, sólo existe un carril número 1, que puede estar alternativamente en cada una de las dos partes.
- (6) Cuando la plataforma está separada en dos partes y en dos tableros diferentes, cada parte se considera como una plataforma. Se utilizará, por tanto, una numeración independiente para el proyecto de cada tablero. Si los dos tableros son soportados por las mismas pilas y/o estribos, se realizará una única numeración para el proyecto de las pilas y/o los estribos.

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

- (1) Para cada comprobación individual, los modelos de carga, en cada carril teórico, deben aplicarse en la longitud y localización longitudinal que produzca los efectos más desfavorables, siempre que sea compatible con las condiciones de aplicación definidas posteriormente de cada modelo particular.

NOTA – Las reglas proporcionan resultados conservadores, especialmente para valores frecuentes y para las verificaciones de fatiga basadas en el Modelo de Carga de Fatiga 1.

En el área residual, el modelo de carga asociado se aplica en una longitud y anchura que produzca los efectos más desfavorables, siempre que sea compatible con las condiciones concretas que se especifican posteriormente.

NOTA – Cuando sea oportuno se deberían combinar los diferentes modelos de carga entre sí (véase 4.5) y con modelos para cargas de peatones y bicicletas.

### 4.3 Cargas verticales. Valores característicos

#### 4.3.1 Situaciones de proyecto generales y asociadas

- (1) Las acciones características se definen para la determinación de los efectos del tráfico asociados con la verificación de los Estados Límite Últimos y de determinados Estados Límite de Servicio (véase ENV 1991-1, 9.4.2 y 9.5.2, y ENV 1992 a 1995).
- (2) Los modelos de carga para cargas verticales representan los siguientes efectos del tráfico:
  - a) Modelo de Carga 1: Cargas concentradas y uniformemente distribuidas, que cubren la mayoría de los efectos del tráfico de coches y camiones. Este modelo está definido para comprobaciones locales y generales.
  - b) Modelo de Carga 2: Una carga de un eje simple, aplicada en un área específica de contacto de la rueda, que cubre los efectos dinámicos del tráfico normal en elementos estructurales muy cortos. Este modelo debe ser considerado aisladamente y sólo se utiliza en comprobaciones locales.
  - c) Modelo de Carga 3: Un conjunto de cargas de ejes que representan vehículos especiales (por ejemplo, para transportes industriales) que pueden viajar por carreteras especialmente autorizadas para cargas especiales. Este modelo está definido para ser utilizado solamente cuando lo requiera la propiedad, para comprobaciones locales y generales.
  - d) Modelo de Carga 4: La carga de una muchedumbre. Este modelo debe ser considerado sólo cuando la propiedad lo requiera. El modelo está definido para comprobaciones generales.

NOTA – La carga de muchedumbre puede ser definida por la autoridad competente, para puentes situados en ciudades o en sus proximidades, si sus efectos no están cubiertos de forma evidente, por el Modelo de Carga 1.

- (3) Los Modelos de Carga 1 y 2 se definen numéricamente para las situaciones persistentes y deben ser consideradas para cualquier tipo de situación de proyecto (por ejemplo, en situaciones transitorias durante trabajos de reparación).
- (4) Los Modelos de Carga 3 y 4 se definen sólo para algunas situaciones de proyecto transitorias.

NOTA – Véase anexo C. Las situaciones de proyecto están especificadas en los eurocódigos y/o en proyectos concretos de acuerdo con las definiciones y principios dados en ENV 1991-1. Las combinaciones de situaciones persistentes y transitorias pueden ser numéricamente diferentes.

#### 4.3.2 Sistema principal de carga (Modelo de Carga 1)

- (1) El sistema principal de carga consta de dos sistemas parciales:
  - a) Cargas concentradas en un eje doble (sistema tándem: TS). Cada eje tiene un peso igual a:

$$\alpha_Q Q_k \tag{4.1}$$

donde

$\alpha_Q$  es el coeficiente de ajuste [véanse (2) y (7)].

No se considerará más de un sistema tándem por carril; sólo se consideran sistemas tándem completos. Cada sistema tándem debe estar situado en la posición más desfavorable dentro del carril [sin embargo, véase (4) y la figura 4.2]. Cada eje del tándem tiene dos neumáticos idénticos, la carga por neumático es, por tanto, igual a  $0,5 \alpha_Q Q_k$ . La superficie de contacto de cada neumático se considera como un cuadrado de 0,40 m de lado (véase figura 4.2).

b) Cargas uniformemente distribuidas (Sistema UDL), de valor por metro cuadrado:

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

donde

$\alpha_q$  es el coeficiente de ajuste [véanse (2) y (7)].

Estas cargas deben aplicarse sólo en las zonas desfavorables de la superficie de influencia, longitudinal y transversalmente.

- (2) El Modelo de Carga 1 se debe aplicar en cada carril teórico y en las áreas residuales. En el carril teórico número  $i$ , la magnitud de la carga es  $\alpha_{Qi} Q_{ik}$  y  $\alpha_{qi} q_{ik}$  (véase tabla 4.2). En las áreas residuales, la magnitud de la carga es  $\alpha_{qr} q_{rk}$ .
- (3) Salvo especificación en contra, la amplificación dinámica está incluida en los valores de  $Q_{ik}$  y  $q_{ik}$ .
- (4) Para la determinación de los efectos globales, el tándem puede suponerse que está situado en cualquier posición a lo largo de los ejes de los carriles teóricos.
- (5) Los valores de  $Q_{ik}$  y de  $q_{ik}$  se definen en la tabla 4.2.

**Tabla 4.2**  
**Valores básicos**

Situación	Sistema tándem	Sistema UDL
	Cargas por eje $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ o $q_{rk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Carril nº 1	300	9
Carril nº 2	200	2,5
Carril nº 3	100	2,5
Resto de carriles	0	2,5
Área residual $q_{rk}$	0	2,5

Los detalles del modelo de carga 1 se ilustran en la figura 4.2.

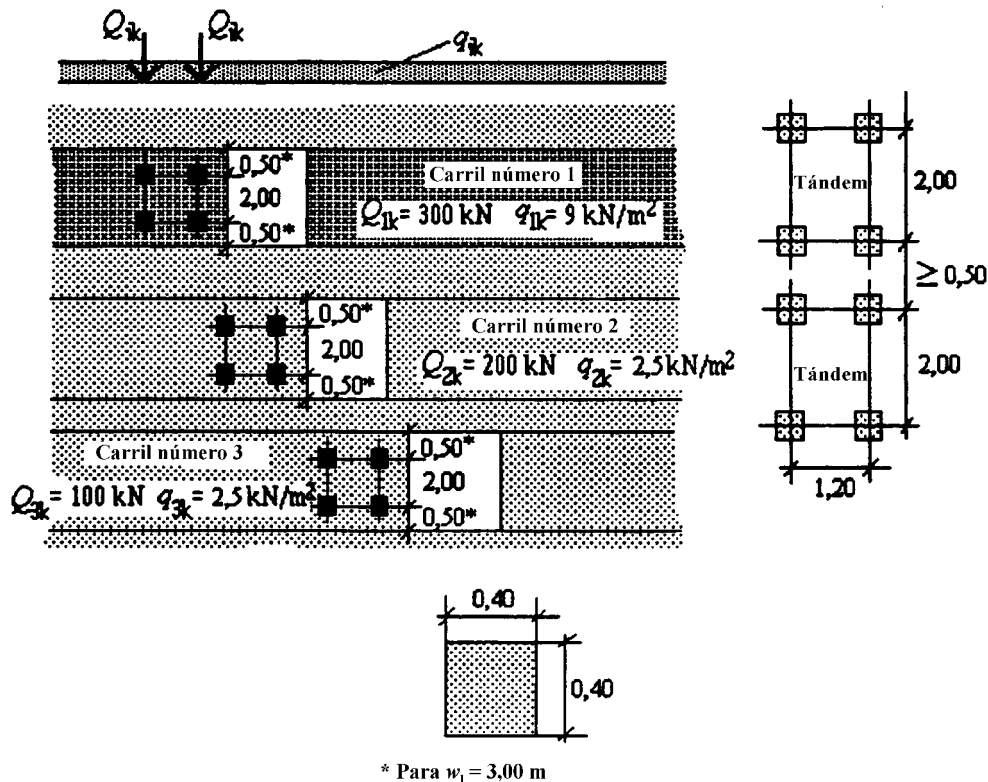


Fig. 4.2 – Modelo de Carga 1

NOTA – La aplicación de 4.2.4 (2) y de 4.3.2 (1) a (4) consiste, de forma práctica para este modelo, en escoger la situación del carril 1 y de los tandemes (en la mayoría de los casos en la misma sección). La longitud y el ancho del área cargada con el sistema UDL serán las más desfavorables de las superficies de influencia.

- (6) Cuando los efectos locales y globales pueden calcularse por separado, y salvo especificación en contrario por parte de la propiedad, los efectos globales se pueden calcular:
- a) reemplazando el segundo y el tercer tándem por un segundo tándem con un peso por eje igual a:

$$(200 \alpha_{Q2} + 100 \alpha_{Q3}) \text{ kN} \quad (4.3)$$

NOTA – La autoridad competente puede restringir la aplicación de esta simplificación.

6

- b) para vanos mayores de  $|10,0|$  m, reemplazando cada sistema tándem en cada carril por una carga concentrada en un eje de peso igual al peso de ambos ejes.

NOTA – Las autoridades competentes pueden restringir la aplicación de esta simplificación. El peso de un eje simple es:

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

- (7) Los valores de los coeficientes  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qi}$  y  $\alpha_{qr}$  (coeficientes de ajuste) pueden ser diferentes en función del tipo de carretera y del tráfico esperado. En ausencia de especificaciones, estos coeficientes se tomarán igual a 1. En todos los casos, para puentes sin señales restrictivas del peso de vehículos,

$$\alpha_{Qi} \geq |0,8| \quad (4.4)$$

y para:  $i \geq 2$ ,  $\alpha_{qi} \geq 1$ , esta restricción no es aplicable para  $\alpha_{qr}$  (4.5)

NOTA – Los coeficientes  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qi}$  y  $\alpha_{qr}$  pueden ser diferentes de 1 sólo si han sido escogidos de acuerdo con la autoridad competente.

#### 4.3.3 Modelo de eje simple (Modelo de Carga 2)

- (1) Este modelo consiste en la carga de un eje simple  $\beta_Q Q_{ak}$ , con  $Q_{ak}$  igual a  $|400|$  kN, incluyendo la ampliación dinámica, que puede ser aplicada en cualquier lugar de la plataforma. Sin embargo, cuando proceda, se puede considerar sólo una rueda de  $|200|$   $\beta_Q$  [kN]. Salvo especificación en contrario,  $\beta_Q$  es igual a  $\alpha_{Qi}$ .
- (2) Salvo que se especifique que se debe tomar el mismo área de contacto de la rueda que en el modelo 1, dicha superficie se tomará igual a un rectángulo de 0,35 m por 0,60 m, tal como se indica en la figura 4.3.

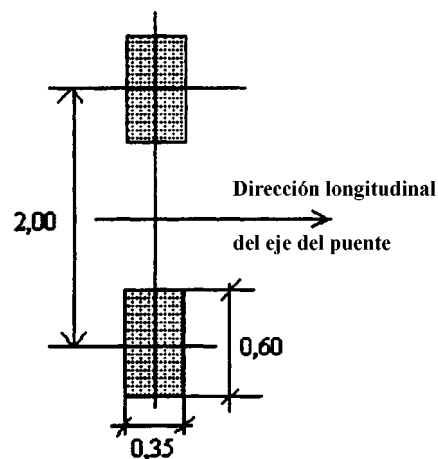


Fig. 4.3 – Modelo de Carga 2

#### 4.3.4 Conjunto de modelos de vehículos especiales (Modelo de Carga 3)

- (1) Cuando la propiedad requiere que se tengan en cuenta un modelo de carga normalizado, o más de uno, los valores de carga y sus dimensiones deben ser como los que se describen en el anexo A.

##### NOTAS

- 1 Cuando los coeficientes  $\alpha_{Qi}$  y  $\alpha_{qi}$  son todos iguales a 1, los efectos del modelo normalizado 600/150 están cubiertos por los efectos del sistema principal de cargas y no necesitan ser considerados.
  - 2 La propiedad puede también especificar modelos particulares, especialmente para cubrir los efectos de cargas excepcionales con pesos brutos que exceden 3 600 kN.
- (2) Las cargas características asociadas a vehículos especiales se deben tomar como valores nominales y se deben considerar exclusivamente con situaciones transitorias.

(3) Salvo especificación en contrario:

a) Cada modelo normalizado es aplicable en un carril teórico tal y como se define en 1.4.2 y 4.2.3 (considerado como carril número 1) para los modelos compuestos de ejes de 150 ó 200 kN, o en dos carriles teóricos adyacentes (considerados como carriles números 1 y 2, véase figura 4.4) para los modelos compuestos de ejes más pesados. Los carriles se dispondrán en la situación más desfavorable dentro de la calzada. Es decir, en este caso, el ancho de la plataforma debe ser definido excluyendo los arcones y las marcas viales.

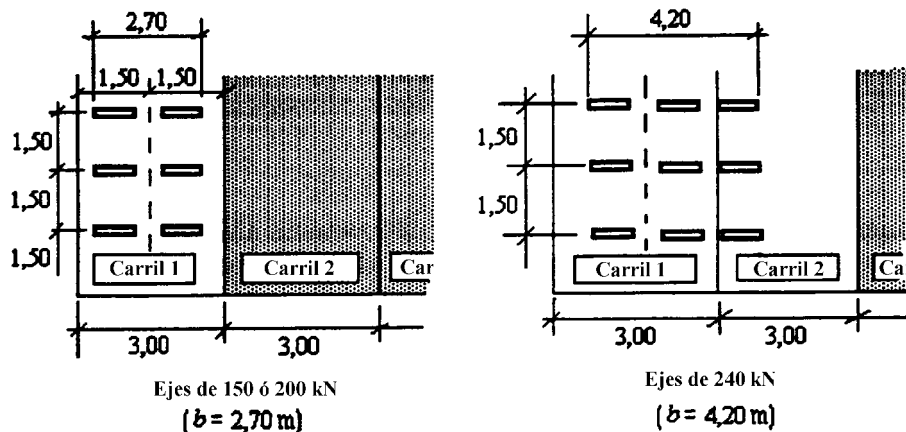


Fig. 4.4 – Situación de los vehículos especiales

b) Los vehículos especiales simulados por los modelos se supone que se muevan a poca velocidad (no más de 5 km/h); por tanto, sólo se consideran cargas verticales sin amplificación dinámica.

c) Cada carril teórico y el área residual del tablero del puente están cargados con los valores frecuentes del sistema principal de carga, definidos en 4.5 y en el anexo C. En el carril, o carriles, ocupados por los vehículos normalizados, este sistema no se debe aplicar en, al menos, | 25 | m desde los ejes exteriores del vehículo en consideración (véase figura 4.5).

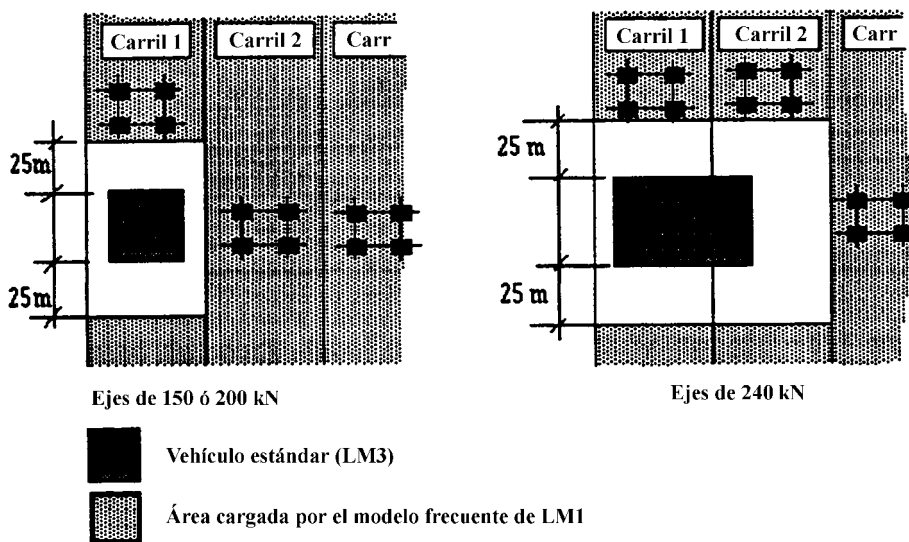


Fig. 4.5 – Simultaneidad de los Modelos de Carga 1 y 3

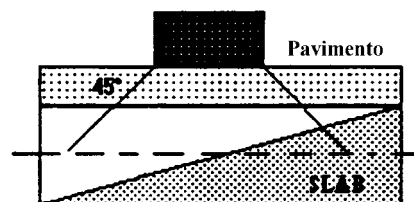
NOTA – Sólo la autoridad competente puede escoger una situación transversal más favorable para algunos vehículos especiales y restringir la presencia simultánea del tráfico habitual. La autoridad puede permitir velocidades de vehículos especiales superiores a 5,0 km/h si se especifican las amplificaciones dinámicas y las fuerzas horizontales asociadas.

#### 4.3.5 Carga de muchedumbre (Modelo de Carga 4)

La carga de muchedumbre, si es necesario, se representa por un valor nominal (que incluye la amplificación dinámica) que coincide con el valor característico especificado en 5.3.2(1). Salvo especificación en contra, la carga debe ser aplicada en las zonas pertinentes a lo largo y ancho del tablero del puente de carretera, incluyendo la mediana si es oportuno. Este sistema de carga, utilizado para comprobaciones globales, se asocia exclusivamente con una situación transitoria.

#### 4.3.6 Distribución de las cargas concentradas

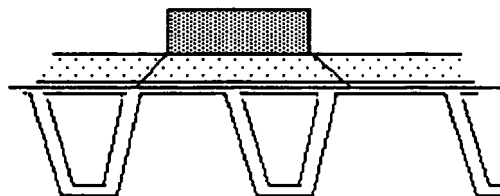
- (1) Las diferentes cargas concentradas utilizadas en comprobaciones locales, asociadas con los Modelos de Carga 1, 2 y 3, se suponen uniformemente distribuidas en toda su área de contacto.
- (2) La distribución a través del pavimento y la losa de hormigón se realiza a 45° (relación igual a 1 horizontal - 1 vertical) hasta el nivel del centro de gravedad de la losa de debajo (figura 4.6).



**Fig. 4.6 – Distribución de las cargas concentradas a través del pavimento y de la losa**

NOTA – En el caso de distribución a través de tierra o relleno véase la nota de 4.9.1.

- (3) La distribución a través del pavimento y de tableros de losa ortotropa se realiza a 45° (con una relación 1 vertical - 1 horizontal) hasta el nivel del plano medio de la chapa superior (figura 4.7).



**Fig. 4.7 – Dispersión de la carga concentrada a través del pavimento y de tableros ortotrópicos**

NOTA – La distribución transversal de la carga entre los rigidizadores del tablero de losa ortotropa no se considera aquí.

### 4.4 Fuerzas horizontales. Valores característicos

NOTA – Salvo que sea requerido por la autoridad competente, no es necesario considerar las fuerzas laterales de frenados oblicuos o derrapes. Una mínima carga lateral es producida por los efectos del viento y las colisiones contra las barreras. Las fuerzas horizontales a tener en cuenta, definidas posteriormente, son las horizontales de frenado y arranque, considerándolas longitudinales y, cuando sea necesario, las fuerzas transversales centrífugas.

#### 4.4.1 Fuerzas de frenado y arranque

- (1)P Se debe considerar una fuerza de frenado,  $Q_{lk}$ , actuando longitudinalmente en la superficie de la plataforma.

- (2) El valor característico de  $Q_{ik}$ , limitado a 800 kN para el ancho total del puente, debe calcularse como una fracción de la carga vertical total máxima correspondiente al sistema principal de cargas que se aplica en el carril número 1, como se indica:

$$Q_{ik} = 0,6 \alpha_{Q1} (2 Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L$$

$$180 \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{ik} \leq 800 \text{ kN} \quad (4.6)$$

donde

$L$  es la longitud del tablero o la de la parte de él en consideración.

NOTA – Por ejemplo,  $Q_{ik} = 360 + 2,7 L (\leq 800 \text{ kN})$  para un carril de 3,0 m de ancho y para una longitud cargada  $L > 1,2 \text{ m}$ , si los coeficientes  $\alpha$  se toman igual a 1.

- (3) Esta fuerza debe situarse a lo largo del eje de cualquier carril. Sin embargo, si los efectos de la excentricidad no son significativos, la fuerza puede aplicarse sólo a lo largo del eje de la plataforma. Dicha fuerza puede ser considerada como uniformemente distribuida en la longitud cargada.
- (4) Salvo especificación en contra, las fuerzas de arranque deben considerarse con la misma magnitud que las fuerzas de frenado, pero en sentido contrario.

NOTA – En la práctica esto significa que  $Q_{ik}$  puede considerarse positiva o negativa.

#### 4.4.2 Fuerzas centrífugas

- (1) Las fuerzas centrífugas,  $Q_{tk}$ , deben considerarse como fuerzas transversales actuando en la superficie de la plataforma y radialmente al eje de la misma.
- (2) El valor característico de  $Q_{tk}$ , en el que están incluidos los efectos dinámicos, se define en la tabla 4.3.

**Tabla 4.3**  
**Valores característicos de las fuerzas centrífugas**

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

donde

$r$  es el radio horizontal del centro de la plataforma [m];

$Q_v$  es el peso máximo total de las cargas verticales concentradas de los sistemas tándem del sistema principal de carga, es decir  $\sum_i \alpha_{Qi} (2 Q_{ik})$  (véase tabla 4.2).

- (3) Salvo especificación en contra para proyectos concretos,  $Q_{tk}$  debe suponerse actuando como una carga puntual en cualquier sección transversal.

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

##### 4.5.1 Valores característicos de la acción multicomponente

- (1) Salvo especificación en contra, la simultaneidad de los sistemas de carga definidos en 4.3.2 (Modelo de Carga 1), 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 pasarelas, se tiene en cuenta considerando los grupos de carga definidos en la tabla 4.4. Cada uno de estos grupos de carga, que son mutuamente excluyentes, se deben considerar como una acción característica para su combinación con cargas no provenientes del tráfico. El eje simple definido en 4.3.3 no se debe considerar simultáneamente con ningún otro modelo.

**Tabla 4.4**  
**Determinación de los grupos de cargas de tráfico**  
**(valores característicos de la acción multicomponente)**

		Plataforma				Aceras y carriles-bici	
Carga tipo		Fuerzas verticales			Fuerzas horizontales		Sólo cargas verticales
Referencia		4.3.2	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2 (1)
Sistema de carga		Sistema principal de carga	Vehículos especiales	Carga de multitud	Fuerzas de frenado y arranque	Fuerzas centrífugas	Carga uniformemente distribuida
Grupos de carga	gr1	Valores característicos			(*)	(*)	Valor reducido (**)
	gr2	Valores frecuentes (*)			Valor característico	Valor característico	
	gr3 (***)						Valor característico (**)
	gr4			Valor característico			Valor característico (**)
	gr5	Véase 4.3.4	Valor característico				

Recuadro doble : Acción componente determinante (designada como componente asociada con el grupo).

(\*) Salvo especificación en contra en normas de proyecto u otras normas.

(\*\*) Véase 5.3.2.1(3). Se debe considerar una sola acera cargada si el efecto es más desfavorable que el que producen las aceras cargadas.

(\*\*\*) Este grupo es irrelevante si se considera el grupo gr4.

**4.5.2 Otros valores representativos de la acción multicomponente**

NOTA – Para las componentes individuales de la acción del tráfico, estos valores representativos se definen en los anexos C y D.

**4.5.2.1 Valores infrecuentes de la acción multicomponente**

(1) Se pueden aplicar las mismas reglas que en 4.5.1 reemplazando todos los valores característicos de la tabla 4.4 por los valores infrecuentes definidos en el anexo C, sin modificar el resto de valores mencionados en la tabla.

NOTA – Se considera que el grupo de cargas gr2 es prácticamente irrelevante para el proyecto de puentes de carretera.

**4.5.2.2 Valores frecuentes de la acción multicomponente**

(1) Salvo especificación en contra, la acción frecuente sólo se compone: o de los valores frecuentes del sistema principal de carga o el valor frecuente del modelo de eje simple, o de los valores frecuentes de las cargas en las aceras o los carriles-bici (teniendo en cuenta el más desfavorable), sin ir con ningún otro componente.

NOTA – Para los valores cuasipermanentes (generalmente nulos), véase el anexo C.

### 4.5.3 Grupos de cargas en situaciones transitorias

- (1) Las reglas dadas en 4.5.1 y 4.5.2 son aplicables con las siguientes modificaciones.
- (2) Salvo especificación en contra, para comprobaciones en situaciones transitorias, los valores característicos  $\alpha_{Qi}$   $Q_{ik}$  (tándem) se toman igual a los valores infrecuentes definidos en el anexo C, y los restantes valores característicos, frecuentes, infrecuentes y cuasipermanentes, y las fuerzas horizontales, como se especificaron para situaciones persistentes sin ninguna modificación (es decir, no se reducirán proporcionalmente al peso de los tándem).

NOTA – En situaciones transitorias debidas al mantenimiento de los puentes o de la carretera, el tráfico se concentra usualmente en pequeñas áreas sin una reducción significativa, siendo frecuentes los grandes atascos. Sin embargo, se pueden aplicar más reducciones de acuerdo con la autoridad competente en los casos en que los vehículos pesados sean desviados mediante señales apropiadas.

## 4.6 Modelos de carga de fatiga

### 4.6.1 Generalidades

- (1)P Al circular el tráfico sobre los puentes produce un espectro de tensiones que puede causar fatiga. El espectro de tensiones depende de la geometría de los vehículos, de las cargas por eje, de la distancia entre vehículos, de la composición del tráfico y de sus efectos dinámicos.
- (2) A continuación se definen cinco modelos de carga de fatiga de fuerzas verticales. Habitualmente no es necesario considerar las fuerzas horizontales.

#### NOTAS

- 1 Las fuerzas centrífugas pueden necesitar ocasionalmente ser consideradas junto con las cargas verticales.
- 2 La utilización de varios modelos de carga de fatiga se define en los ENV 1992 a 1994.
  - a) Los Modelos de Carga de Fatiga 1, 2 y 3 pretenden ser utilizados para determinar las tensiones máxima y mínima resultantes de las posibles disposiciones de carga, de cualquiera de estos modelos, en el puente. En muchos casos sólo se utilizan en las ENV 1992 a 1994, las diferencias algebraicas entre estas tensiones.

Los Modelos de Carga de Fatiga 4 y 5 pretenden ser utilizados para determinar los espectros del rango de tensiones que resultan del paso de camiones por el puente.

- b) Los Modelos de Carga de Fatiga 1 y 2 pretenden ser utilizados para comprobar si la vida de fatiga puede ser considerada ilimitada cuando se da un límite de fatiga de amplitud constante de tensiones. El Modelo de Carga de Fatiga 1 es generalmente conservador y cubre los efectos multicarril automáticamente. El Modelo de Carga de Fatiga 2 es más preciso que el Modelo 1 cuando la presencia simultánea de varios camiones en el puente puede despreciarse para las comprobaciones de fatiga. Si este no es el caso, sólo debe utilizarse este modelo si se complementa con datos adicionales.

Los Modelos de Carga de Fatiga 3, 4 y 5 pretenden ser utilizados para la determinación de la vida de fatiga en función de las curvas de resistencia a la fatiga definidas en los Eurocódigos de proyecto. Estos modelos no deben utilizarse para comprobar si la vida de fatiga puede considerarse ilimitada. Por esta razón, no son numéricamente comparables con los Modelos de Carga de Fatiga 1 y 2. El Modelo de Carga de Fatiga 3 puede también utilizarse para comprobaciones directas de proyectos mediante métodos simplificados en los que la influencia del volumen de tráfico anual y de algunas dimensiones del puente se tienen en cuenta mediante un coeficiente de ajuste dependiente del material  $\lambda_c$ .

El Modelo de Carga de Fatiga 4 es más preciso que el Modelo 3 para gran variedad de puentes y de tráfico, cuando la presencia simultánea de varios camiones en el puente puede ser despreciada. Si este no es el caso, debe utilizarse sólo si se complementa con datos adicionales, especificados o acordados por la autoridad competente.

El Modelo de Carga de Fatiga 5 es el modelo más general, utilizando los datos actuales de tráfico.

- c) Para comprobaciones de fatiga la requerida a la vida útil de puentes indicada en ENV 1991-1 (100 años) es aplicable, salvo especificación en contra para algún tipo de puentes.

- (3) Los valores de la carga dados para los Modelos de Carga de Fatiga 1, 2 y 3 son apropiados para el tráfico pesado típico de las principales carreteras y autopistas europeas. (Categoría de tráfico 1, según se define en la tabla 4.5).

NOTA – La autoridad competente puede modificar los valores de los Modelos de Carga de Fatiga 1 y 2 cuando se consideran otras categorías de tráfico. En este caso, las modificaciones de ambos modelos deben ser proporcionales. La modificación del Modelo de Carga de Fatiga 3 depende del procedimiento de comprobación.

- (4) Una categoría de tráfico en un puente debe definirse, para las comprobaciones de fatiga, al menos por:

– el número de carriles lentos;

– el número de vehículos pesados por año por carril lento observado o estimado,  $N_{obs}$ .

Salvo especificación en contra, los valores numéricos de  $N_{obs}$  dados en la tabla 4.5, correspondientes a un carril lento, deben adoptarse para ser utilizados en los modelos de carga de fatiga 3 y 4.

**Tabla 4.5**  
**Número de vehículos pesados esperados por año y por carril lento**

Categorías de tráfico	$N_{obs}$ por año y por carril lento
1: Carreteras y autopistas con 2 o más carriles por dirección con un porcentaje alto de vehículos pesados	$2,0 \cdot 10^6$
2: Carreteras y autopistas con un porcentaje medio de vehículos pesados	$0,5 \cdot 10^6$
3: Carreteras principales con bajo porcentaje de vehículos pesados	$0,125 \cdot 10^6$
4: Carreteras locales con bajos porcentajes de vehículos pesados	$0,05 \cdot 10^6$

En cada carril rápido se debe considerar un incremento del 10% de  $N_{obs}$ .

#### NOTAS

- 1 La tabla 4.5 no es suficiente para caracterizar el tráfico a utilizar en las comprobaciones de fatiga. Otros parámetros a considerar son:
    - porcentaje de vehículos tipo (véase, por ejemplo, la tabla 4.7) que depende del "tipo de tráfico";
    - parámetros que definen la distribución del peso de los vehículos o los ejes de cada tipo.
  - 2 No existe una relación general entre las categorías de tráfico para las comprobaciones de fatiga, y las clases de carga y los coeficientes  $\alpha$  asociados, mencionados en 4.2.2 y 4.3.2.
  - 3 Los valores intermedios de  $N_{obs}$  no están excluidos, pero es improbable que tengan una influencia significativa en la vida de fatiga.
- (5) Para la evaluación de los efectos globales de la acción (por ejemplo en vigas principales) todos los modelos de carga de fatiga deben ser situados en el centro de los carriles teóricos definidos de acuerdo con los principios y reglas dados en 4.2.4(2) y (3). Los carriles lentos deben ser identificados en el proyecto.
- (6) Para la evaluación de los efectos locales de las acciones (por ejemplo, en losas o tableros ortótropos) los modelos deben estar centrados en los carriles que se suponen situados en cualquier lugar de la plataforma. Sin embargo, cuando la situación transversal de los vehículos de los Modelos de Carga de Fatiga 3, 4 y 5 es importante para los efectos estudiados, se debe considerar una distribución estadística de la situación transversal de acuerdo con la figura 4.8, salvo especificación en contrario.

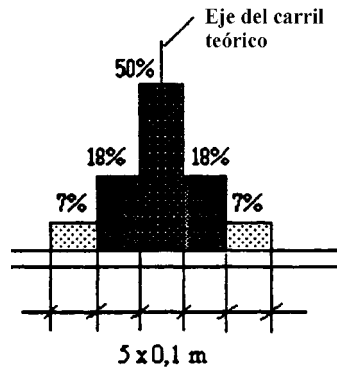


Fig. 4.8 – Distribución de frecuencias de la situación transversal de la línea central del vehículo

- (7) Los modelos de carga de fatiga 1 a 4 incluyen la apropiada amplificación dinámica de la carga correspondiente a pavimentos de buena calidad (véase anexo B). Cerca de las juntas de dilatación debe considerarse un coeficiente adicional de amplificación  $\Delta\phi_{fat}$ , tal y como se muestra en la figura 4.9, que se aplicará a todas las cargas en función de la distancia de la sección transversal considerada a la junta de dilatación.

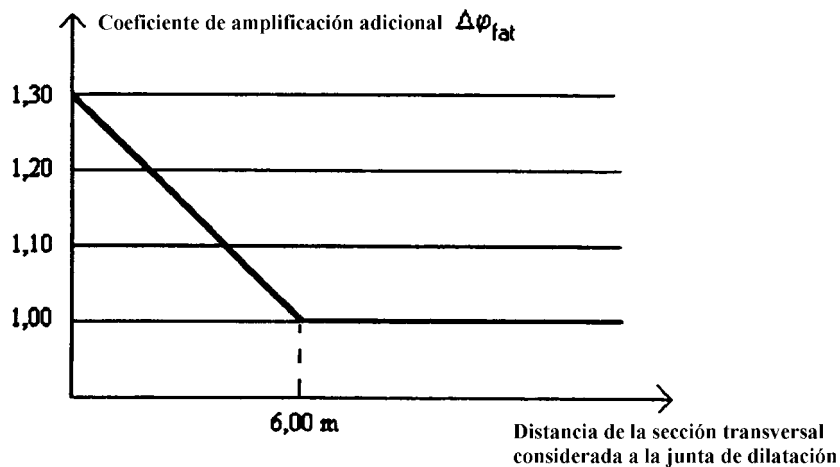


Fig. 4.9

NOTA – Con frecuencia es aceptable de forma conservadora, una simplificación consistente en adoptar  $\Delta\phi_{fat} = 1,3$  para cualquier sección situada a menos de 6 m de la junta de expansión.

#### 4.6.2 El Modelo de Carga de Fatiga 1 (similar al sistema principal de cargas)

- (1) El Modelo de Carga de Fatiga 1 tiene la configuración del sistema principal de cargas (Modelo de Carga 1 cuyos valores característicos se definieron en 4.3.2) con los valores de la carga por eje iguales a  $|0,7| Q_{ik}$  y los valores de la carga uniformemente distribuida igual a  $|0,3| q_{ik}$  y, salvo especificación en contra,  $|0,3| q_{rk}$ .

NOTA – Los valores de carga para el Modelo de Carga de Fatiga 1 son similares a los definidos para los valores frecuentes del Modelo de Cargas. Sin embargo, si se adoptan los valores frecuentes del Modelo de Cargas sin ajuste, sería excesivamente conservador en comparación con otros modelos, especialmente para grandes áreas cargadas. En proyectos concretos,  $q_{rk}$  puede despreciarse.



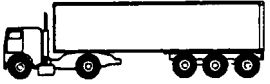
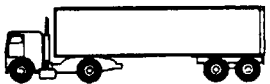

- (2) Las tensiones máxima y mínima ( $\sigma_{LM,m\acute{a}x}$  y  $\sigma_{LM,m\acute{i}n}$ ) deben determinarse a partir de las posibles distribuciones de carga del modelo en el puente.

**4.6.3 Modelo de Carga de Fatiga 2 (conjunto de vehículos pesados frecuentes)**

- (1) El Modelo de Carga de Fatiga 2 es un conjunto de vehículos pesados ideales, llamados vehículos pesados "frecuentes", que se definen en (3).
- (2) Cada vehículo pesado frecuente se define mediante:
- el número de ejes y el espacio entre ellos (tabla 4.6, columnas 1 y 2);
  - la carga frecuente de cada eje (tabla 4.6, columna 3);
  - las áreas de contacto del neumático y la distancia transversal entre neumáticos (tabla 4.6 columna 4 y tabla 4.8).
- (3) Las tensiones máxima y mínima se deben determinar a partir de los efectos más desfavorables de los diferentes vehículos pesados, considerados de forma independiente, circulando ellos solos por el carril correspondiente.

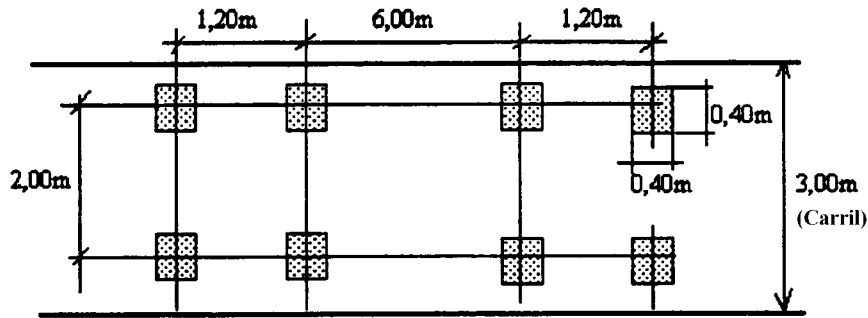
NOTA - Cuando alguno de estos vehículos pesados es claramente el más crítico, se puede prescindir de los otros.

**Tabla 4.6**  
**Conjunto de vehículos pesados "frecuentes"**

1	2	3	4
Figura del camión	espacio entre ejes [m]	Carga frecuente por eje [kN]	Tipo de neumático (véase tabla 4.8)
	4,50	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 ellos con dos neumáticos idénticos. La geometría se muestra en la figura 4.10. El peso de cada eje es igual a 120 kN, y la superficie de contacto de cada neumático es un cuadrado de 0,40 m de lado.



**Fig. 4.10 – Modelo de Carga de Fatiga 3**

- (2) Se deben calcular las tensiones máxima y mínima y el rango de tensiones, es decir, su diferencia algebraica, que produce al circular a lo largo del puente.

**4.6.5 Modelo de Carga de Fatiga 4 (conjunto de vehículos pesados estándar)**

- (1) El Modelo de Carga de Fatiga 4 consiste en un conjunto de vehículos pesados estándar que juntos producen efectos equivalentes a los del tráfico típico de las carreteras europeas. Salvo especificación en contrario, se debe considerar un conjunto de vehículos pesados apropiado a las mezclas de tráfico que se predice, para las carreteras, tal y como se define en las tablas 4.7 y 4.8.




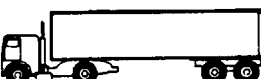

NOTA – Este modelo, basado en cinco vehículos pesados estándar, simula el tráfico que es probable que produzca un daño de fatiga equivalente al que produce el tráfico actual de la categoría correspondiente definido en la tabla 4.5.

La autoridad competente, si es necesario, especificará o acordará otros vehículos pesados estándar.

- (2) Cada vehículo pesado estándar se define por:
- el número de ejes y el espacio entre ejes (tabla 4.7, columnas 1 y 2);
  - la carga equivalente de cada eje (tabla 4.7, columna 3);
  - las áreas de contacto del neumático y la distancia transversal entre neumáticos (tabla 4.7 columna 7 y tabla 4.8).
- (3) Salvo especificación en contra:
- el porcentaje de cada vehículo pesado estándar en la corriente de tráfico debe ser seleccionado en las columnas 4, 5 ó 6 de la tabla 4.7, cuando corresponda;
  - el número total de vehículos por año, a considerar para toda la plataforma,  $\Sigma N_{obs}$ , se obtiene de la tabla 4.5.1-4 en 4.5.1(4);
  - se considera que cada vehículo pesado estándar atraviesa el puente en ausencia de cualquier otro vehículo.

- (4) El espectro del rango de tensiones y el correspondiente número de ciclos debido al paso sucesivo de los vehículos pesados individuales atravesando el puente, deben ser usados con el método de conteo *Rainflow* o el *Reservoir*, para determinar el porcentaje del daño de fatiga.

**Tabla 4.7**  
**Conjunto de vehículos pesados equivalentes**

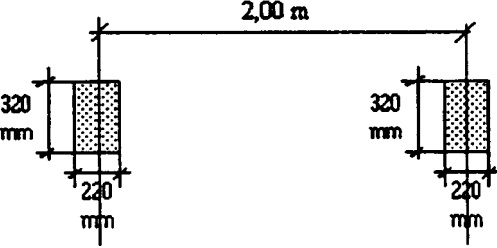
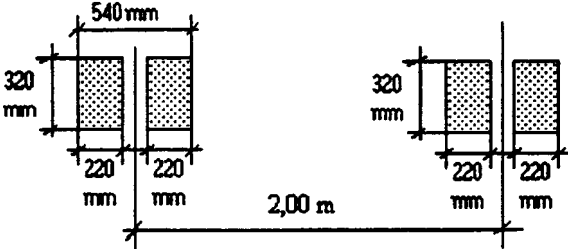
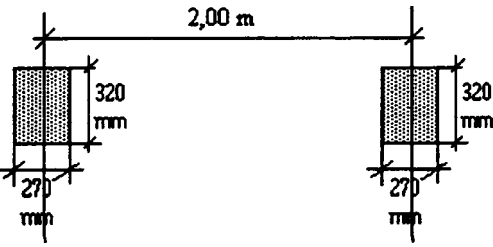
Tipo de vehículo			Tipo de tráfico			
1	2	3	4	5	6	7
			Larga distancia	Distancia media	Tráfico local	
Vehículo pesado	Espacio entre ejes [m]	Carga por eje equivalente [kN]	Porcentaje de pesados	Porcentaje de pesados	Porcentaje de pesados	Tipo de neumático
	4,5	70 130	20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C

NOTA – Para seleccionar un tipo de tráfico, puede en general considerarse que:

- "Larga distancia" significa cientos de kilómetros.
- "Distancia media" significa entre 50 km y 100 km.
- "Tráfico local" significa distancias menores de 50 km.

En realidad, pueden darse mezclas de tipos de tráfico.

**Tabla 4.8**  
**Definición de neumáticos y ejes**

Neumático/tipo de eje	Definición geométrica
A	
B	
C	

#### 4.6.6 Modelo de Carga de Fatiga 5 (basado en mediciones de tráfico)

- (1) El Modelo de Carga de Fatiga 5 consiste en la aplicación directa de los datos registrados del tráfico, complementados, si es necesario, con extrapolaciones estadísticas y de proyecto apropiadas. En el anexo B se dan guías para la completa especificación y aplicación del modelo.

NOTA – Este modelo debe utilizarse sólo si es especificado o acordado por la autoridad competente.

#### 4.7 Acciones accidentales

##### 4.7.1 Generalidades

- (1)P Las cargas accidentales debidas al tráfico se definen en 4.7.2 para puentes de carretera y ferrocarril, y en 4.7.3 para puentes sólo de carretera. Estas acciones deben considerarse cuando sea necesario durante las situaciones accidentales según se indica a continuación:

- colisión de vehículos con las pilas o el tablero del puente;
- neumáticos pesados en aceras (los efectos de neumáticos pesados en aceras se deben considerar en todos los puentes de carretera cuando dichas aceras no estén protegidas por barreras rígidas de seguridad);
- colisión de vehículos con bordillos, barreras de seguridad, y celosías estructurales (los efectos de la colisión de vehículos contra barreras de seguridad deben ser consideradas en todos los puentes que dispongan de barreras en el tablero; los efectos de la colisión de vehículos contra los bordillos deben considerarse siempre).

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

NOTA – Véase anexo C, 5.6.2 y 6.7.1.3(1)P.

##### 4.7.2.1 Fuerzas de colisión en pilas y otros elementos portantes

- (1) En ausencia de un apropiado análisis de riesgo, la fuerza debida a la colisión de los vehículos con las pilas o con los elementos portantes de un puente se debe tomar igual a  $|1\ 000|$  kN en la dirección paralela a la de circulación del vehículo ó  $|500|$  kN en dirección perpendicular a esta, actuando 1,25 m por encima del nivel de la superficie de la superficie adyacente.

NOTA – Un análisis de riesgo puede considerarse apropiado sólo si lo considera oportuno la autoridad competente. La carga de proyecto a tener en cuenta puede ser distinta en función del volumen de tráfico esperado bajo el puente, la presencia de protección entre la carretera y las pilas, y otras circunstancias concretas. Cuando se disponen medidas especiales de protección entre la carretera y las pilas, éstas deben ser especificadas o acordadas por la autoridad competente.

##### 4.7.2.2 Colisión con el tablero

- (1) Si es necesario, debe especificarse la fuerza de colisión del vehículo para proyectos concretos o, en relación con el gálibo u otras formas de protección, mediante reglas más generales.

NOTA – Esta fuerza debe definirse o acordarse por la autoridad competente. Las cargas de colisión en los tableros de puente y otros elementos estructurales sobre las carreteras pueden variar ampliamente dependiendo de los parámetros estructurales y no estructurales, y sus condiciones de aplicabilidad. Debe preverse la posibilidad de colisión de vehículos que tengan una altura ilegal, así como la de una grúa oscilando mientras el vehículo se mueve. Se pueden introducir medidas de protección como una alternativa al proyecto para las fuerzas de colisión.

#### 4.7.3 Acciones de vehículos en el puente

##### 4.7.3.1 Vehículos en aceras y carriles-bici en puentes de carretera

- (1)P Si se dispone una barrera rígida de seguridad de un tipo apropiado, es innecesaria la consideración de la carga de un eje más allá de dicha barrera.

NOTA – Una barrera de seguridad deformable (cable, guardarraíl) es insuficiente. En casos particulares (por ejemplo puentes en carreteras rurales o áreas urbanas), un bordillo de 0,25 m o de mayor altura puede hacer innecesaria la consideración de la carga de eje, si la autoridad competente lo especifica o acuerda.

- (2) Cuando se dispone la protección mencionada en (1), se debe considerar una carga de eje accidental correspondiente a  $\alpha_{Q2} Q_{2k}$  (véase 4.3.2). Esta debe situarse y orientarse en la plataforma, adyacente a la barrera, de forma que produzca el efecto más adverso, tal y como se muestra en la figura 4.11. Estas cargas de eje no actúan de forma simultánea con ninguna otra acción variable en la plataforma. Se tendrá en cuenta un solo neumático si las condiciones geométricas de contorno imposibilitan la disposición de dos neumáticos.

Más allá de la barrera se aplica el valor característico de la carga variable concentrada definida en 5.3.2(4), si es necesario, independientemente de las cargas accidentales.

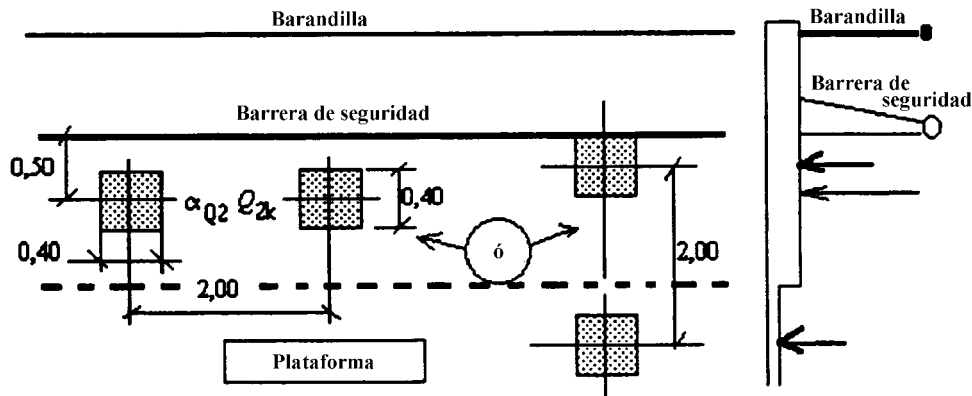


Fig. 4.11 – Situación de cargas en carriles peatonales y carriles bici en puentes de carretera

- (3) En ausencia de la protección mencionada en (1), las reglas dadas en (2) son aplicables hasta 1 m por detrás de una barrera deformable de seguridad si existe, o hasta el borde del tablero en ausencia de ésta.

**4.7.3.2 Fuerzas de colisión en bordillos**

- (1) La acción de la colisión de un vehículo con los bordillos es una fuerza lateral igual a 100 kN actuando a una profundidad de 0,05 m por debajo del borde superior del bordillo.

Esta fuerza se considera actuando en una línea de 0,5 m de longitud y se transmite mediante los bordillos a los elementos estructurales que los soportan. En elementos estructurales rígidos, la carga se supone que tiene un ángulo de difusión de 45°. Cuando sea desfavorable, la carga vertical de tráfico que actúa simultáneamente con la fuerza de colisión es igual a  $0,75 \alpha_{Q1} Q_{1k}$  (véase figura 4.12).

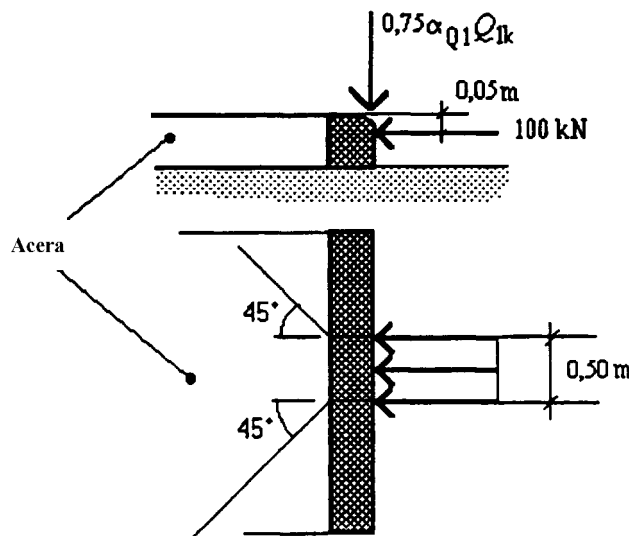


Fig. 4.12 – Definición de las fuerzas de colisión de un vehículo en los bordillos

#### 4.7.3.3 Fuerzas de colisión en barreras de seguridad

NOTA – Véase también, cuando estén disponibles, las especificaciones técnicas o normas establecidas por CEN/TC 226.

- (1) Para el proyecto estructural, la fuerza horizontal de colisión de un vehículo transmitida al tablero del puente mediante las barreras rígidas de seguridad es de  $|100|$  kN actuando en dirección transversal y horizontal, a 100 mm por debajo del borde superior de la barrera de seguridad o a 1 m por encima del nivel de la plataforma o de la acera. Se escogerá el menor de ambos valores. Al igual que en bordillos, la fuerza se considera actuando en una longitud de 0,5 m a lo largo de la barrera. La carga vertical de tráfico que actúa simultáneamente con la fuerza de colisión es igual a  $0,5 \alpha_{Q1} Q_{1k}$ .

Para barreras de seguridad deformables, la fuerza de colisión se toma a partir de los resultados obtenidos para las especificaciones técnicas de las barreras.

La estructura que soporta la barrera de seguridad debe ser proyectada también para soportar localmente el efecto de una carga accidental correspondiente a  $|1,25|$  veces la resistencia característica local de la barrera (por ejemplo la resistencia de la conexión de la barrera a la estructura) sin contar con ninguna carga variable.

#### 4.7.3.4 Fuerzas de colisión en elementos estructurales

- (1) Las fuerzas de colisión de vehículos en elementos estructurales verticales extremos desprotegidos, sobre los niveles de la plataforma, son idénticos a los especificados en 4.7.2.1(1), actuando 1,25 m por encima del nivel de la plataforma. Sin embargo, cuando se tomen medidas adicionales de protección entre la plataforma y estos elementos, esta fuerza puede reducirse.

NOTA – Esta reducción debe ser acordada por la autoridad competente.

- (2) Salvo especificación en contra, estas fuerzas no se considerarán simultáneas con ninguna otra fuerza variable.

NOTA – Para algunos elementos intermedios, tales que si se daña alguno de ellos no causa el colapso (por ejemplo barras de suspensión o tirantes), la autoridad competente puede especificar fuerzas de menor valor.

### 4.8 Acciones en barandillas

NOTA – Este apartado, que no tiene carácter estructural, puede ser parcialmente reemplazado por documentos técnicos o por normas establecidas por CEN/TC226.

#### 4.8.1 Definición de las acciones aplicables a barandillas

- (1) Salvo especificación en contra, la acción a considerar es una fuerza lineal de 1,0 kN/m actuando, como una acción variable, horizontal o verticalmente en la parte superior de la barandilla.

NOTA – Sólo la autoridad competente puede definir una fuerza menor.

- (2) Para caminos de servicio, la fuerza lineal se puede reducir a 0,8 kN/m.

NOTA – Los casos excepcionales y accidentales no están cubiertos por estas fuerzas. La autoridad competente definirá en qué casos deben ser tenidos en cuenta para proyectos concretos.

#### 4.8.2 Consideración de las acciones

- (1) Las barandillas de las aceras en puentes de carretera deben ser proyectadas para las acciones anteriormente definidas, si están adecuadamente protegidas contra la colisión de vehículos. Para el proyecto de la estructura portante, las acciones horizontales deben considerarse simultáneas con las acciones uniformemente distribuidas definidas en 5.2.2.(1), salvo especificación en contra.

NOTA – Las barandillas se consideran suficientemente protegidas sólo si la protección satisface las especificaciones de la autoridad competente.

Cuando éstas no están protegidas, la estructura portante debe también ser proyectada para soportar el efecto de una carga accidental correspondiente a  $|1,25|$  veces la resistencia característica de la barandilla, sin contar con ninguna acción variable.

#### 4.9 Modelos de Carga en terraplenes

##### 4.9.1 Cargas verticales

- (1) Salvo especificación en contra, para proyectos concretos, la plataforma adyacente a los estribos, aletas, muros en vuelta y otras partes del puente en contacto con la tierra, deben ser cargados con los mismos modelos definidos en 4.3, correspondientes a las cargas características en la plataforma.

NOTA – La autoridad competente puede definir también otras especificaciones más generales.

Para mayor simplicidad, las cargas del sistema tándem pueden reemplazarse por una carga equivalente uniformemente distribuida  $q_{eq}$ , actuando en una superficie rectangular de  $1,0\text{ m} \times 2,0\text{ m}$ .

NOTA – Para la difusión de cargas a través del relleno a la tierra, véase el DNA. En ausencia de otras reglas, si el relleno está apropiadamente consolidado, puede suponerse un ángulo de difusión de  $30^\circ$  medido desde la vertical.

- (2) No se considerarán otros valores representativos del modelo de carga diferentes de los valores característicos.

##### 4.9.2 Fuerza horizontal

- (1) Salvo especificación en contra, no se considerarán fuerzas horizontales a nivel de la superficie de la plataforma sobre el relleno.
- (2) Para el proyecto de los muretes de guarda de los estribos (véase figura 4.13), se debe considerar una fuerza longitudinal de frenado. El valor característico de esta fuerza es  $0,6 \alpha_{Q1} Q_{1k}$  y actúa simultáneamente con la carga de eje  $\alpha_{Q1} Q_{1k}$  del Modelo de Carga 1 y con la presión de tierras del relleno del terreno. Se asume que el estribo no esté cargado al mismo tiempo.

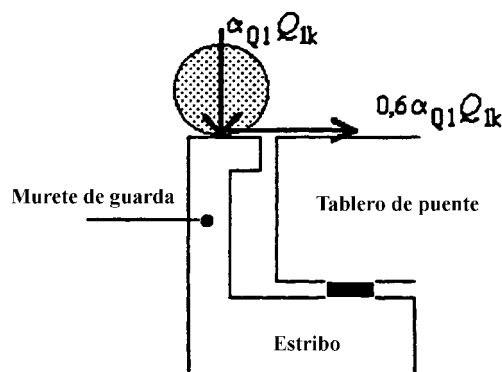


Fig. 4.13 – Definición de cargas en muretes de guarda

## 5 ACCIONES DE PEATONES, BICICLETAS Y OTRAS ACCIONES ESPECÍFICAS EN PASARELAS

### 5.1 Campo de aplicación

- (1) Los efectos de las cargas durante la construcción no están cubiertas por los modelos de carga.
- (2) La carga uniformemente distribuida  $q_{fk}$  y la carga concentrada  $Q_{fwb}$  (véase 5.3) son aplicables a puentes de carretera, de ferrocarril y a pasarelas, cuando sea relevante [véanse 4.5, 4.7.3 y 6.3.6.2 (1)]. Sin embargo, en pasarelas excepcionalmente anchas (por ejemplo, más de 6,0 m entre barandillas), pueden especificarse valores diferentes de los indicados para proyectos concretos, basados en las consideraciones que hayan justificado la elección del ancho. El resto de cargas variables y accidentales definidas en esta sección son exclusivamente para pasarelas peatonales.
- (3) Los modelos y los valores representativos se definen para las comprobaciones de cualquier Estado Límite, a excepción de la fatiga. Salvo especificación en contra, ningún tráfico de los que figuran en esta sección necesita verificación con respecto a la fatiga.
- (4) Para las comprobaciones relativas a la vibración de las pasarelas y basadas en análisis dinámicos, véase 5.7. Para el resto de las comprobaciones a realizar en cualquier tipo de puente, los modelos y los valores definidos en esta sección incluyen los efectos de amplificación dinámica. Las acciones variables deben tratarse como estáticas.

### 5.2 Representación de las acciones

#### 5.2.1 Modelos de carga

- (1)P Las acciones impuestas definidas en esta sección son las resultantes del tráfico de bicicletas y peatones, pequeñas cargas comunes de construcción, algunos vehículos específicos (por ejemplo de mantenimiento) y situaciones accidentales. Estas cargas originan acciones verticales y horizontales, estáticas y dinámicas.
- (2) Los modelos de carga definidos en esta sección no describen las cargas reales. Han sido seleccionados de forma que sus efectos (incluyendo generalmente la amplificación dinámica) representan los efectos del tráfico actual. Cuando necesite considerarse un tráfico fuera del campo de aplicación de estos modelos de carga, la propiedad debe definir o acordar modelos complementarios de carga con reglas de combinación asociadas.
- (3) Las cargas accidentales debidas a colisiones se representan mediante cargas estáticas equivalentes.

#### 5.2.2 Tipos de carga

Las cargas de pasarelas pueden ser diferentes dependiendo de su localización y del posible flujo de tráfico de algunos vehículos. Estos factores son mutuamente independientes y se dividen en varios tipos definidos más adelante. Por tanto no se define una clasificación general de estos puentes.

#### 5.2.3 Aplicación de los modelos de carga

- (1) Deben utilizarse los mismos modelos para el tráfico de peatones y bicicletas en pasarelas que en las áreas de los tableros de puentes de carretera limitadas por las barandillas y no incluidas en la plataforma, definida en 1.4.2, (denominadas aceras en esta parte), y en los caminos de servicio de los puentes de ferrocarril.
- (2) Salvo especificación en contra, se utilizarán otros modelos para las pasarelas fijas de inspección de las estructuras de los puentes y para las plataformas de los puentes de ferrocarril.
- (3) En cada aplicación individual, los modelos de las cargas verticales deben ser aplicados en cualquier lugar dentro de las zonas oportunas para obtener el efecto más desfavorable.

NOTA – En otros términos, estas acciones se consideran totalmente libres [véase ENV-1991-1, 1.5.3.8 y 4.1-2(P)-(ii)].

### 5.3 Cargas verticales. Valores característicos

#### 5.3.1 Generalidades

- (1) Las cargas características pretenden determinar los efectos de las acciones de las aceras y carriles-bici asociados con las comprobaciones de los Estados Límite Últimos y de algunos de servicio (véase ENV 1991-1, 9.4.2 y 9.5.2 y ENV 1992 a 1995).
- (2) Cuando sea oportuno se deben considerar tres modelos de carga mutuamente exclusivos. Estos consisten en una carga uniformemente distribuida, una carga concentrada y cargas que representan vehículos de servicio.
- (3) Salvo especificación en contra para un proyecto concreto, los valores característicos, definidos más adelante, deben utilizarse para las situaciones de proyecto persistente y transitorias.

#### 5.3.2 Modelos de carga

##### 5.3.2.1 Carga uniformemente distribuida

- (1) El valor de la carga uniformemente distribuida es:

$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

- (2) Sin embargo, para pasarelas, salvo especificación en contra, los siguientes valores deben utilizarse para vanos individuales mayores de 10,0 m:

$$2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L_{sj} + 30} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{véase figura 5.1}) \quad (5.2)$$

donde

$L_{sj}$  es la longitud del vano individual en [m].

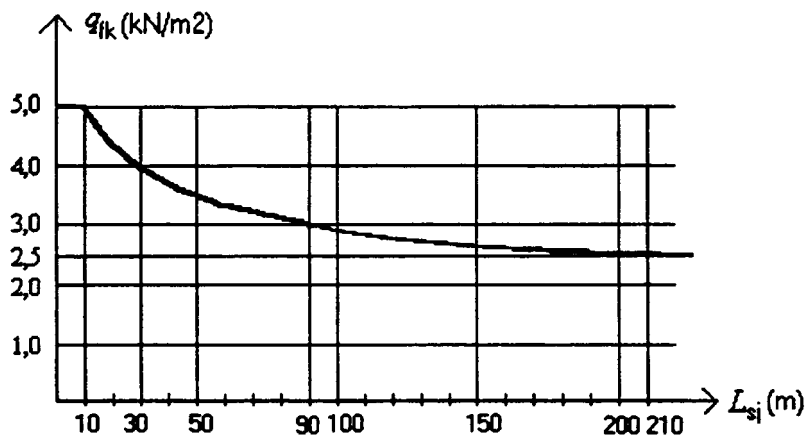


Fig. 5.1 – Carga uniformemente distribuida en relación con la longitud del vano

#### NOTAS

- 1 Para tipos especiales de pasarelas, por ejemplo con elementos de soporte inclinados, la longitud del vano  $L_{sj}$  debe ser definida específicamente. La longitud del vano puede ser sustituida por la longitud cargada.
- 2 Otros valores de  $q_{fk}$  pueden especificarse si se definen o acuerdan por la autoridad competente.

- (3) Para puentes de carretera que soportan aceras o carriles-bici, sólo se considerará el valor de  $5,0 \text{ kN/m}^2$  (figura 5.2). Se puede considerar también un valor reducido de combinación igual a  $2,5 \text{ kN/m}^2$  de acuerdo con 4.5.1.

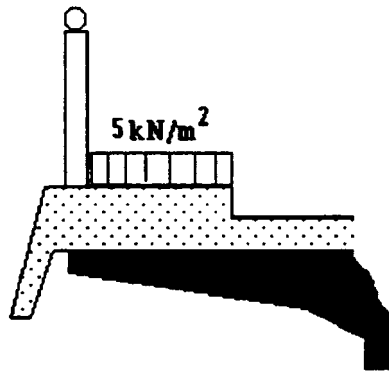


Fig. 5.2

#### 5.3.2.2 Carga concentrada

- (1) La carga concentrada  $Q_{fwk}$  es igual a  $|10| \text{ kN}$  actuando en una superficie cuadrada de  $|0,10| \text{ m}$  de lado. Cuando, en una comprobación, se deba distinguir entre efectos locales y globales, esta carga se tendrá en cuenta sólo para efectos locales. Si, en una pasarela se especifica un vehículo de servicio como el mencionado en c),  $Q_{fwk}$  no debe considerarse.

#### 5.3.2.3 Vehículo de servicio

- (1)P En el caso de pasarelas, cuando la propiedad lo especifique, se tendrá en cuenta un vehículo de servicio (o varios, mutuamente excluyentes).

NOTA – Este vehículo puede ser de mantenimiento, emergencia (por ejemplo de ambulancia o de bomberos) u otros servicios. Es responsabilidad de la propiedad (o de la autoridad competente) definir las características de este vehículo (peso por eje y separación, área de contacto de los neumáticos), la amplificación dinámica y todas las reglas de carga apropiadas. Si no existe información disponible, y no existen obstáculos permanentes a la entrada de vehículos en el tablero del puente, se sugiere la utilización de un vehículo de servicio (carga característica) como el definido en 5.6.3(3); en este caso, no será necesario aplicar 5.6.3, es decir, se considerará el mismo vehículo como accidental.

#### 5.4 Fuerzas horizontales. Valores característicos

- (1) Para pasarelas solamente, el valor característico de la fuerza horizontal ( $Q_{hk}$ ) actuando a lo largo del eje del tablero, a nivel de la superficie del pavimento, es igual al mayor de los siguientes valores:
- $|10| \%$  de la carga total correspondiente a la carga uniformemente distribuida [5.3.2.1-(1) y (2)];
  - $|60| \%$  del peso total del vehículo de servicio, si es oportuno [5.3.2.3-(1)P].
- (2) La fuerza horizontal se considera actuando simultáneamente con la correspondiente carga vertical y, en ningún caso, con la carga concentrada  $Q_{fwk}$ .

NOTA – Habitualmente, esta fuerza es suficiente para asegurar la estabilidad longitudinal horizontal de las pasarelas. Dicha fuerza no asegura la estabilidad transversal horizontal, la cual debe ser asegurada considerando otras acciones o mediante apropiadas medidas de proyecto.

## 5.5 Determinación de las acciones del tráfico en pasarelas

- (1) La determinación de las acciones de tráfico en pasarelas debe ser realizada, para los valores característicos, de acuerdo con 5.3.1 y 5.4, y, para otros valores representativos, de acuerdo con el anexo D.

NOTA – Para los componentes individuales de la acción del tráfico, los otros valores representativos se definen en el anexo D.

## 5.6 Acciones accidentales en pasarelas

### 5.6.1 Generalidades

- (1) Estas acciones son debidas a:
- tráfico de vehículos bajo el puente (es decir, colisión); o
  - presencia accidental de un camión en el puente.

NOTA – Cuando sea pertinente se deben tener en cuenta otras fuerzas de colisión (véase 2.3) especificadas o acordadas por la autoridad competente.

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

#### NOTAS

- 1 Las pasarelas (pilas y tablero) son, en general, mucho más sensibles a las fuerzas de colisión que los puentes de carretera. Proyectarlas para la misma fuerza de colisión puede resultar 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 apropiada de las pilas;
  - dando a las pasarelas un mayor gálibo que a los puentes adyacentes de carretera o ferrocarril sobre la misma carretera siempre que no existan accesos intermedios a la carretera.
- Las medidas a adoptar deben ser definidas o acordadas por la autoridad competente.
- 2 Véase anexo D, D.2.1.2.

#### 5.6.2.1 Fuerzas de colisión en pilas

- (1) Salvo especificación en contra, y para puentes de carretera, en ausencia de un apropiado análisis de riesgo, la fuerza de colisión en pilas o en elementos portantes de un puente pórtico, de los vehículos que lo atraviesan por debajo es | 1 000 | kN en la dirección de circulación del vehículo, o | 500 | kN en la dirección perpendicular, actuando 1,25 m por encima del nivel del suelo adyacente. Si es preciso, deben tomarse medidas especiales de protección, adicionales o sustitutivas, entre la calzada y las pilas.

#### 5.6.2.2 Fuerzas de colisión en el tablero

- (1) En el proyecto se debe asegurar un adecuado gálibo vertical entre la superficie del terreno y el paramento inferior del tablero, cuando sea preciso. También debe tenerse en cuenta la disposición de una adecuada protección del tablero o prever en el proyecto una fuerza de colisión.

NOTA – La posibilidad de colisión de vehículos con una altura ilegal debe tenerse en cuenta.

### 5.6.3 Presencia accidental de vehículos en el puente

- (1)P Si no están previstos obstáculos permanentes que impidan la entrada en el puente de vehículos, debe tenerse en cuenta una carga accidental.
- (2) Salvo especificación en contra, no se considerará ninguna acción variable actuando simultáneamente con la acción accidental definida a continuación.

- (3) Salvo especificación en contra, la carga accidental a utilizar consiste en un grupo de carga de dos ejes de 80 kN y 40 kN, separados 3,0 m como se muestra en la figura 5.3, con una separación entre neumáticos de 1,3 m y áreas de contacto cuadradas de 0,2 m de lado al nivel del pavimento. La fuerza de frenado asociada con el grupo de cargas es un | 60 | % de la carga vertical.

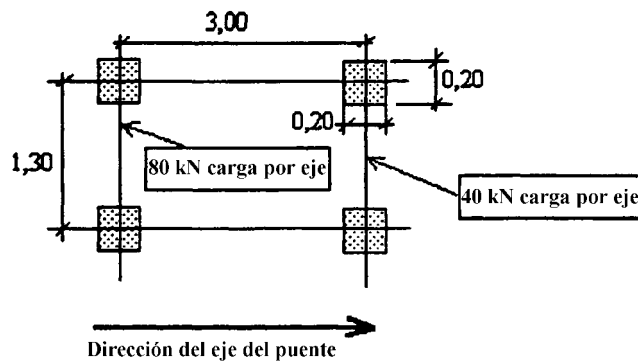


Fig. 5.3 – Carga accidental

NOTAS

- 1 Véase nota de 5.3.2.3-(1)P.
- 2 Cuando sea oportuno la autoridad competente puede definir o acordar otras características de la carga accidental.

### 5.7 Modelos dinámicos de cargas de peatones

- (1) Estos modelos son los utilizados, cuando procede, en el proyecto de edificios.

NOTA – Las pasarelas pueden sufrir vibraciones provocadas por los usuarios. Se deben seleccionar modelos apropiados para diversas situaciones (usuarios caminando, corriendo o saltando). Se ha previsto definir los modelos en las ENV 1991-1 y 1991-2. Mientras tanto, se pueden tomar de las normas nacionales o la bibliografía.

### 5.8 Acciones en barandillas

NOTA – Véase la nota de 4.8.

- (1)P En pasarelas, las barandillas deben proyectarse para la carga lineal definida en 4.8.1(1).

### 5.9 Modelo de carga en terraplenes

- (1) Salvo especificación en contra para un proyecto concreto, el área externa a la plataforma y situada adyacente a los estribos, aletas, muros en vuelta y otras partes del puente en contacto con el terreno, debe ser cargada con una carga vertical uniformemente distribuida de magnitud 5,0 kN/m<sup>2</sup>.

NOTA – Esta carga no cubre los efectos de la maquinaria pesada y otros camiones utilizados generalmente para la colocación del relleno.

## 6 ACCIONES DEL TRÁFICO DE FERROCARRIL Y OTRAS ACCIONES ESPECÍFICAS PARA PUENTES DE FERROCARRIL

### 6.1 Campo de aplicación

- (1)P Esta sección es aplicable al tráfico de ferrocarril en las principales líneas europeas de ancho estándar y gran ancho.
- (2)P Esta sección no es aplicable para acciones debidas a:
- Ferrocarriles de vía estrecha.
  - Tranvías y otras líneas de tráfico ligero.
  - Vías de conservación.
  - Vías de cremallera.
  - Vías de funicular.

#### NOTAS

- Las cargas y los valores característicos de las acciones para estos tipos de vías deben ser definidos por la autoridad competente.
  - Los modelos de carga definidos en esta sección no describen las cargas reales. Han sido seleccionados porque sus efectos, teniendo en cuenta los incrementos dinámicos de forma separada, representan los efectos del tráfico de servicio. Cuando haya de considerarse un tráfico que quede fuera del campo de aplicación de los modelos definidos en este apartado, se deben definir o acordar con la autoridad competente unos modelos de carga alternativos con sus reglas de combinación asociadas.
- (3) Los límites de deformación de estructuras que soportan tráfico de ferrocarril se especifican para mantener la seguridad de las operaciones y asegurar la comodidad de los pasajeros (véase anexo G).
- (4) Para calcular la vida a fatiga de las estructuras se proponen dos tipos mixtos de tráfico de ferrocarril (véase anexo F).
- (5) El peso propio de los elementos no estructurales incluye el peso de elementos como, por ejemplo, barreras de seguridad, pantallas antirruído, señalizaciones, tuberías y cables (excepto las fuerzas en hilos de contacto y cables soportes de catenarias, etc.).

### 6.2 Representación de las acciones

#### 6.2.1 Naturaleza de las acciones del tráfico de ferrocarril

- Se definen las reglas generales para el cálculo de los efectos dinámicos asociados, fuerzas centrífugas, fuerzas de arranque y frenado y efectos aerodinámicos debidos al paso de ferrocarriles (efecto *slipstream*).
- Las acciones debidas a las operaciones habituales en vías definidas, son:
  - cargas verticales: modelo de carga 71, modelos de carga SW, tren sin carga;
  - efectos dinámicos;
  - fuerzas centrífugas;
  - fuerzas de lazo;
  - fuerzas de arranque y frenado;
  - efectos aerodinámicos del paso de los trenes (efecto *slipstream*).

- (3) Las acciones accidentales definidas son:
- efecto del descarrilamiento;
  - separación del equipo de cables aéreos;
  - acciones accidentales del tráfico carretero.

### 6.3 Cargas verticales. Valores característicos (efectos estáticos)

#### 6.3.1 Generalidades

- (1) Las acciones se definen mediante modelos de carga. Se definen dos modelos de cargas de ferrocarril; uno representa el tráfico normal en las líneas principales (modelo de carga 71) y el otro representa cargas pesadas excepcionales (modelos de carga SW).
- (2) Se ha previsto la variación de las cargas especificadas para tener en cuenta las diferencias de naturaleza, volumen y peso máximo del tráfico en diferentes vías de ferrocarril, así como las diferentes calidades de vía.
- (3)P Excentricidad de las cargas verticales (sólo modelo de carga 71).

El efecto del desplazamiento lateral de las cargas verticales debe considerarse tomando la relación de cargas por rueda en un eje como 1,25:1,00. La excentricidad resultante  $e$  es la que se muestra en la figura 6.1.

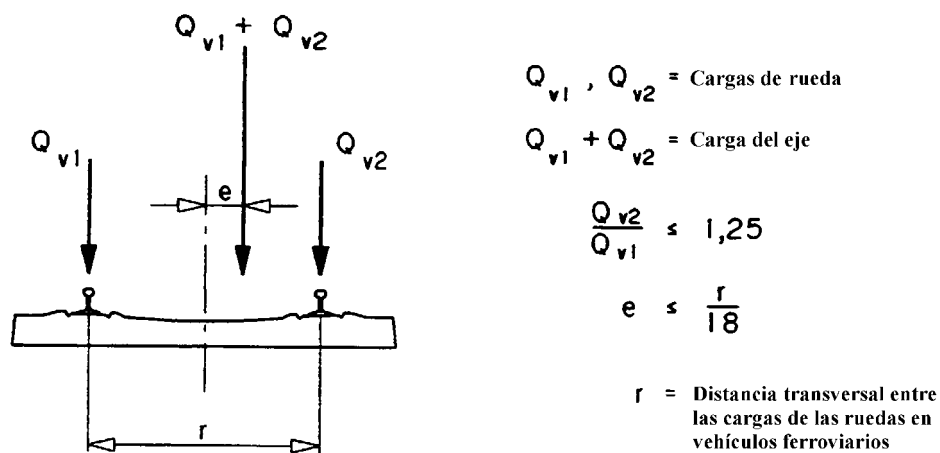
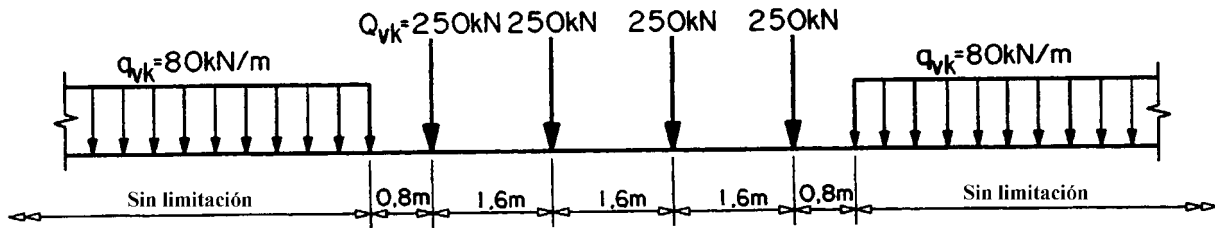


Fig. 6.1 – Excentricidad de las cargas verticales

#### 6.3.2 Modelo de carga 71

- (1) El modelo de carga 71 representa el efecto estático del tráfico normal de ferrocarril. Representa la carga vertical en la vía.
- (2)P La disposición de cargas y los valores característicos de las cargas verticales deben tomarse como se indica en la figura 6.2.



**Fig. 6.2 – Modelo de carga 71 y valores característicos de las cargas verticales**

- (3)P Los valores característicos definidos en la figura 6.2 deben multiplicarse por un coeficiente  $\alpha$ , en líneas que soportan tráfico más pesado o más ligero que el tráfico habitual.

Cuando se multiplican por el coeficiente  $\alpha$ , las cargas se denominan "cargas verticales clasificadas". Este coeficiente  $\alpha$  puede ser:

0,75; 0,83; 0,91; 1,00; 1,10; 1,21; 1,33

Si no se especifica ningún coeficiente, se tomará el valor de 1,00.

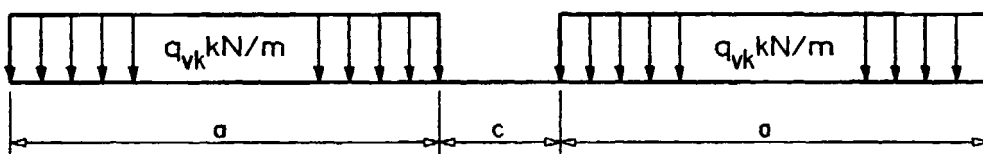
Cuando se especifica el coeficiente  $\alpha$ , las acciones que se enumeran a continuación deben multiplicarse por el mismo coeficiente  $\alpha$ :

- modelo de carga SW/O para puentes de vanos continuos, de acuerdo con 6.8.1(3)P;
- fuerzas centrífugas, de acuerdo con 6.5.1;
- fuerzas de tracción y frenado, de acuerdo con 6.5.3;
- acciones accidentales, de acuerdo con 6.7.1.

NOTA – El coeficiente  $\alpha$  debe ser especificado por la autoridad competente.

### 6.3.3 Modelos de carga SW

- (1) Los modelos de carga SW representan los efectos del tráfico pesado de ferrocarril.
- (2)P La disposición de cargas es la que se indica en la figura 6.3, con los valores característicos de las acciones de acuerdo con la tabla 6.1.



**Fig. 6.3 – Modelos de carga SW**

**Tabla 6.1**  
Valores característicos de las cargas verticales de los modelos de carga SW

Clasificación de cargas	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/O	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

(3)P Se deben definir las líneas o secciones de línea sobre las cuales opera el tráfico pesado.

NOTA – La designación la debe realizar la autoridad competente.

**6.3.4 Trenes sin carga**

Para algunas comprobaciones específicas [véase G.2.1.1.(4)P] se utiliza un modelo particular de carga llamado "tren sin carga".

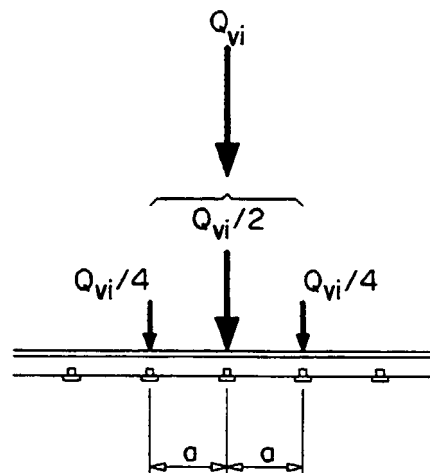
Esta acción es vertical y uniformemente distribuida y su valor nominal es de 12,5 kN/m.

**6.3.5 Distribución de cargas por eje en vías, traviesas y balasto**

(1) Los siguientes puntos son aplicables al modelo de carga 71 y a los modelos de carga SW.

**6.3.5.1 Distribución longitudinal de la carga de una rueda a través del carril**

(1) La carga de una rueda puede distribuirse sobre tres puntos soporte del carril como se muestra en la figura 6.4.



$Q_{vi}$  es la carga de la rueda;  
 $a$  es la distancia entre los puntos soporte del carril.

**Fig. 6.4 – Distribución longitudinal de la carga de una rueda en el raíl**

**6.3.5.2 Distribución longitudinal de carga en las traviesas y en el balasto**

(1) Como regla general las cargas por eje del modelo de carga 71 pueden distribuirse uniformemente en sentido longitudinal.

- (2)P Para el proyecto de elementos estructurales, tales como tableros y losas de hormigón, sin embargo, se debe tener en cuenta la distribución longitudinal por debajo de las traviesas, tal y como se muestra en la figura 6.5, donde el plano de referencia se define por la superficie superior del tablero.

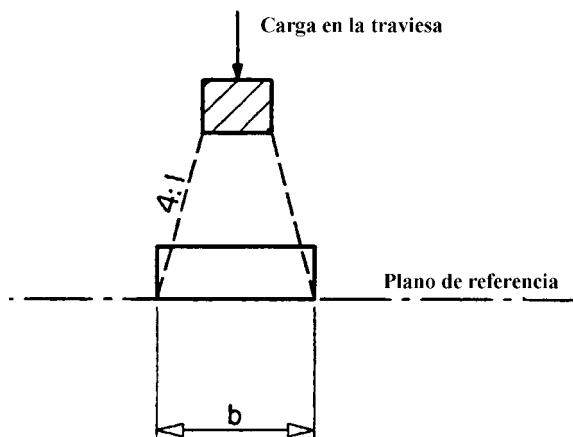


Fig. 6.5 – Distribución longitudinal de la carga a través de las traviesas y el balasto

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

- (1) En puentes con vías sobre balasto sin peralte, las cargas pueden distribuirse transversalmente de acuerdo con la figura 6.6.

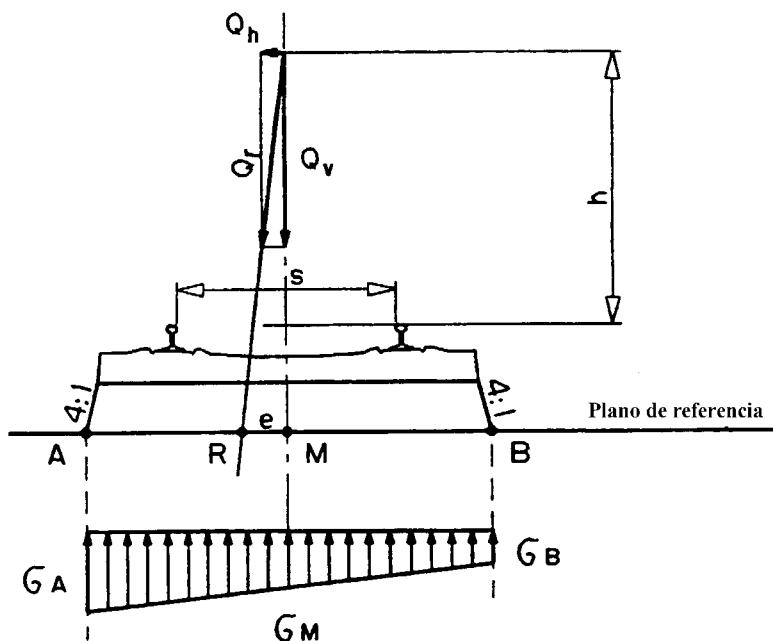


Fig. 6.6 – Distribución transversal de las cargas a través de las traviesas y del balasto en vías sin peralte

- (2)P Con el balasto consolidado sólo bajo los carriles, o cuando se usan traviesas bibloque, la distribución transversal de las cargas por las traviesas y el balasto debe ser como se muestra en la figura 6.7.

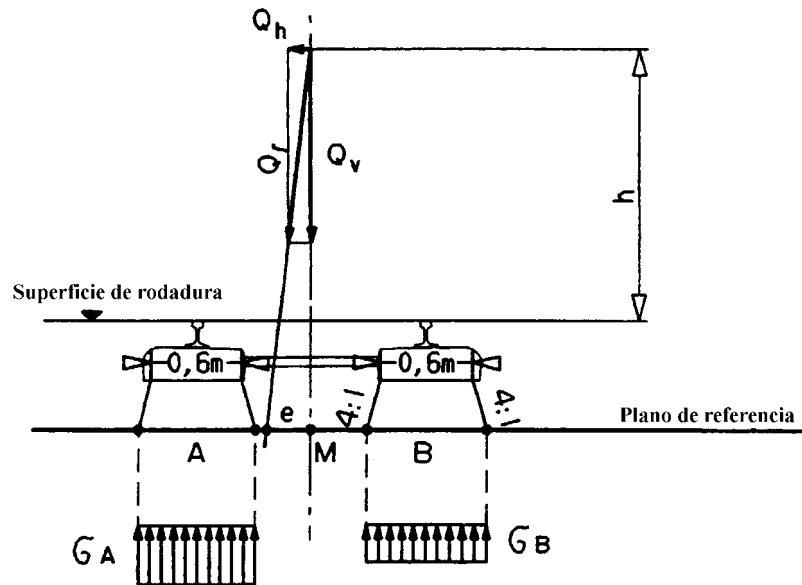


Fig. 6.7 – Distribución transversal de las cargas a través de las traviesas y del balasto en vías sin peralte

- (3) En puentes con balasto con peralte, las cargas se distribuyen transversalmente como se indica en la figura 6.8. La distribución de la carga bajo los carriles puede suponerse similar a 6.3.5.3(2).

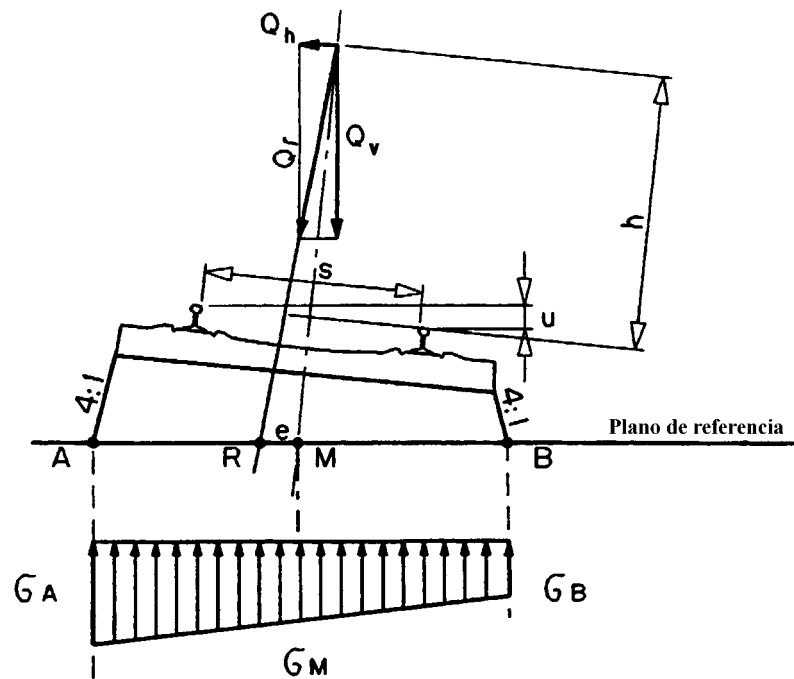


Fig. 6.8 – Distribución transversal de las acciones a través de las traviesas y del balasto en vías con peralte

#### 6.3.5.4 Carga vertical equivalente en la plataforma

- (1) En ausencia de cálculos más precisos, la carga vertical equivalente en la plataforma bajo la vía puede considerarse uniformemente distribuida en un ancho de 3,00 m a un nivel de 0,70 m por debajo de la superficie de rodadura de la vía.
- (2) Los efectos dinámicos no necesitan ser aplicados a dicha carga.

#### 6.3.6 Carga en el camino de servicio

##### 6.3.6.1 Caminos de servicio privados

- (1) Los caminos de servicio privados son utilizados solo por personas autorizadas.
- (2)P Las cargas de peatones y bicicletas se representan por una carga uniformemente distribuida con un valor característico  $q_{fk} = |5|$  kN/m<sup>2</sup>. Esta carga debe aplicarse en la longitud y ancho que produzca los efectos más desfavorables.

##### 6.3.6.2 Caminos de servicio públicos

- (1) La carga en caminos de servicio públicos se tomará de acuerdo con el capítulo 5.

#### 6.4 Efectos dinámicos

##### 6.4.1 Introducción

- (1) Las tensiones y las deformaciones estáticas inducidas en un puente crecen y disminuyen bajo los efectos del tráfico, por las siguientes razones:
  - la rápida puesta en carga debida a la velocidad del tráfico que atraviesa la estructura y los efectos de la inercia de la estructura que no han sido tenidos en cuenta en los cálculos estáticos;
  - las variaciones de las cargas de las ruedas que resultan de las irregularidades de la vía y de las ruedas;
  - el paso de sucesivas cargas con una cadencia similar que puede excitar a la estructura y, en ciertas circunstancias, crear resonancia (cuando la frecuencia de excitación alcanza la frecuencia natural de la estructura, existe la posibilidad de que las vibraciones causadas por los sucesivos ejes pasando por la estructura sean excesivas).
- (2)P En el análisis estructural (determinación de esfuerzos, desplazamientos, etc.) deben tenerse en cuenta estos efectos.

##### 6.4.2 Factores que influyen en el comportamiento dinámico

- (1) Los siguientes son los principales factores que influyen en el comportamiento dinámico.
  - la frecuencia natural de la estructura;
  - la distancia entre ejes;
  - la velocidad del tráfico que atraviesa la estructura;
  - el amortiguamiento de la estructura;
  - el espaciamiento regular entre los soportes del tablero (vigas transversales, traviesas);
  - las imperfecciones de las ruedas (defectos de las ruedas);
  - las imperfecciones verticales de la vía.

Estos factores se tienen en cuenta de la forma que se describe en 6.4.3 y 6.4.4.

**6.4.3 Coeficiente de impacto  $\phi$  ( $\phi_2, \phi_3$ )**

**6.4.3.1 Campo de aplicación**

(1)P El coeficiente de impacto tiene en cuenta el aumento de los esfuerzos y de la vibración en la estructura, pero no tiene en cuenta los efectos de la resonancia y las vibraciones excesivas del tablero.

El coeficiente de impacto se aplica sólo para velocidades  $V \leq |220|$  km/h y cuando la frecuencia natural de la estructura está dentro de los límites señalados en la figura 6.9.

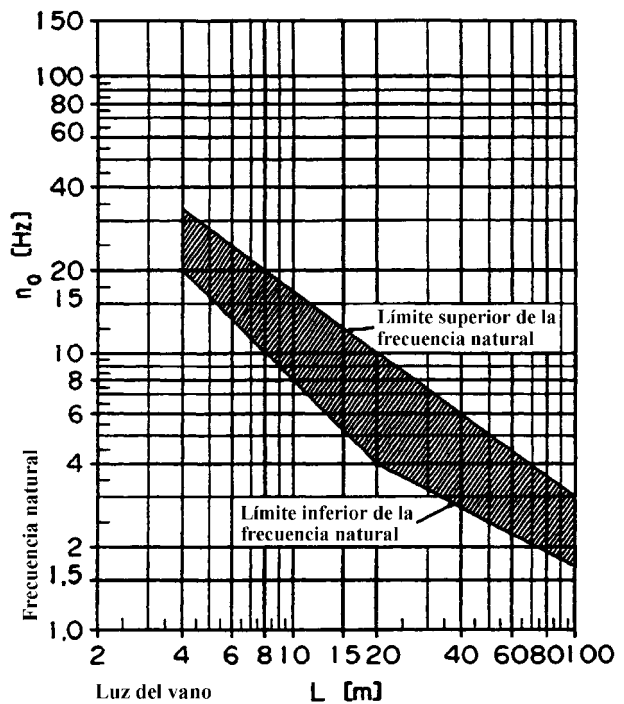
El límite superior de  $n_0$  viene definido por

$$n_0 = 94,76 \times L^{-0,748}$$

El límite inferior de  $n_0$  viene definido por

$$n_0 = \frac{80}{L} \quad \text{para } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$$

$$n_0 = 23,58 \times L^{-0,592} \quad \text{para } 20 \text{ m} < L \leq 100 \text{ m}$$



**Fig. 6.9 – Límites de las frecuencias naturales  $n_0$  en [Hz] en función de la luz del vano  $L$  en [m]**

(2) En un puente, las frecuencias naturales de un elemento están relacionadas con la deformada bajo las acciones permanentes. Para una estructura simplemente apoyada sometida a flexión, la frecuencia natural puede obtenerse con la fórmula:

$$n_0 \text{ [Hz]} = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \tag{6.1}$$

donde

$\delta_0$  es la flecha en el centro de vano debida a las acciones permanentes en [mm].

NOTA –  $\delta_0$  se calcula, utilizando el módulo de deformación instantáneo del hormigón, de acuerdo con un período de carga apropiado para el paso del tren.

### 6.4.3.2 Coeficiente de impacto $\phi$

(1)P El coeficiente de impacto  $\phi$ , que aumenta las tensiones y las flechas estáticas bajo el modelo de carga 71, se toma como  $\phi_2$  ó  $\phi_3$ , según sea más apropiado:

a) Para vías con un mantenimiento cuidadoso:

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad (6.2)$$

con  $1,0 \leq \phi_2 \leq 1,67$

b) Para vías con mantenimiento normal:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad (6.3)$$

con  $1,0 \leq \phi_3 \leq 2,0$

donde

$L_\phi$  (longitud asociada a  $\phi$ ) es la longitud "determinante" en [m] definida en la tabla 6.2.

NOTA – Los coeficientes de impacto se han establecido para vigas simplemente apoyadas. La longitud  $L_\phi$  permite utilizar estos coeficientes para otros elementos estructurales con diferentes condiciones de apoyo.

(2)P El coeficiente de impacto a utilizar debe ser especificado. Si no se especifica ninguno, se debe utilizar  $\phi_3$ .

NOTA – El coeficiente de impacto debe ser especificado por la autoridad competente.

(3)P El coeficiente de impacto se utiliza también con los modelos de carga SW.

### 6.4.3.3 Longitudes determinantes $L_\phi$

(1)P Las longitudes determinantes  $L_\phi$  a utilizar son las definidas en la tabla 6.2.

(2) Si los esfuerzos resultantes en una parte de la estructura dependen de varios términos, cada uno de ellos relacionado con un elemento estructural separado, entonces cada término debe ser calculado utilizando su propia longitud determinante.

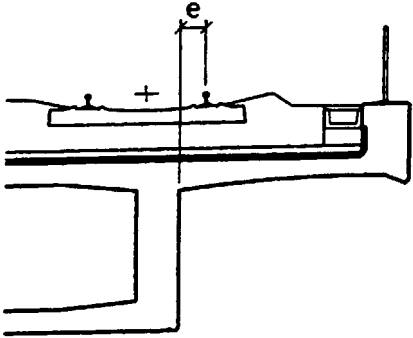
**Tabla 6.2**  
**Longitudes determinantes  $L_0$**

Caso	Elemento estructural	Longitud determinante $L_0$
<b>Tablero de vigas (metálico) Cajón con balasto (tablero de losa ortotropa) (para esfuerzos locales)</b>		
1	Tablero con vigas longitudinales y transversales	
	1.1 Ala superior (en ambas direcciones)	3 veces la separación entre vigas transversales
	1.2 Rigidizadores longitudinales (incluyendo pequeños voladizos menores de 0,50 m) (*)	3 veces la separación entre vigas transversales
2	1.3 Vigas transversales Vigas transversales en apoyo	2 veces la longitud de las vigas transversales
	Tablero plano con vigas transversales únicamente	
	2.1 Tablero (en ambas direcciones)	2 veces la separación entre vigas transversales + 3,0 m
	2.2 Vigas transversales	2 veces la longitud de las vigas transversales
	2.3 Vigas transversales en apoyo	La longitud de las vigas transversales
<b>Tablero de vigas metálico. Sección abierta sin balasto (**) (para esfuerzos locales)</b>		
3	3.1 Elementos portantes de carriles	
	– como un elemento del emparrillado	3 veces la separación entre vigas transversales
	– simplemente apoyados	separación entre vigas transversales + 3,0 m
3.2 Voladizo en elemento portante de carril, vigas transversales en apoyo	$\phi_3 = 2,0$ , si no hay ninguna otra especificación	
3.3 Vigas transversales	2 veces la longitud de las vigas transversales	

(\*) En general todos los voladizos mayores de 0,50 m soportando las acciones de las vías necesitan un estudio especial.

(\*\*) Se recomienda la aplicación de  $\phi_3$  para secciones abiertas.

**Tabla 6.2 (Continuación)**

Caso	Elemento estructural	Longitud determinante $L_0$
<b>Tablero de vigas con balasto</b> (estructuras de hormigón) (para esfuerzos locales y transversales)		
4	<p>4.1 Tablero como parte de viga cajón o ala superior de la viga principal</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- sentido transversal a las vigas principales</li> <li>- sentido longitudinal</li> <li>- voladizos transversales soportando los carriles</li> </ul> <p>4.2 Tablero continuo sobre vigas transversales (en dirección de las vigas principales)</p> <p>4.3 Tablero sobre viga artesa:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- sentido perpendicular a las vigas principales</li> <li>- sentido en dirección longitudinal</li> </ul> <p>4.4 Tablero sobre vigas metálicas embebidas en hormigón</p> <p>4.5 Voladizos longitudinales del forjado</p>	<p>3 veces la luz del vano del tablero</p> <p>3 veces la luz del vano del tablero o la longitud determinante de las vigas del tablero, la menor de ambas</p>  <p>- <math>e \leq 0,5</math> m: 3 veces la distancia entre almas</p> <p>- <math>e &gt; 0,5</math> m: véase (*)</p> <p>2 veces el espacio entre vigas transversales</p> <p>2 veces la luz del forjado</p> <p>2 veces la luz del forjado o la longitud determinante de las vigas principales; la menor de ambas</p> <p>2 veces la longitud determinante en dirección longitudinal</p> <p>- <math>e \leq 0,5</math> m: <math>\phi_2 = 1,67</math></p> <p>- <math>e &gt; 0,5</math> m: véase (*)</p>

(\*) En general, todos los voladizos mayores de 0,50 m soportando cargas de tráfico requieren un estudio especial. Los voladizos deben ser proyectados considerando la aceleración del puente. Debe llevarse a cabo un análisis dinámico completo utilizando unas características del vehículo convenientemente modelizadas.

**Tabla 6.2 (Fin)**

Caso	Elemento estructural	Longitud determinante $L_\phi$
<b>Vigas principales</b>		
5	5.1 Vigas y losas simplemente apoyadas (incluyendo vigas metálicas embebidas en el hormigón)	Luz del vano en la dirección principal de la viga
	5.2 Vigas y losas continuos de n vanos, con $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = k \times L_m$ pero no menor que $\max L_i (i = 1 \dots n)$ $n = \begin{matrix} 2 & 3 & 4 & \geq 5 \end{matrix}$ $k = \begin{matrix} 1,2 & 1,3 & 1,4 & 1,5 \end{matrix}$
	5.3 Estructuras porticadas – vano único	se considera como una viga continua de tres vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes horizontales y verticales de los elementos del pórtico)
	– múltiples vanos	se considera como una viga continua de múltiples vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes de los elementos verticales y los elementos horizontales)
	5.4 Dinteles y otros elementos de marcos de una o más vías (altura libre $\leq 3$ m, gálibo horizontal $\leq 6$ m)	$\phi_2 = 1,10, \phi_3 = 1,15$
	5.5 Arcos, vigas de rigidización de tablero en puentes (bowstrings)	medio vano
	5.6 Arcos o series de arcos	dos veces la luz
	5.7 Péndolas (con vigas rígidas)	4 veces la distancia longitudinal entre las péndolas
5.8 Estructuras con más de una vía	Cuando hay evidencia de ello, el incremento dinámico puede ser reducido  NOTA – El incremento dinámico reducido debe ser acordado con la autoridad competente.	
<b>Soportes estructurales</b>		
6	Columnas, caballetes, apoyos, articulaciones, anclajes en tracción, así como el cálculo de las presiones de contacto bajo los apoyos	la longitud determinante de los elementos soportados

**6.4.3.4 Reducción de los efectos dinámicos**

- (1) En el caso de puentes arco y puentes de hormigón de cualquier tipo, con un espesor de terreno sobre la estructura mayor de 1,00 m,  $\phi_2$  y  $\phi_3$  pueden reducirse como sigue:

$$red \phi_{2,3} = \phi_{2,3} - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0 \tag{6.4}$$

donde

$h$  [m] es el espesor, incluyendo el balasto hasta la parte superior de la traviesa, (para puentes arco, hasta la clave del extradós).

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

#### 6.4.4 Efectos dinámicos cuando existe riesgo de resonancia o excesivas vibraciones en la estructura

- (1)P Cuando las características de la estructura son tales que ésta no está dentro de los límites especificados en la figura 6.9, o la velocidad del tráfico es superior a  $\underline{220}$  km/h, existe riesgo de resonancia o de vibración excesiva (sobrepasando las aceleraciones autorizadas, los giros en los extremos de la estructura, la torsión del tablero, etc.).

Estos efectos dinámicos no están cubiertos por los coeficientes dinámicos definidos en 6.4.3.2(1)P y se deben realizar cálculos más detallados.

NOTA – Las indicaciones para realizar estos cálculos se definen en el anexo H.

### 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)P Las fuerzas centrífugas deben considerarse actuando hacia afuera en dirección horizontal a una altura de 1,80 m por encima de la superficie de rodadura (véase figura 1.1).
- (3)P Los cálculos se efectúan con la velocidad máxima compatible con la de la línea. En el caso de los modelos de carga SW se supondrá una velocidad de 80 km/h.
- (4)P El valor característico de la fuerza centrífuga debe determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

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

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

(6.5)

donde

$Q_{tk}$ ,  $q_{tk}$  son los valores característicos de la fuerza centrífuga en [kN, kN/m];

$Q_{vk}$ ,  $q_{vk}$  son los valores característicos de las cargas verticales especificadas en 6.3;

$f$  es el coeficiente de reducción (véase más adelante);

$v$  es la máxima velocidad especificada, en [m/s];

$V$  es la máxima velocidad especificada, en [km/h];

$g$  es la aceleración de la gravedad [9,81 m/s<sup>2</sup>];

$r$  es el radio de curvatura, en [m].

En el caso de una curva de radio variable, se tomará para  $r$  el valor medio más apropiado.

- (5)P La fuerza centrífuga debe combinarse siempre con la carga vertical. La fuerza centrífuga no se multiplicará por el coeficiente dinámico  $\phi_2$  ó  $\phi_3$ .
- (6)P Para el modelo de carga 71 y para velocidades de proyecto superiores a 120 km/h, se deben considerar dos casos:
  - a) el modelo de carga 71 con su coeficiente dinámico y la fuerza centrífuga para  $V = 120$  km/h, de acuerdo con la ecuación 6.5, con  $f = 1$ .
  - b) El modelo de carga 71 reducido ( $f \times Q_{vk}$ ,  $f \times q_{vk}$ ) y la fuerza centrífuga, de acuerdo con la ecuación 6.5, para la máxima velocidad especificada  $V$ , con un valor del coeficiente de reducción  $f$ :

$$f = \left[ 1 - \frac{V - 120}{1000} \left( \frac{814}{V} + 1,75 \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \tag{6.6}$$

donde

$L_f$  es la longitud de influencia en [m] de la parte cargada de la vía en curva del puente que sea más desfavorable para el proyecto de los elementos estructurales en consideración;

$V$  es la velocidad máxima especificada

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

$f < 1$  para  $120$  km/h  $< V \leq 300$  km/h )  
(véase tabla 6.3 o figura 6.10) ) y  $L_f > 2,88$  m

$f(V) = f(300)$  para  $V > 300$  km/h )

**Tabla 6.3**  
**Coefficientes  $f$  para el modelo de carga 71**

$L_f$ [m]	Velocidad máxima de la línea, en [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	0,34
100	1,00	0,77	0,61	0,46	0,33
$\geq 150$	1,00	0,76	0,60	0,44	0,31

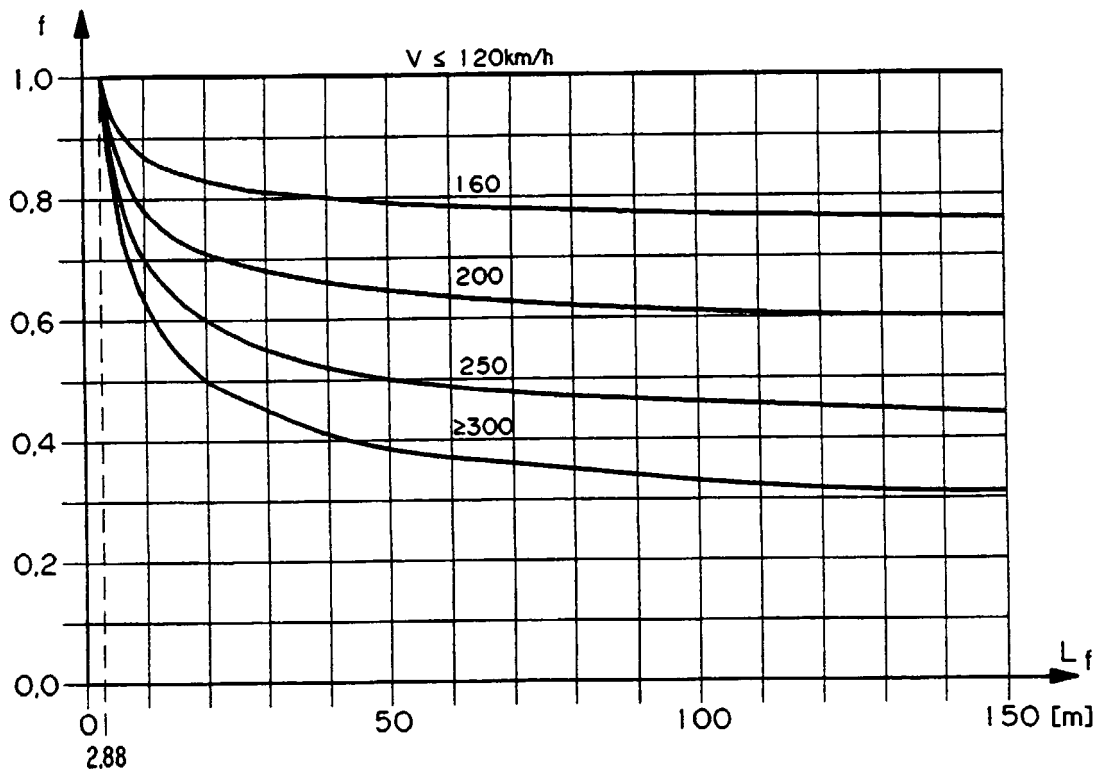


Fig. 6.10 – Coeficientes  $f$  para el modelo de carga 71

- (7)P Además, para puentes situados en curva, el caso de carga especificado en 6.3.2 y, si es aplicable 6.3.3, deben considerarse también sin fuerza centrífuga ( $V = 0$ ).
- (8)P Las fuerzas centrífugas deben determinarse con la ecuación (6.5) utilizando las cargas verticales clasificadas [véase 6.3.2(3)P] con:

$\alpha \times$  modelo de carga 71                      cuando  $\alpha < 1$

ó

$1,0 \times$  modelo de carga 71                      cuando  $\alpha \geq 1$

Las fuerzas centrífugas dependen de la velocidad máxima especificada para la línea y se multiplican por el coeficiente de reducción  $f$  definido en la ecuación (6.6).

### 6.5.2 Fuerza de lazo

- (1)P La fuerza de lazo debe ser considerada como una fuerza concentrada actuando horizontalmente, en la parte superior de los carriles, perpendicularmente al eje de la vía. Debe aplicarse en los tramos curvos y en los tramos rectos.
- (2)P El valor característico de la fuerza de lazo puede tomarse igual a  $Q_{sk} = 100$  kN. Dicha fuerza no se multiplica por el coeficiente  $\alpha$  [véase 6.3.2(3)P] ni por el coeficiente  $f$  [véase 6.5.1 (6)P].
- (3)P La fuerza de lazo debe combinarse con la carga vertical.

### 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 dirección longitudinal. Se consideran como uniformemente distribuidas en la longitud de influencia  $L_f$  del efecto de la acción en el elemento estructural considerado.

(2)P Sus valores característicos son los siguientes:

$$\text{Fuerza de arranque: } Q_{\text{lak}} = 33 \text{ [kN/m]} L[\text{m}] \leq 1\,000 \text{ [kN]} \quad \text{modelo de carga 71} \quad (6.7)$$

y modelos de carga SW

$$\text{Fuerza de frenado: } Q_{\text{lbk}} = 20 \text{ [kN/m]} L[\text{m}] \leq 6\,000 \text{ [kN]} \quad \text{modelo de carga 71} \quad (6.8)$$

y SW/O

$$Q_{\text{lbk}} = 35 \text{ [kN/m]} L[\text{m}] \quad \text{modelo de carga SW/2} \quad (6.9)$$

NOTA – Para los modelos de carga SW/O y SW/2 sólo se tendrán en cuenta aquellas partes de la estructura que estén cargadas de acuerdo con la figura 6.3 y la tabla 6.1.

(3) Estos valores característicos son aplicables a todos los tipos de construcción de vías, es decir, barra larga soldada y vías con juntas, con o sin aparato de dilatación.

(4) Para líneas que soportan tráfico especial (restringidas al tráfico de pasajeros de alta velocidad, por ejemplo), las fuerzas de tracción y frenado pueden tomarse igual al 25% de la suma del peso de todos los ejes (tren real) actuando en la longitud de influencia del efecto de la acción del elemento estructural considerado, con un valor máximo de 1 000 kN para  $Q_{\text{lak}}$  y 6 000 kN para  $Q_{\text{lbk}}$ .

(5)P Las fuerzas de arranque y frenado se consideran combinadas con las correspondientes cargas verticales.

(6) Cuando la vía es continua en uno o los dos extremos del puente, sólo se transmite una parte de la fuerza de arranque o frenado a través del tablero a los aparatos de apoyo, el resto de la fuerza se transmite a través de la vía hasta las zonas resistentes posteriores a los estribos. La proporción de la fuerza transmitida a través del tablero a los apoyos se define en 6.5.4.4.

### 6.5.4 Aplicación de las acciones longitudinales

#### 6.5.4.1 Generalidades y principios

(1) Cuando los carriles son continuos entre el puente y el terraplén en uno o los dos extremos de la estructura, las acciones longitudinales debidas al arranque o al frenado serán resistidas parcialmente por las tierras adyacentes al estribo, cuando los carriles son continuos, y el resto de la fuerza por los apoyos. También, cuando los carriles son continuos y ejercen una coacción al movimiento libre del tablero, las variaciones térmicas entre los carriles y el tablero, y los movimientos del tablero, producirán acciones indirectas longitudinales en los aparatos de apoyo del tablero.

(2)P Las acciones longitudinales definidas en 6.5.4.1(1) deben tenerse en cuenta en el proyecto de los apoyos y de la subestructura. De la misma forma, las acciones longitudinales deben tenerse en cuenta en el proyecto de la superestructura.

(3)P Para el cálculo de las acciones longitudinales, se deben considerar:

- arranque y frenado de los trenes;
- efectos térmicos;
- deformación de la estructura debido a las acciones verticales;
- retracción y fluencia de las estructuras de hormigón.

- (4)P Cuando la vía tiene aparatos de dilatación en los dos extremos de la estructura, todas las acciones longitudinales de la estructura deben ser resistidas por los aparatos de apoyo (y la subestructura).
- (5) Las estructuras de ferrocarril pueden, en general, clasificarse como sigue:
- estructuras con un vano, o varios vanos continuos con un apoyo fijo en un extremo;
  - estructuras de varios vanos continuos en los que el apoyo fijo no está situado en el extremo;
  - estructuras de vanos simplemente apoyados, cada uno de ellos fijo en uno de sus extremos.

- (6)P Los valores de las acciones longitudinales transmitidas a la estructura deben calcularse teniendo en cuenta la resistencia al movimiento longitudinal de la vía y la rigidez de la estructura, utilizando un modelo similar al que se muestra en la figura 6.11. Deben especificarse los valores de la resistencia de la vía y de las fuerzas adicionales del carril, así como el máximo desplazamiento relativo permitido entre los carriles y el tablero.

NOTA – Los diferentes valores a utilizar los especificará la autoridad competente.

- (7) La rigidez de la estructura define la resistencia total al desplazamiento longitudinal del tablero que puede ser movilizada por la subestructura en los apoyos. Debe tenerse en cuenta el giro y la traslación del soporte debajo del apoyo y el giro de la cimentación.

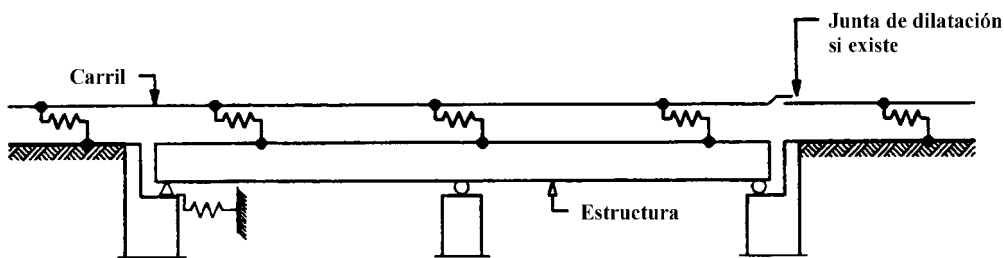


Fig. 6.11 – Modelo para estructuras definido en (5) a)

#### 6.5.4.2 Determinación de las acciones longitudinales

- (1)P Para los tipos de estructuras definidos en (5) a) y (5) b), la determinación de las acciones transmitidas a la estructura debe tener en cuenta:

- los coeficientes definidos en la tabla 6.4 para las fuerzas de arranque y frenado;
- las ecuaciones 6.10, 6.11 ó 6.12 para los efectos térmicos;

cuando son de aplicación las condiciones especificadas en 6.5.4.2(2)P.

Para las estructuras definidas en (5) c) se requiere un cálculo específico de las fuerzas longitudinales, descrito en 6.5.4.1(6)P.

- (2)P Las condiciones especificadas son:

- si la vía es continua (es decir sin aparatos de dilatación), la longitud de expansión debe limitarse a los siguientes valores:
  - 60 m para estructuras de acero que soporten vías sobre balasto;
  - 90 m para estructuras de hormigón o estructuras mixtas con vías sobre balasto.

La longitud de expansión ( $L_T$ ) es la distancia entre el centro térmico y el extremo opuesto del tablero (para las estructuras tipo (5) a) ésta coincide generalmente con la longitud total de una estructura con el centro térmico situado adyacente al apoyo fijo).

- b) Salvo especificación en contrario, el valor mínimo de la rigidez de la vía es 12 kN/m para vías sin carga y 25 kN/m para vías cargadas.

NOTA – La rigidez de la vía se refiere a la vía con un carril de sección UIC 54 o UIC 60. La autoridad competente puede hacer otras especificaciones.

- c) Las variaciones de temperatura referidas a la temperatura inicial de 10 °C no excederán en ± 35 °C para el tablero y ± 50 °C para los carriles, y la diferencia de temperatura entre el tablero y los carriles no excederá de ± 20 °C.
- d) El desplazamiento del tablero debe limitarse a 5 mm bajo las fuerzas de arranque o frenado multiplicadas por los coeficientes definidos en la tabla 6.4. Cuando la vía tenga un aparato de dilatación en cada extremo del puente, el desplazamiento debe limitarse a 30 mm.

**6.5.4.3 Acciones longitudinales debidas a la variación de temperatura**

NOTA – Estas acciones no son acciones de tráfico. Dichas acciones se desarrollan en ENV 1991 Parte 2-5; y se introducen en el presente apartado como una simplificación.

- (1)P Para puentes que soportan vía sobre balasto continua en ambos extremos del tablero y con un aparato de apoyo fijo en uno de sus extremos, el valor característico de la acción longitudinal, a tener en cuenta en el apoyo, se define por:

$$F_{Tk} = \pm 8 L_T \quad \text{en [kN] por vía} \quad (6.10)$$

para estructuras clase (5) a)

donde

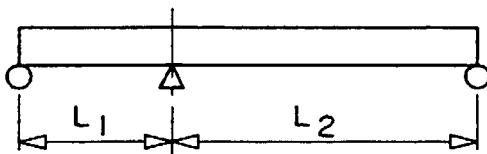
$L_T$  es la longitud de expansión definida en 6.5.4.2(2)P a).

Para puentes que soportan vías sobre balasto continuas en los dos extremos del tablero y en las que los aparatos de apoyo fijos no están situados en un extremo, el valor característico de la acción a tener en cuenta en el apoyo se define por:

$$F_{Tk} = \pm 8 (L_2 - L_1) \quad \text{en [kN] por vía} \quad (6.11)$$

para estructuras clase (5) b)

donde  $L_1$  y  $L_2$  se definen en la figura 6.12.



**Fig. 6.12 – Tablero cuyo apoyo fijo no se sitúa en un extremo**

- (2)P Para puentes con vías sobre balasto con aparatos de dilatación adyacentes al apoyo móvil del tablero y continuos sobre el apoyo fijo del extremo opuesto [estructuras de clase (5) a)], la acción característica longitudinal a tener en cuenta en los apoyos se define por:

$$F_{Tk} = \pm (400 + 5 L_T) \quad \text{en [kN] por vía} \quad (6.12)$$

Esta fuerza está limitada a 1 100 kN por vía.

- (3) Para cualquier puente cuya vía tenga aparatos de dilatación en ambos extremos:

$$F_{Tk} = 0 \tag{6.13}$$

**6.5.4.4 Acciones longitudinales debidas al arranque y al frenado**

- (1)P Para puentes que soporten vías sobre balasto, bien continuas o bien con aparatos de dilatación en un extremo, la acción característica de arranque/frenado ( $Q_{lak}$  o  $Q_{lbk}$ ) transmitida por el tablero a los apoyos  $F_{bk}$  es la acción total aplicada en el carril sobre el puente, multiplicada por el coeficiente definido en la tabla 6.4.

**Tabla 6.4**  
**Coefficientes para las acciones de arranque/frenado**  
**resistidas por la estructura [estructuras clase (5) a) y (5) b)]**

Longitud media de la estructura [m]	Vías continuas	Aparato de junta en un extremo
	Vía simple o doble	Vía simple o doble
30	0,5	
60	0,5	0,60
90	0,6	0,65
120	0,7	0,70
150	0,75	0,75
180		0,80
210		0,85
240 a 300		0,90

- (2) Para puentes que soportan vías con un aparato de dilatación en ambos extremos del tablero:

$$F_{bk} = Q_{lak}, Q_{lbk} \tag{6.14}$$

**6.5.4.5 Acciones longitudinales debidas a la flexión de la estructura**

- (1)P Deben especificarse los puentes para los cuales estas acciones deben calcularse. Los efectos de la acción del tráfico deben considerarse en cada aparato de apoyo por separado y debe realizarse un cálculo particular para cada estructura.

NOTA – Los puentes en los que es preciso considerar estas acciones deben especificarse de acuerdo con la autoridad competente.

**6.6 Efectos *slipstream* provocados por el paso del tren (efectos aerodinámicos)**

**6.6.1 Generalidades**

- (1) El paso de tráfico de ferrocarril somete a cualquier estructura situada cerca de la vía a una onda viajera de presión-succión (véanse figuras 6.13 y 6.14).

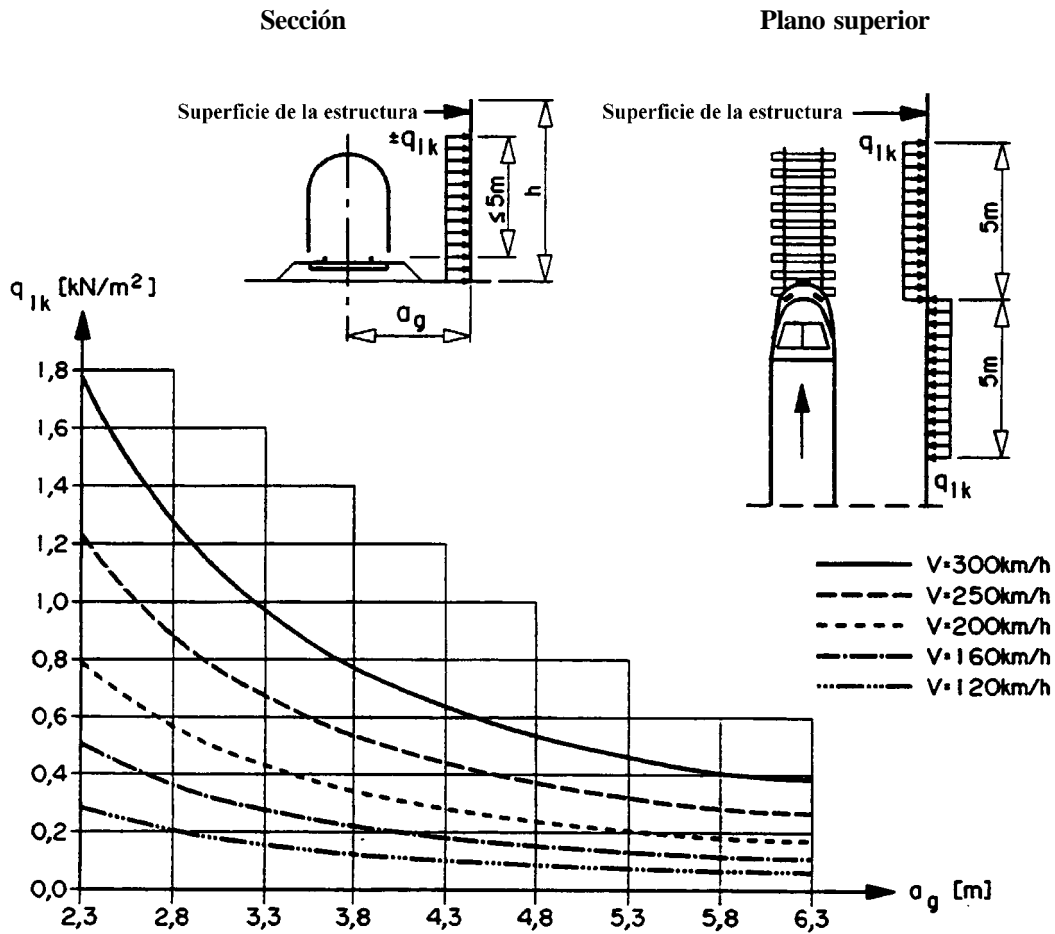
La magnitud de la acción depende principalmente de:

- a) el cuadrado de la velocidad del tren;
- b) la forma aerodinámica del tren;
- c) la forma de la estructura;
- d) la posición, especialmente, la distancia de la estructura a la vía.

- (2) Las acciones pueden aproximarse mediante cargas equivalentes en la cabeza y en cola del tren, para las comprobaciones de los Estados Límite Últimos y de Fatiga.
- (3) Las cargas equivalentes se consideran valores característicos de las acciones.

**6.6.2 Superficies verticales simples paralelas a la vía (por ejemplo, barreras antirruído)**

- (1)P El valor característico de las acciones  $\pm q_{1k}$  se definen en la figura 6.13.

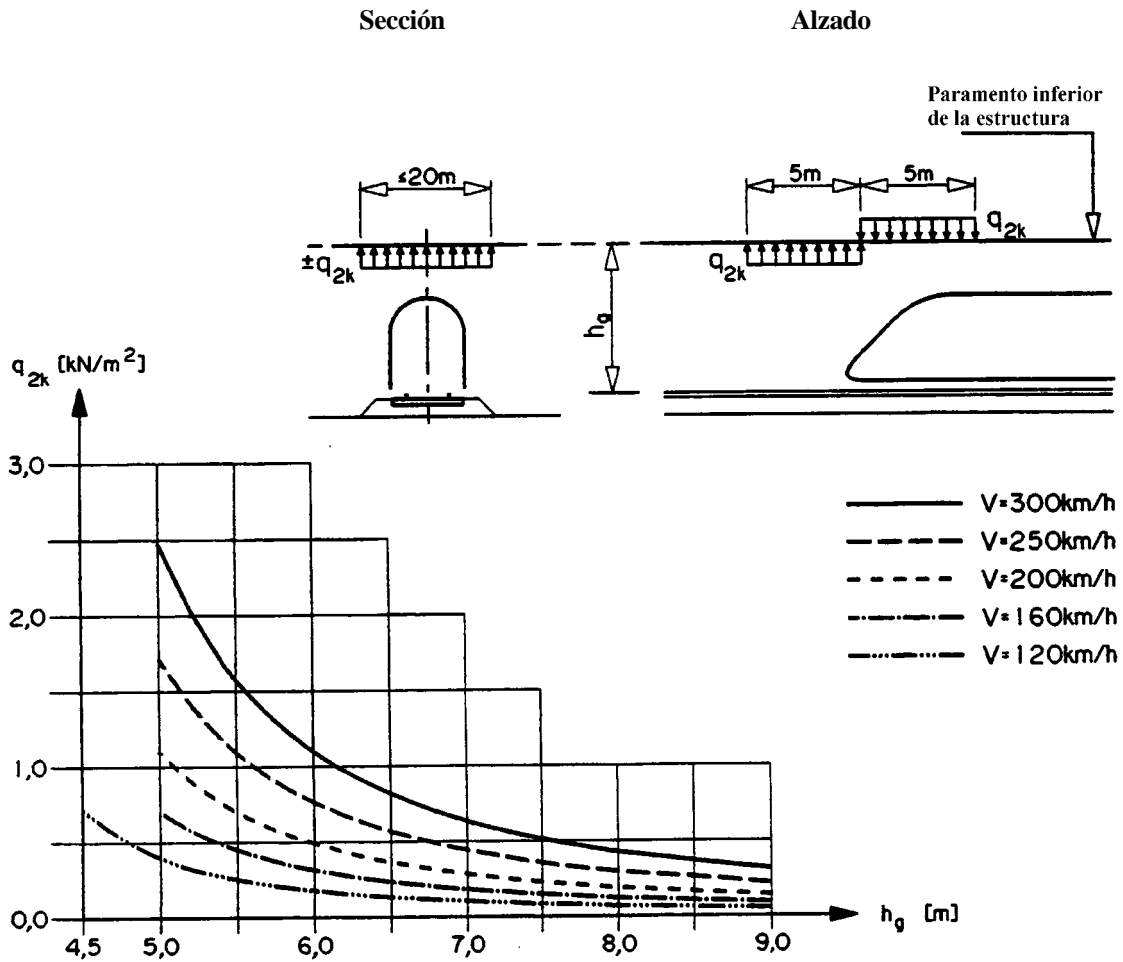


**Fig. 6.13 – Valores característicos de las acciones  $q_{1k}$  para superficies verticales simples paralelas a la vía**

- (2) Los valores característicos se aplican a los trenes con una forma aerodinámica desfavorable y pueden ser reducidos mediante:
  - un factor  $k_1 = 0,85$  para trenes con material móvil de caras lisas;
  - un factor  $k_1 = 0,60$  para material móvil muy aerodinámico (por ejemplo, ETR, ICE, TGV).
- (3)P Si la altura del elemento estructural (o la de su área de influencia) es menor o igual a 1,00 m o su longitud es menor o igual a 2,50 m, las acciones  $q_{1k}$  se incrementarán mediante un coeficiente  $k_2 = 1,3$ .

**6.6.3 Superficies horizontales simples sobre la vía (por ejemplo, estructuras superiores de protección)**

- (1)P Los valores característicos de las acciones  $\pm q_{2k}$ , se definen en la figura 6.14.
- (2)P El ancho cargado del elemento estructural se extiende 10 m de ancho a cada lado del eje de la vía.



**Fig. 6.14 – Valores característicos de las acciones  $q_{2k}$  para superficies horizontales sobre la vía**

- (3)P Para trenes cruzando en sentidos opuestos, las acciones deben sumarse. Sólo se deben considerar dos vías.
- (4) Las acciones  $q_{2k}$  pueden reducirse mediante un coeficiente  $k_1$  definido en 6.6.2.
- (5) Las acciones sobre bandas transversales a la vía pueden reducirse mediante un coeficiente de 0,75 si su ancho es menor de 1,50 m.

**6.6.4 Superficies horizontales simples adyacentes a la vía (por ejemplo plataformas de marquesinas)**

- (1)P Los valores característicos de las acciones  $\pm q_{3k}$  se definen en la figura 6.15 y se aplican independientemente de la forma aerodinámica del tren.

(2)P Para cualquier posición a lo largo de las superficies horizontales a proyectar,  $q_{3k}$  debe determinarse en función de la distancia  $a_g$  a la vía más cercana. Las acciones deben sumarse, si hay vías a cada lado del elemento estructural considerado.

(3) Si la distancia  $h_g$  es superior a 3,80 m, la acción  $q_{3k}$  puede reducirse mediante un factor  $k_3$ :

$$k_3 = \frac{7,5 - h_g}{3,7} \quad \text{para } 3,8 \text{ m} < h_g < 7,5 \text{ m} \tag{6.16}$$

$$k_3 = 0 \quad \text{para } h_g \geq 7,5 \text{ m} \tag{6.17}$$

donde

$h_g$  es la distancia desde el borde superior del nivel del carril al paramento inferior de la estructura.

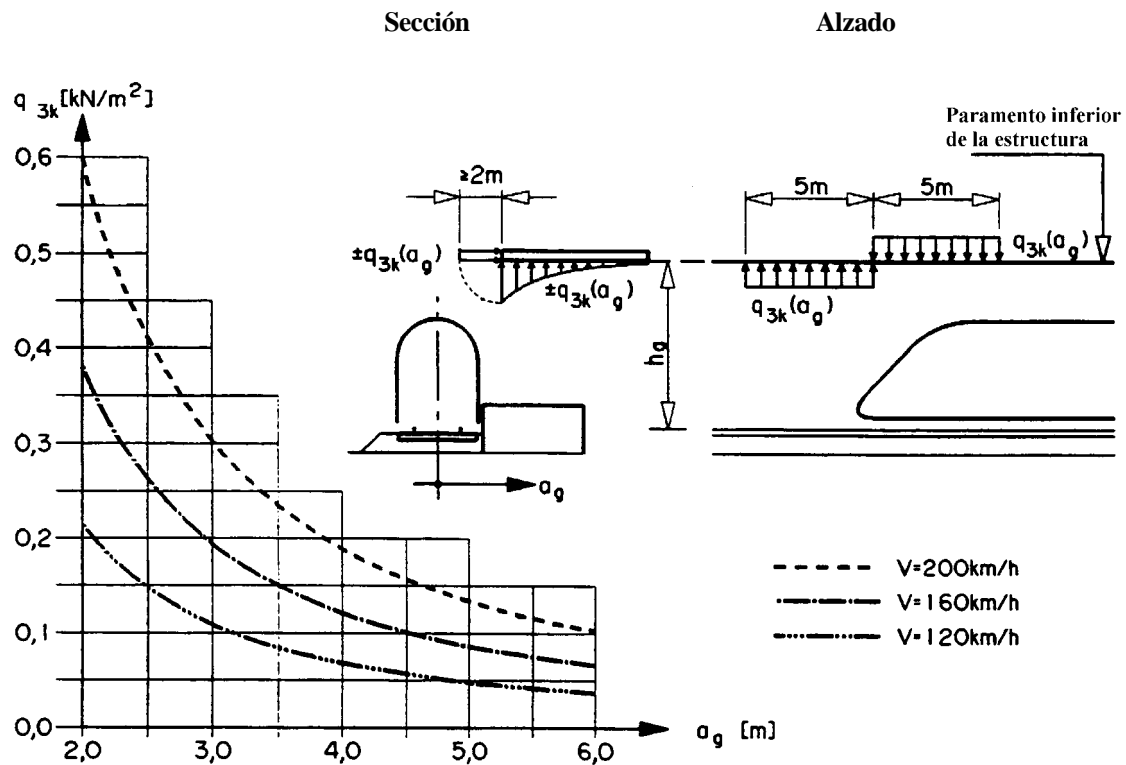


Fig. 6.15 – Valores característicos de las acciones  $q_{3k}$  para superficies horizontales simples adyacentes a la vía

**6.6.5 Estructuras de superficies múltiples a lo largo de la vía, con superficies horizontales, verticales e inclinadas**

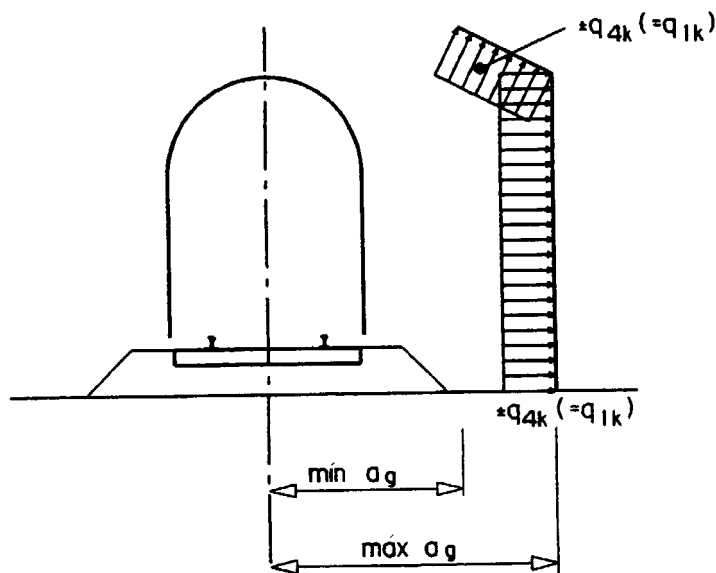
(por ejemplo barreras antirruído, marquesinas cerradas)

(1)P Los valores característicos de las acciones  $\pm q_{4k}$ , definidas en la figura 6.16, se deben aplicar perpendicularmente a las superficies consideradas. Las acciones son las definidas en la figura 6.13, adoptando una distancia ficticia a la vía igual a:

$$a'_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g \leq 6 \text{ m} \tag{6.18}$$

donde las distancias mín  $a_g$  y máx  $a_g$  se muestran en la figura 6.16.

- (2)P Si  $\text{máx } a_g > 6,0 \text{ m}$ , se utiliza el valor  $\text{máx } a_g = 6,0 \text{ m}$ .
- (3)P Deben utilizarse los mismos coeficientes  $k_1$  y  $k_2$  definidos en 6.6.2.



**Fig. 6.16 – Definición de las distancias  $\text{máx } a_g$  y  $\text{mín } a_g$  a partir del centro de la vía**

**6.6.6 Superficies encerrando la vía en una longitud limitada (15 a 20 m)**

(Superficies horizontales por encima de las vías y, al menos, un muro vertical, por ejemplo, andamios, construcciones provisionales)

- (1)P Todas las acciones se deben aplicar sea cual sea la forma aerodinámica del tren:

– En toda la altura de las superficies verticales:

$$\pm k_4 q_{1k} \tag{6.19}$$

donde

$q_{1k}$  se determina de acuerdo con 6.6.2;

$$k_4 = 2$$

– En las superficies horizontales:

$$\pm k_5 q_{2k} \tag{6.20}$$

donde

$q_{2k}$  se determina de acuerdo con 6.6.3;

$k_5 = 2,5$  si hay una vía encerrada;

$k_5 = 3,5$  si hay dos vías encerradas.

## 6.7 Acciones accidentales

### 6.7.1 Acciones accidentales producidas por el tráfico ferroviario

#### 6.7.1.1 Descarrilamiento sobre o por debajo del puente

- (1)P Las estructuras de ferrocarril deben proyectarse de tal forma que, en caso de descarrilamiento, el daño producido en el puente sea mínimo. En concreto, debe prevenirse el vuelco o el colapso de la estructura en su conjunto.

#### 6.7.1.2 Descarrilamiento en puentes: Requisitos estructurales y cargas equivalentes

- (1)P Se deben considerar dos situaciones de proyecto:

Situación de proyecto I: Descarrilamiento de la locomotora o de vagones con carga pesada, quedando los vehículos descarrilados en la zona de la vía del tablero del puente.

Situación de proyecto II: Descarrilamiento de la locomotora o de vagones pesados, quedando los vehículos descarrilados en la zona de la vía sin caer del puente, pero quedando parcialmente fuera del mismo.

- (2)P Para la determinación de las condiciones y cargas equivalentes para la situación de proyecto I, debe prevenirse el colapso de los elementos principales de la estructura. Es tolerable, sin embargo, el daño local. Las partes involucradas de la estructura deben ser proyectadas para las siguientes cargas equivalentes en Estado Límite Último.

Dos cargas verticales lineales con un valor de cálculo de  $q_{A1d} = 50 \text{ kN/m}$  cada una, en una longitud de 6,40 m separadas 1,40 m, paralelas a la vía y en la posición más desfavorable dentro de una zona de ancho igual a 1,5 veces el ancho de la vía a cada lado del eje.

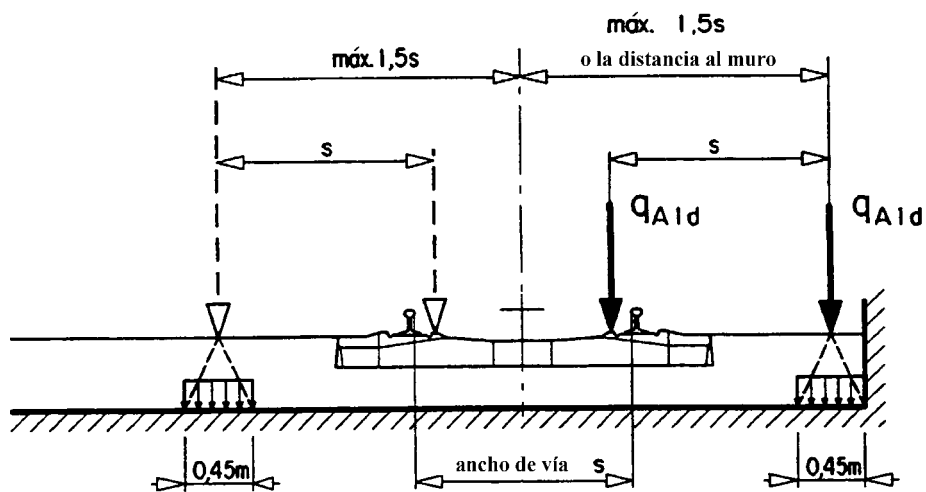


Fig. 6.17 – Situación de proyecto I. Carga equivalente  $q_{A1d}$

En este cálculo no se considerarán otras acciones variables.

- (3)P Para la determinación de los requisitos y las cargas equivalentes de la situación de proyecto II, el puente no debe colapsar ni volcar. Para la determinación de la estabilidad total, la carga equivalente debe tomarse como una carga vertical lineal con un valor de proyecto de  $q_{A2d} = 80 \text{ kN/m}$ , en una longitud total de 20,0 m, a una distancia máxima de el eje de la vía de 1,5 veces el ancho o actuando en el borde de la estructura en consideración.

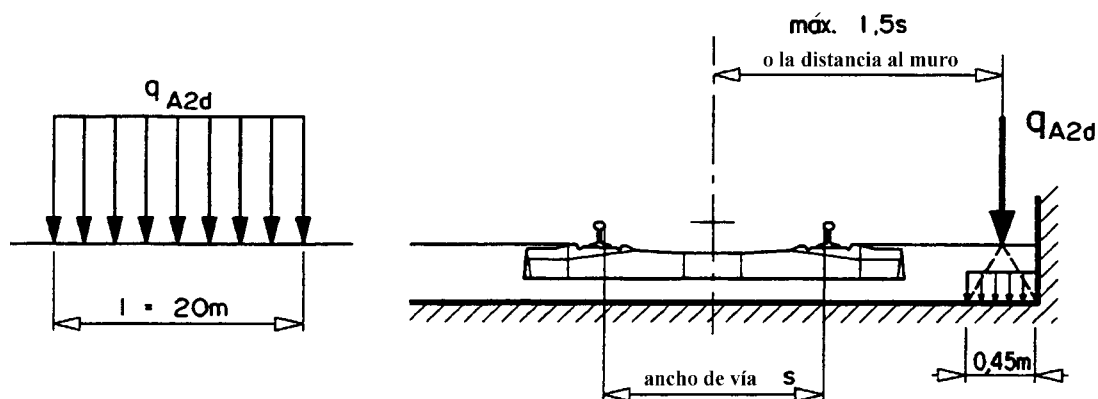


Fig. 6.18 – Situación de proyecto II. Carga equivalente  $q_{A2d}$

NOTA – La carga equivalente arriba mencionada se utiliza sólo para determinar la resistencia o la estabilidad de la estructura en su conjunto. Los elementos estructurales no se proyectan para estas cargas.

(4)P Las situaciones de proyecto I y II deben ser examinadas por separado. No se consideran combinaciones de ambas situaciones de proyecto.

(5)P Se deben tomar medidas para impedir el daño en elementos estructurales situados por encima del nivel de la vía.

NOTA – Estas medidas deben acordarse con la autoridad competente.

### 6.7.1.3 Descarrilamiento bajo las estructuras

(1)P Cuando sucede un descarrilamiento, existe un riesgo de colisión entre los vehículos descarrilados y las estructuras adyacentes a la vía. Se deben especificar los requisitos de la carga y otros requisitos de proyecto.

NOTA – Estos requisitos deben especificarse de acuerdo con la autoridad competente.

### 6.7.2 Acciones accidentales debidas a la ruptura del equipamiento superior de la línea

(1)P La fuerza sobre la estructura, como consecuencia de la rotura de la catenaria, debe considerarse como una fuerza estática actuando en dirección de la parte intacta de la catenaria. Esta fuerza accidental debe ser tenida en cuenta con un valor de cálculo de 20 kN.

Se debe suponer que para:

- 1 vía, puede actuar simultáneamente 1 cable de catenaria y 1 hilo de contacto;
- de 2 a 6 vías, pueden actuar simultáneamente 2 cables de catenaria y 2 hilos de contacto;
- más de 6 vías, pueden actuar simultáneamente 3 cables de catenaria y 3 hilos de contacto.

(2)P Los cables considerados rotos serán aquellos que producen el efecto más desfavorable.

### 6.7.3 Acciones accidentales producidas por el tráfico carretero

(1)P Las acciones accidentales debidas al tráfico carretero se definen en el apartado 4.7.2.

- (2)P Respecto a las colisiones en tableros, se debe considerar que los puentes de ferrocarril son, en muchos casos, más sensibles a la colisión que los puentes de carretera.

NOTA – La fuerza de colisión del vehículo especificada y su relación con el gálibo vertical y otras formas de protección se deben especificar de acuerdo con la autoridad competente.

## 6.8 Determinación de las acciones del tráfico en puentes de ferrocarril

### 6.8.1 Generalidades

- (1)P Cada estructura debe ser proyectada para el mayor número de vías geométrica y estructuralmente posibles en la posición más desfavorable, sea cual sea la posición de vías prevista.

NOTA – El espacio mínimo entre ejes de vías debe ser especificado por la autoridad competente.

- (2)P Todos los efectos de las acciones deben determinarse con las cargas y fuerzas situadas en las posiciones más desfavorables. Las acciones que producen un efecto favorable deben ser despreciadas (excepto para modelos de carga SW, en los cuales las acciones con efecto favorable pueden tenerse en cuenta).
- (3)P Todos los puentes de tablero continuo proyectados para el modelo de carga 71 deben comprobarse también para el modelo de carga SW/O. El factor  $\alpha$  se aplica a los modelos de carga SW/O y 71.
- (4)P Para estructuras que soportan una, dos o más vías, todas las acciones relevantes deben aplicarse de acuerdo con la tabla 6.5.

**Tabla 6.5**  
**Cargas en puentes en función del número de vías del puente**

Número de vías en el puente	Vías cargadas	Cargas normales		Cargas pesadas, si están especificadas
		Caso a <sup>1)</sup>	Caso b <sup>1)</sup>	
1	una	1,0 (LM71+ SW/O)	–	1,0 SW/2
2	una vía	1,0 (LM71+ SW/O)	–	1,0 SW/2
	la otra	1,0 (LM71+ SW/O)	–	1,0 (LM71+ SW/O)
≥ 3	una vía	1,0 (LM71+ SW/O)	0,75 (LM71+ SW/O)	1,0 SW/2
	cualquier otra	1,0 (LM71+ SW/O)	0,75 (LM71+ SW/O)	1,0 (LM71+ SW/O)
	las restantes		0,75 (LM71+ SW/O)	–

- 1) Para estructuras que soportan más de dos vías, se tomará el más desfavorable de los casos a y b.

NOTA – LM71+ SW/O significa modelo de carga 71 y, si es necesario, SW/O para puentes de tablero continuo.

- (5)P Para la comprobación de las deformaciones y las vibraciones, las cargas verticales a aplicar deben ser:
- el modelo de carga 71 incrementado por el coeficiente de impacto  $\phi$  cuando se determinen las deformaciones; y
  - el tráfico de trenes real incrementado por el correspondiente coeficiente dinámico cuando se determine el comportamiento dinámico en casos de resonancia o excesivas vibraciones del tablero.

NOTA – Para la evaluación del coeficiente dinámico véase anexo H.

(6)P Para tableros de puentes que soporten dos vías, la comprobación de los límites de deformaciones y vibraciones deben realizarse con una sola vía cargada.

### 6.8.2 Combinaciones de cargas. Valores característicos de la acción conjunta

(1) Salvo especificación en contrario, la simultaneidad de las cargas definida en 6.3 a 6.5 y 6.7 se tiene en cuenta considerando las combinaciones de carga definidos en la tabla 6.6. Cada una de estas combinaciones de cargas, que son mutuamente excluyentes, define una acción característica a combinar con las cargas que no son de tráfico.

**Tabla 6.6**  
**Determinación de las combinaciones de cargas de tráfico**  
**(valores característicos de la acción compuesta)**

NOTA – Los coeficientes de la tabla se aplican a los valores característicos de las diferentes acciones consideradas en cada grupo. Todos los valores propuestos definidos para estos coeficientes se consideran valores en recuadro.

Tipo de carga		Cargas verticales		Fuerzas horizontales			Comentarios
Referencia		6.3.2 / 6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
Sistema de carga		Modelo de carga 71 <sup>3)</sup> y SW/O si se especifica	Tren sin carga <sup>3)</sup>	Arranque y frenado	Fuerza centrífuga	Fuerza de lazo	
Combinación de cargas	gr 11	1,0	–	0,5  <sup>1)</sup>	1,0  <sup>1)</sup>	1,0  <sup>1)</sup>	Máximo vertical y lateral
	gr 12	–	1,0	0	1,0  <sup>1)</sup>	0,5  <sup>1)</sup>	Estabilidad lateral
	gr 13	1,0    0,7  <sup>2)</sup>	–	1,0  <sup>6)</sup>	0,5  <sup>1)</sup>	0,5  <sup>1)</sup>	Máximo longitudinal
	gr 14	1,0	–	0,5  <sup>1)</sup>	1,0  <sup>5)</sup>	0,5  <sup>1)</sup>	Máximo lateral
	gr 15	0,5	–	0,5  <sup>1)</sup>	0,5  <sup>1)</sup>	1,0	efectos locales laterales

Sombreado: Componente determinante de la acción.

- 1) Estos valores de acompañamiento pueden ser cero si el efecto es favorable.
- 2) Para un efecto favorable estos valores de acompañamiento no pueden ser nulos. Se propone un valor de 0,7 en combinación con la acción principal de arranque y frenado.
- 3) Incluyendo todos los coeficientes necesarios ( $\phi, f, \dots$ ).
- 4) Como simplificación en los grupos 11, 12 y 13 se propone la simultaneidad de dos o tres valores característicos, aunque sea improbable, siempre que no tenga consecuencias significativas en el proyecto.
- 5) | 0,8| si tres o más vías están simultáneamente cargadas.

### 6.8.3 Otros valores representativos de las sobrecargas de uso

#### 6.8.3.1 Valores poco frecuentes de las sobrecargas de uso

(1) Se utiliza la misma regla que en 6.8.2(1), aplicando los coeficientes definidos en la tabla 6.6, para cada grupo, a los valores poco frecuentes de las acciones relevantes consideradas en cada grupo.

NOTA – La autoridad competente podrá realizar otras especificaciones.

### 6.8.3.2 Valores frecuentes de las sobrecargas de uso

- (1) Se utiliza la misma regla que en 6.8.3(1), sustituyendo los valores poco frecuentes por los valores frecuentes.

NOTA – La autoridad competente podrá realizar otras especificaciones.

### 6.8.3.3 Valores cuasipermanentes de las sobrecargas de uso

- (1) Las acciones cuasipermanentes de tráfico se tomarán iguales a cero.

NOTA – La autoridad competente podrá realizar otras especificaciones.

### 6.8.4 Cargas de tráfico en situaciones transitorias

- (1)P Las cargas de tráfico en situaciones transitorias deben definirse mediante un acuerdo entre la propiedad y el proyectista.

NOTA – Se dan más indicaciones en el anexo J.

## 6.9 Modelos de carga para fatiga

- (1)P La determinación del daño de fatiga debe realizarse para todos los elementos estructurales que estén sometidos a esfuerzos variables.
- (2)P Para tráfico normal, basado en los valores característicos del modelo de carga 71, incluyendo el coeficiente de impacto  $\phi$ , la determinación de la fatiga debe realizarse utilizando el tráfico mixto, "tráfico habitual" o "tráfico con ejes de 250 kN", dependiendo de que la estructura soporte tráfico mixto o predominantemente pesado. Los detalles de los trenes de servicio y del tráfico mixto considerado y de la amplificación dinámica a aplicar están definidos en el anexo F.
- (3) El tráfico mixto está basado en un tonelaje de tráfico anual de  $25 \cdot 10^6$  toneladas pasando por el puente por cada vía.
- (4)P Para estructuras que soportan varias vías, la carga de fatiga debe aplicarse a un máximo de dos vías en la posición más desfavorable.
- (5)P El daño de fatiga debe determinarse para una vida de la estructura de 100 años.
- (6) Alternativamente, la determinación de la fatiga puede realizarse mediante el tráfico mixto especial y la vida estructural.

NOTA – El tráfico mixto especial y la vida estructural deben ser especificadas por la autoridad competente.

**ANEXO A (Normativo)**

**MODELOS DE VEHÍCULOS ESPECIALES  
PARA PUENTES DE CARRETERA**

NOTA – La consideración de vehículos especiales en el proyecto de puentes se entiende que está limitada a casos concretos.

- (1) Los vehículos especiales que aquí se definen están pensados para producir efectos de la carga similares a los que producen los vehículos que no cumplen las regulaciones nacionales sobre límites de peso y, posiblemente, sobre las dimensiones de los vehículos normales.
- (2) Las clases convencionales de vehículos especiales, correspondientes a cargas especiales habituales, se definen en la tabla A.1.

**Tabla A.1  
Clases de vehículos especiales**

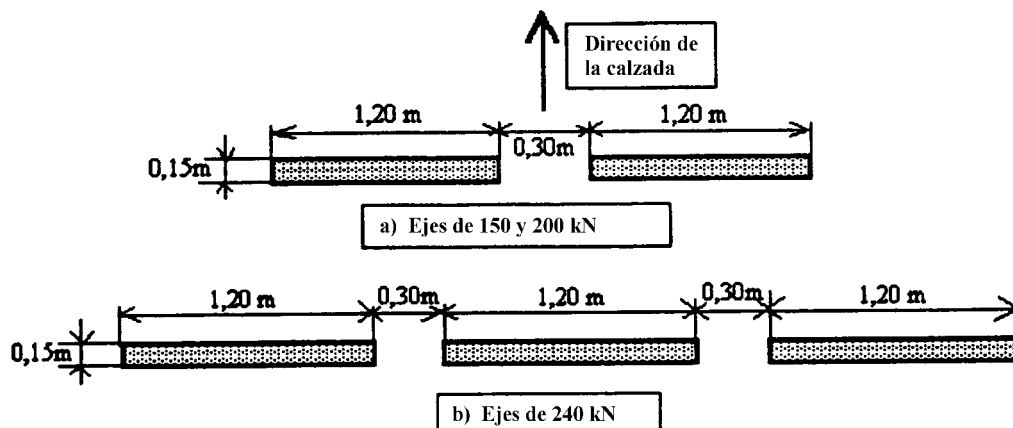
<b>Peso total</b>	<b>Composición</b>	<b>Notación</b>
600 kN	4 ejes de 150 kN	600/150
900 Kn	6 ejes de 150 kN	900/150
1 200 kN	8 ejes de 150 kN ó 6 ejes de 200 kN	1 200/150 1 200/200
1 500 kN	10 ejes de 150 kN ó 7 ejes de 200 kN + 1 eje de 100 kN	1 500/150 1 500/200
1 800 kN	12 ejes de 150 kN ó 9 ejes de 200 kN	1 800/150 1 800/200
2 400 kN	12 ejes de 200 kN ó 10 ejes de 240 kN ó 6 ejes de 200 kN (separados 12 m) + 6 ejes de 200 kN	2 400/200 2 400/240 2 400/200/200
3 000 kN	15 ejes de 200 kN ó 12 ejes de 240 kN + 1 eje de 120 kN ó 8 ejes de 200 kN (separados 12 m) + 7 ejes de 200 kN	3 000/200 3 000/240 3 000/200/200
3 600 kN	18 ejes de 200 kN ó 15 ejes de 240 kN ó 9 ejes de 200 kN (separados 12 m) + 9 ejes de 200 kN	3 600/200 3 600/240 3 600/200/200

- (3) Las definiciones y las disposiciones de ejes se definen en la tabla A.2, en la que  $n$  da el número de ejes y el peso de cada eje en cada grupo, y  $e$  da la separación dentro de y entre cada grupo.
- (4) Se suponen una anchura de vehículo de 3,00 m para los ejes de 150 y 200 kN, y de 4,50 m para los ejes de 240 kN.

**Tabla A.2**  
**Descripción de los vehículos especiales**

	Ejes de 150 kN	Ejes de 200 kN	Ejes de 240 kN
<b>600 kN</b>	$n = 4 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$		
<b>900 kN</b>	$n = 6 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$		
<b>1 200 kN</b>	$n = 8 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 6 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
<b>1 500 kN</b>	$n = 10 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 1 \times 100 + 7 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
<b>1 800 kN</b>	$n = 12 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 9 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
<b>2 400 kN</b>		$n = 12 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$  $n = 6 \times 200 + 6 \times 200$ $e = 5 \times 1,50 + 12 + 5 \times 1,5$	$n = 10 \times 240$ $e = 1,50 \text{ m}$
<b>3 000 kN</b>		$n = 15 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$  $n = 8 \times 200 + 7 \times 200$ $e = 7 \times 1,5 + 12 + 6 \times 1,5$	$n = 1 \times 120 + 12 \times 240$ $e = 1,50 \text{ m}$
<b>3 600 kN</b>		$n = 18 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 15 \times 240$ $e = 1,50 \text{ m}$  $n = 8 \times 240 + 7 \times 240$ $e = 7 \times 1,50 + 12 + 6 \times 1,5$

- (5) Para comprobaciones locales, las cargas de cada eje se suponen distribuidas de la siguiente forma:
- Para ejes de 150 kN y 200 kN, en dos superficies rectangulares de 1,20 m × 0,15 m distribuidas tal y como se muestra en la figura A.1 a).
  - Para ejes de 240 kN, en tres superficies rectangulares de 1,20 m × 0,15 m distribuidas tal y como se muestra en la figura A.1 b).



**Fig. A.1 – Distribución de ejes**

ANEXO B (Normativo)

**DETERMINACIÓN DE LA VIDA DE FATIGA. MÉTODO DE DETERMINACIÓN BASADO EN EL TRÁFICO REGISTRADO**

- (1) Una historia de tensiones se obtiene mediante el análisis, utilizando los datos registrados bajo el tráfico real representativo proporcionado o acordado por la propiedad, multiplicado por un coeficiente de amplificación dinámica  $\varphi_{fat}$ . Este coeficiente dinámico debería tener en cuenta el comportamiento dinámico del puente y depende de la rugosidad prevista de la superficie de rodadura y de cualquier amplificación dinámica ya incluida en los registros. Las cargas de los ejes registradas deben multiplicarse por:

$\varphi_{fat} = 1,2$  para superficies con buena rugosidad;

$\varphi_{fat} = 1,4$  para superficies con rugosidad media.

Además, cuando se considera una sección dentro de una distancia de 6,00 m desde la junta de dilatación, la carga debe multiplicarse por un coeficiente adicional de amplificación dinámica  $\Delta\varphi_{fat}$  (figura 4.9), pero sin exceder el valor

$$\frac{1,6}{\varphi_{fat}}$$

NOTA – La clasificación de rugosidad de las carreteras puede tomarse de acuerdo con la propuesta de ISO/TC 108. La definición de rugosidad se da en términos de la densidad espectral de potencia  $\Phi$  del perfil de rugosidad, como una función de la frecuencia cíclica del recorrido  $\Omega$ . Los valores límite de las diferentes clases se definen en la tabla B.1.

Tabla B.1

Calidad del pavimento $\phi$ ( $\Omega_0$ ) [ $\text{cm}^3$ ] para $\Omega_0 = 1$ [ $\text{m}^{-1}$ ]			
	Límite inferior	Valor medio	Límite superior
Muy buena	0,5	1	< 2
Buena	2	4	< 8
Media	8	16	< 32
Pobre	32	64	< 128
Muy pobre	128	256	< 516

La densidad espectral  $\phi$  ( $\Omega$ ) se define mediante:

$$\phi(\Omega) = \phi(\Omega_0) \left( \frac{\Omega}{\Omega_0} \right)^{-2} \tag{B.1}$$

Para una estimación rápida y grosera de la categoría de la rugosidad del pavimento, se dan las siguientes indicaciones:

- las capas de las carreteras de reciente construcción, como por ejemplo, capas de asfalto u hormigón, pueden considerarse de rugosidad buena o incluso muy buena;
- las capas de una carretera antigua que no ha sido mantenida pueden considerarse de rugosidad media;
- las capas de carreteras de áridos rodados o materiales similares pueden clasificarse de rugosidad media (como media), o mala (pobre o muy pobre).

- (2) Salvo especificación en contra, las áreas de contacto de la rueda y las distancias transversales entre ruedas serán las descritas en 4.6.5, cuando sea el caso.
- (3) Si los datos han sido registrados en un solo carril, se debe estimar el tráfico en los restantes carriles. Esta suposición debe estar basada en las mediciones realizadas en otros lugares con un tipo de tráfico similar.
- (4) La historia de tensiones debería tener en cuenta la presencia simultánea de vehículos medidos en el puente en cualquier carril. Se debe desarrollar un procedimiento que permita esto cuando se usan como base registros de cargas de vehículos aislados.
- (5) El número de ciclos debe contarse utilizando el método *rainflow* o el método *reservoir*, de forma que se pueda obtener el histograma del rango de tensiones.
- (6) Si la duración del registro es inferior a una semana, éstos y la determinación de los porcentajes del daño de fatiga, pueden ser ajustados teniendo en cuenta las variaciones observadas de los flujos de tráfico y de las mezclas durante una semana típica. Se debe aplicar también un coeficiente de ajuste para tener en cuenta los futuros cambios del tráfico.

NOTA – El coeficiente de ajuste debe ser especificado o acordado por la autoridad competente.

- (7) El daño de fatiga acumulado, calculado utilizando los registros, debe multiplicarse por la relación entre la vida útil de proyecto y la duración considerada del histograma.

## ANEXO C (Normativo)

**BASES DE PROYECTO. CLÁUSULAS SUPLEMENTARIAS  
A LA ENV 1991-1 PARA PUENTES DE CARRETERA**

NOTA – Se desea que este anexo, en una fase posterior, sea incorporado a la ENV 1991-1 "Bases de proyecto".

**C1 Generalidades**

- (1) Este anexo da reglas sobre los coeficientes parciales de las acciones (coeficientes  $\gamma$ ), y sobre las combinaciones de las cargas de tráfico en puentes de carretera con las acciones permanentes, el viento cuasiestático, la nieve y las acciones térmicas y los coeficientes  $\psi$  oportunos. Si se necesita considerar otras acciones (por ejemplo, socavaciones, inestabilidad debida al viento, agua, arrastres flotantes y presión de hielo para algunas comprobaciones relativas a la cimentación), las combinaciones deben ser completadas para tenerlas en cuenta. Se deberían completar también y adaptar para las fases de construcción (véanse los Eurocódigos correspondientes) y para algunas categorías concretas de puentes de carretera (por ejemplo, puentes móviles y puentes cubiertos).

**C2 Estados límite últimos (excepto fatiga)****C2.1 Simultaneidad de modelos de carga con otras acciones****C2.1.1 Modelos de acciones variables**

- (1)P Cuando sea preciso, el tráfico rodado, los peatones o bicicletas y la acción de muchedumbres deben considerarse como grupos de carga según lo indicado en 4.5. Estos grupos difieren dependiendo de sus valores representativos y de las situaciones de proyecto que se consideren.

Para cualquier combinación de las acciones del tráfico junto con las acciones especificadas en otras partes de la ENV 1991, cada uno de estos grupos debe considerarse como una acción.

- (2) La acción característica del viento en puentes de carretera puede ser determinada en ENV 1991-2-4, tanto su valor característico  $F_{wk}$  como su valor nominal  $F_w$ .

NOTA – La elección de un valor suficientemente alto de  $F_{wn}$  (valor en recuadro en la ENV 1991-2-4) puede simplificar los cálculos considerando la acción del viento crítico y la acción del tráfico como no simultáneas.

Cuando se consideran las combinaciones de las acciones del tráfico rodado con la acción del viento, se debería considerar también la máxima fuerza del viento compatible con el tráfico rodado. Esta fuerza  $F_w^*$  está asociada a una velocidad del viento igual a  $\lfloor 23 \rfloor$  m/s a nivel del tablero.

- (3) Para las combinaciones de la acción del viento y acciones del tráfico, el área de referencia  $A_{ref,x}$ , definida en la ENV 1991-2-4, debería incrementarse añadiendo  $\lfloor 2,00 \rfloor$  m al canto del tablero a partir del nivel de la plataforma, sin sumar ese incremento con el canto adicional de las barandillas, las barreras de seguridad, las barreras contra ruido, etc., definidas en 1991-2-4. La presión del viento en vehículos debe ser considerada en la longitud más desfavorable, independientemente de la posición de las cargas verticales.
- (4)P Las fuerzas y las deformaciones coartadas resultantes de las oportunas acciones permanentes y variables en puentes, especificadas en otras partes de ENV 1991, deben considerarse, en las combinaciones de acciones, de forma simultánea con las acciones de tráfico donde sea oportuno.
- (5) Salvo especificación en contra, el Modelo de Carga 2 (definido en 4.3.3) y la carga concentrada  $Q_{f_{wk}}$  en pasarelas [definida en 5.3.2(4)] no deben combinarse con ninguna otra carga variable que no tenga su origen en el tráfico.

- (6) Salvo especificación en contra, y a excepción de los puentes cubiertos, ni la nieve ni el viento se combinarán con:
- vehículos especiales (Modelo de Carga 3, véase 4.3.4) o el grupo de cargas asociado gr 5 (véase 4.5.1);
  - cargas de multitud en puentes de carretera (Modelo de Carga 4, definido en 4.3.5) o el grupo de cargas asociado gr 4 (véase 4.5.1);
  - fuerzas de frenado y arranque en puentes de carretera (véase 4.4.1) o fuerzas centrífugas (véase 4.4.2) o el grupo de cargas asociado gr 2 (véase 4.5.1);
  - cargas en aceras y carriles-bici o con el grupo asociado de cargas gr 3 (véase 4.5.1).
- (7) Las cargas de nieve no deben combinarse con el sistema principal de carga (Modelo de Carga 1) o con el grupo de carga asociado gr1.
- NOTA – Las cargas de nieve, por lo tanto, no se mencionan en las siguientes tablas. Sin embargo, pueden tener que ser consideradas durante algunas situaciones transitorias.
- (8) Ninguna acción del viento mayor que la menor de  $F_w^*$  y  $\psi_0 F_{wk}$  (ó  $\psi_0 F_{wn}$ ) debe combinarse con el sistema principal de carga (Modelo de Carga 1) ni con el grupo de cargas asociado gr1.
- (9) Salvo especificación en contra, para puentes de carretera, el viento y las acciones térmicas no deben ser consideradas como acciones simultáneas.

### C2.1.2 Modelos que incluyen acciones accidentales

- (1) Cuando se considera una acción accidental, se considerará que ninguna otra acción accidental, de viento o nieve, actúan simultáneamente.
- (2) La simultaneidad de las acciones accidentales con las acciones variables de tráfico se define más adelante cuando se definen las pertinentes acciones individuales.
- (3) Cuando se consideran las colisiones debidas al tráfico que circula bajo el puente [fuerzas definidas en 4.7.2, 5.6.2 y 6.7.1.3(1)P], las acciones frecuentes debidas al tráfico sobre el puente deben introducirse como acciones simultáneas en las combinaciones, salvo especificación en contra.
- (4) Cuando se consideran las acciones accidentales debidas al tráfico sobre el puente (cargas definidas en 4.7.3 y 5.6.3), no se considerarán el resto de acciones de tráfico, salvo especificación en contra.

NOTA – Cuando debe considerarse otras acciones accidentales en puentes, se deben especificar las reglas de simultaneidad con las acciones del tráfico.

### C2.2 Combinación de acciones

- (1)P Para cada hipótesis crítica de carga, los valores de proyecto de los efectos de las acciones deben determinarse combinando las acciones simultáneas. Se aplica la ENV 1991-1, 9.4.2.

### C2.3 Coeficientes parciales para puentes de carretera (excepto fatiga)

- (1) Para comprobaciones gobernadas por la resistencia del material estructural o del terreno, los coeficientes parciales de las acciones para los Estados Límite Últimos en situaciones de proyecto persistentes, transitorias y accidentales se definen en la tabla C1.

NOTA – Para el proyecto de puentes, la tabla C1 y las notas siguientes cubren los casos B y C especificados para edificación en la tabla 9.2 de ENV 1991-1. Para el caso A, véase (2).

**Tabla C.1**  
**Coefficientes parciales de las acciones:**  
**Estados Límite Últimos para puentes de carretera**

Acción	Símbolo	Situación	
		P/T	A
Acciones permanentes: peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, acciones permanentes causadas por el terreno, por el agua del terreno y por el agua libre <sup>1)</sup>			
desfavorable	$\gamma_{Gsup}$	1,35   <sup>2),3),4)</sup>	1,00
favorable	$\gamma_{Ginf}$	1,00   <sup>2),3),4)</sup>	1,00
Pretensado	$\gamma_P$	1,00   <sup>5)</sup>	1,00
Asientos	$\gamma_{Gset}$	1,00   <sup>6)</sup>	
Acciones del tráfico <sup>7)</sup>	$\gamma_Q$		
desfavorable		1,35	1,00
favorable		0	0
Resto de acciones variables	$\gamma_Q$		
desfavorable		1,50	1,00
favorable		0	0
Acciones accidentales	$\gamma_A$		1,00

P - Situación persistente

T - Situación transitoria

A - Situación accidental

- 1) En lugar de utilizar  $\gamma_G$  (1,35) y el habitual  $\gamma_Q$  para las acciones de la presión lateral de las tierras, las propiedades de proyección del terreno se pueden introducir de acuerdo con ENV 1997. Se aplica un coeficiente del modelo  $\gamma_{sd}$ .
- 2) En esta comprobación, los valores característicos de todas las acciones permanentes del mismo origen se multiplican por | 1,35 | si el efecto de la acción resultante total es desfavorable, y por | 1,00 | si es favorable. Véase también la nota de la cláusula 9.4.2(3a) del ENV 1991-1.
- 3) Salvo especificación en contra, los coeficientes se aplicarán a los valores característicos apropiados definidos en la parte 2-1 (especialmente para el peso del pavimento de la carretera).
- 4) En los casos en los que los Estados Límite sean sensibles a las variaciones de posición de las acciones permanentes, se deben considerar los valores característicos superior e inferior de estas acciones deben tomarse de acuerdo con 4.2(3)P de la ENV 1991-1.
- 5) Salvo especificación en contra, cuando se pretensa con tendones, este coeficiente se aplica a los oportunos valores característicos definidos en el Eurocódigo correspondiente. Cuando el pretensado es inducido por deformaciones impuestas a la estructura, los coeficientes de G y de las deformaciones impuestas deberían ser como los definidos en el correspondiente Eurocódigo de proyecto.
- 6) Es aplicable sólo cuando los asientos han sido evaluados como los mejor estimados (véanse los Eurocódigos).
- 7) Las componentes de las acciones del tráfico se introducen en combinaciones como una sola acción, mediante el correspondiente grupo de cargas *gri*, despreciándose las componentes favorables de estos grupos.

- (2) Para comprobaciones relativas a la pérdida de equilibrio estático y en algún otro caso donde la variabilidad de la resistencia de los materiales estructurales y del terreno tengan una relativa menor importancia, las partes favorables y desfavorables de las acciones permanentes deben considerarse como acciones individuales y, salvo especificación en contra (ver en particular los correspondientes Eurocódigos) las partes desfavorables y favorables se asociarán a  $\gamma_{Gsup} = | 1,05 |$  y  $\gamma_{Ginf} = | 0,95 |$  respectivamente. El resto de coeficientes parciales de acciones (especialmente los de acciones variables) se tomarán como en (1).

NOTA – Véase el correspondiente Eurocódigo.

**C2.4 Coeficientes  $\psi$  para puentes de carretera**

(1) Salvo especificación en contra, (por ejemplo en las partes correspondientes de la ENV 1991 dedicada a acciones específicas), los coeficientes  $\psi$  para puentes de carretera son los dados en la tabla C.2. Para las acciones del tráfico se aplican, si procede, bien en los grupos de cargas definidos en 4.5 o bien a las acciones componentes dominantes de los grupos donde se consideran de forma independiente.

**Tabla C.2**  
**Coeficientes  $\psi$  para puentes de carretera**

Acción	Símbolo	$\psi_0$	$\psi_1^{(1)}$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Cargas de tráfico</b> (véase apartado 4.4.1)	gr1   TS	0,75	0,80	0,75	0
	(LM1) <sup>2)</sup>   UDL <sup>3)</sup>	0,40	0,80	0,40	0  <sup>2)</sup>
	Eje simple (LM2)	0	0,80	0,75	0
	gr2 (Fuerzas horizontales)	0	0	0	0
	gr3 (Cargas de peatones)	0	0,80	0	0
	gr4 (LM4)	0	0,80	0	0
	gr5 (LM3)	0	1,00	0	0
<b>Fuerzas horizontales</b>		0	0	0	0
<b>Fuerza del viento</b>	$F_{Wk}$ ó $F_{Wn}$	0,30	0,60	0,50	0
	$F_w^*$	1,00			
<b>Efecto de la temperatura</b> (véase apartado 1.5.1)	$T_k$	0  <sup>5)</sup>	0,80	0,60	0,50

- 1)  $\psi_1^{(1)}$  es un coeficiente  $\psi$  utilizado para definir las cargas infrecuentes (véase 2.2).
- 2) Los valores en recuadro de  $\psi_1^{(1)}$ ,  $\psi_1$  y  $\psi_2$  para gr 1 se aplican a carreteras con tráfico correspondiente a unos coeficientes de ajuste  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qf}$ ,  $\alpha_{qf}$  y  $\beta_Q$  iguales a uno. Los relativos a UDL corresponden a las carreteras con el tipo de tráfico más habitual, en las cuales la acumulación de pesados puede ocurrir, pero no frecuentemente. El resto de valores de los coeficientes  $\psi_1^{(1)}$  y  $\psi_1$ , o de algunos de ellos, pueden ser especificados para otros tipos de carreteras, o de tráfico esperados, compatibles con la elección de los correspondientes coeficientes  $\alpha$ .  
Se puede especificar un valor de  $\psi_2$  distinto de cero, sólo para el sistema UDL del modelo de carga 1, para puentes que soporten un tráfico severo y continuo.
- 3) Los coeficientes para UDL se aplican no sólo a la parte distribuida del Modelo de Carga 1, sino también a la carga reducida de peatones mencionada en la tabla 4.4.
- 4) Cuando la acción del viento se considera dominante (es decir, representada por  $F_{Wk}$  o  $F_{Wn}$ ),  $\psi_0$  para gr1 debe tomarse igual a cero y el espesor adicional especificado en C2.1.1(3) no se considera. Cuando la acción del tráfico se considera dominante, la acción del viento  $\psi_0 F_{Wk}$  o  $\psi_0 F_{Wn}$  debe ser menor que  $F_w^*$  [véase C2.1.1(7)], y su valor representativo se calcula teniendo en cuenta el espesor adicional especificado en C2.1.1(3).
- 5) Salvo especificación en contra (por ejemplo, en el caso de materiales frágiles a bajas temperaturas, véase el correspondiente Eurocódigo). Sin embargo, para los Estados Límite de Servicio véase C3.4(1).

### C.3 Estados Límite de Servicio

#### C3.1 Simultaneidad de los modelos de carga con otras acciones

- (1) Son de aplicación las reglas relativas a la simultaneidad definidas en C2.1.1.

#### C3.2 Combinación de acciones

- (1) Para situaciones de proyecto persistentes y transitorias se tomarán las diversas combinaciones de la ENV 1991-1, 9.5.2.
- (2) Además, si lo especifica el Eurocódigo, debe considerarse la combinación infrecuente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_1' Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{ii} Q_{ki} \quad (C.1)$$

#### C3.3 Coeficientes parciales

- (1) Para puentes de carretera, los coeficientes parciales de las acciones para los Estados Límite de Servicio, en situaciones de proyecto persistentes y transitorias, deben tomarse igual a | 1,00 | , salvo especificación en contra.

#### C3.4 Coeficientes $\psi$ para puentes de carretera

- (1) Los valores de los coeficientes  $\psi$  se dan en la tabla C.2, excepto el valor de  $\psi_0$  aplicable a los efectos térmicos, que es igual a | 0,6 | .

### C4 Fatiga

- (1) Las reglas de comprobación de la fatiga dependen del Modelo de Carga de Fatiga a utilizar y se especifican en los Eurocódigos.

## ANEXO D (Normativo)

**BASES DE PROYECTO. CLÁUSULAS SUPLEMENTARIAS  
A LA ENV 1991-1 PARA PASARELAS PEATONALES**

NOTA – Se desea que este anexo, en una fase posterior, sea incorporado a la ENV 1991-1 "Bases de Proyecto".

**D.1 Generalidades**

- (1) Este anexo da reglas sobre los coeficientes parciales de las acciones (coeficientes  $\gamma$ ), y sobre las combinaciones de cargas de bicicletas y peatones en pasarelas, con las acciones permanentes, acción del viento cuasi-estático, nieve y acciones térmicas, y sobre los coeficientes  $\psi$  correspondientes. Si se necesitase considerar otras acciones (por ejemplo, socavaciones, inestabilidad debida al viento, agua, arrastres flotantes, y presión de hielo para algunas comprobaciones relativas a las cimentaciones), las combinaciones deben ser ampliadas para tener en cuenta estas acciones. Este anexo debería también ser completado y adaptado para las fases de construcción (véanse los Eurocódigos correspondientes) y para algunos tipos especiales de pasarelas (por ejemplo, pasarelas móviles).
- (2)P Las pasarelas se dividen en:
- aquellas en las que los peatones y el tráfico de bicicletas no está protegido, o no lo está totalmente, para todos los tipos de condiciones climatológicas adversas; y
  - aquellas en las que el tráfico está totalmente protegido.

**D2 Estados Límite Últimos****D2.1 Simultaneidad de modelos de carga****D2.1.1 Modelos de las acciones variables**

- (1) Cuando proceda, las cargas verticales y las fuerzas horizontales debidas al tráfico deben considerarse simultáneas, de acuerdo con los apartados 5.3 y 5.4 y deben tenerse en cuenta como grupos de cargas. Los valores característicos de estas cargas se definen en la tabla D.1. El resto de valores representativos se modificarán y generalmente se simplificarán introduciendo los coeficientes  $\psi$  correspondientes.

**Tabla D.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	gr 1	$F_k$	0	$F_k$
	gr 2	0	$F_k$	$F_k$

Para cualquier combinación de cargas de tráfico con las acciones especificadas en otras partes de la ENV 1991, cada grupo de cargas debe considerarse como una sola acción.

La acción característica del viento en pasarelas puede determinarse en la ENV 1991-2-4, tanto la fuerza característica  $F_{wk}$  como la fuerza nominal  $F_{wn}$ .

- (2)P Las fuerzas y las deformaciones coartadas que resultan de las correspondientes acciones permanentes y variables en puentes, especificadas en otras partes de ENV 1991, deben considerarse simultáneas en las combinaciones con las cargas de tráfico, donde proceda.
- (3) La carga concentrada  $Q_{fwb}$  [véase 5.3.2(4)] no se combinará con ninguna otra acción variable no procedente del tráfico.
- (4) En pasarelas, el viento y las acciones térmicas no se deben considerar como simultáneas.
- (5) Para la primera categoría de pasarelas, definida en D1.(2)P el tráfico puede considerarse incompatible con el viento significativo y/o la nieve, salvo especificación en contra.
- (6) Para la segunda categoría de pasarelas definida en D1.(2)P, las combinaciones fundamentales son las mismas que en edificación, salvo especificación en contra (véase ENV 1991-1) las cargas impuestas se reemplazan por el correspondiente grupo de cargas los coeficientes parciales de las acciones y los coeficientes  $\psi_0$  se aplicarán de acuerdo con los Eurocódigos; y el resto de los coeficientes  $\psi$  para acciones de tráfico estarán de acuerdo con D2.4.

NOTA – Esto supone, en principio, al menos cuatro combinaciones, cada una de las cuales incluye cuatro acciones variables con una serie de casos de carga. Se recomienda que las posibilidades de simplificación se examinen para cada proyecto concreto.

#### **D2.1.2 Modelos que incluyen acciones accidentales**

- (1) Cuando se considera una acción accidental, no se considerará simultánea ninguna otra acción accidental ni viento ni nieve.
- (2) La simultaneidad de las acciones accidentales con las acciones variables de tráfico se define más adelante y donde se definen las acciones accidentales individuales correspondientes.
- (3) Cuando se consideran las acciones accidentales debidas a la colisión de tráfico bajo el puente (véanse 5.6.1 y 5.6.2), las cargas frecuentes del tráfico sobre el puente se deben introducir como acciones simultáneas en las combinaciones, salvo especificación en contra.
- (4) Cuando se consideran las acciones accidentales debidas al tráfico sobre el puente (definidas en 5.6.3), deben despreciarse las acciones simultáneas del tráfico, salvo especificación en contra.

NOTA – Cuando se tenga que considerar otras acciones accidentales en puentes, se deben especificar sus reglas de simultaneidad con las acciones de tráfico.

#### **D2.2 Combinación de acciones**

- (1)P Para cada hipótesis crítica de carga, los valores de proyecto de los efectos de las acciones deben determinarse combinando los valores de las acciones que se dan simultáneamente. Se aplica ENV 1991-1, 9.4.2.

#### **D2.3 Coeficientes parciales en pasarelas**

- (1) Los coeficientes parciales de las acciones para los Estados Límite Últimos en las situaciones de proyecto persistentes, transitorias y accidentales son iguales a las especificadas en el anexo C (C2.3).

## D2.4 Coeficientes $\psi$ en pasarelas

- (1) Salvo especificación en contra (por ejemplo en las partes correspondientes de ENV 1991 correspondientes a acciones específicas), los coeficientes  $\psi$  para la primera categoría de pasarelas se definen en la tabla D.2. Para la segunda categoría, véase D2.1.1(6). Para la acción del tráfico, en ambos casos, los coeficientes se aplican tanto a los grupos de cargas definidos en la tabla D.1 como a las componentes individuales de cada grupo cuando se consideran separadamente.

**Tabla D.2**  
Coeficientes  $\psi$  en pasarelas

Acción	Símbolo	$\psi_0$	$\psi_1^{1)}$	$\psi_1$	$\psi_2$
Cargas de tráfico	gr1	0,40	0,80	0,40	0
	$Q_{fwk}$	0	0	0	0
	gr2	0	1,00	0	0
Fuerza del viento	$F_{Wk}$ o $F_W$	0  <sup>2)</sup>	0,60	0,50	0
Efecto de la temperatura	$T_k$	0  <sup>3)</sup>	0,80	0,60	0,50

- 1)  $\psi_1'$  es un coeficiente  $\psi$  que define las cargas infrecuentes (véase 2.2).  
 2) Si debe considerarse una acción dominante diferente de la acción del tráfico o térmica, este valor debe reemplazarse por 0,3.  
 3) Salvo especificación en contra (por ejemplo en el caso de materiales frágiles a bajas temperaturas - véase el Eurocódigo correspondiente). Sin embargo, para Estados Límite de Servicio, véase D3.4.

## D3 Estados Límite de Servicio

### D3.1 Simultaneidad de modelos de carga en pasarelas

- (1) Son aplicables las reglas concernientes a la simultaneidad definidas en D2.1.1.

### D3.2 Combinación de acciones

- (1) Para situaciones de proyecto persistentes y transitorias, las diferentes combinaciones deben tomarse de ENV 1991-1, 9.5.2.  
 (2) Además, si se especifica en el Eurocódigo, se considerará la combinación infrecuente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_1' Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{fi} Q_{ki} \quad (D.1)$$

### D3.3 Coeficientes parciales

- (1) En pasarelas, los coeficientes parciales de las acciones para los Estados Límite de Servicio en situaciones de proyecto persistentes y transitorias deben tomarse igual a | 1,00|, salvo especificación en contra.

### D3.4 Coeficientes $\psi$ en pasarelas

- (1) Los valores del coeficiente  $\psi$  se definen en la tabla D.2, excepto el valor de  $\psi_0$  aplicable a los efectos térmicos en pasarelas de la primera categoría, que es igual a | 0,6|.

ANEXO E (Normativo)

COEFICIENTES DE IMPACTO  $i + \varphi$  PARA LOS TRENES REALES

(1)P Para tener en cuenta los efectos dinámicos producidos por el movimiento de los trenes de servicio reales, las fuerzas y los momentos, calculados a partir de las cargas estáticas especificadas, deben multiplicarse por el apropiado coeficiente para la máxima velocidad que los vehículos puedan alcanzar.

(2) Estos coeficientes se utilizan también para el cálculo a fatiga.

(3)P La carga estática debida a un tren a velocidad  $v$  [m/s] se multiplica por:

$$\text{o bien: } 1 + \varphi = 1 + \varphi' + \varphi'' \quad (\text{E.1})$$

$$\text{o bien: } 1 + \varphi = 1 + \varphi' + 0,5 \varphi'' \quad (\text{E.2})$$

La ecuación (E.2) se debe utilizar, salvo especificación en contrario, con:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (\text{E.3})$$

donde

$$K = \frac{v}{2L_\phi \times n_0} \quad (\text{E.4})$$

y

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[ 56 e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \left( \frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \quad (\text{E.5})$$

con:

$$\alpha = \frac{v}{22} \quad \text{si } v \leq 22 \text{ [m/s]}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } v > 22 \text{ [m/s]}$$

donde

$v$  es la velocidad en [m/s];

$n_0$  es la frecuencia natural del puente sin carga en [Hz];

$L_\phi$  es la longitud determinante en [m];

$\alpha$  es el coeficiente función de la velocidad.

(4)P El cálculo se realizará para los valores límite superior e inferior de  $n_0$ , salvo que se realicen para un puente específico con una frecuencia conocida.

El límite superior de  $n_0$  viene definido por:

$$n_0 = 94,76 L_\phi^{-0,748} \quad (\text{E.6})$$

y el límite inferior viene definido por:

$$n_0 = \frac{80}{L_\phi} \quad \text{para } 4 \text{ m} \leq L_\phi \leq 20 \text{ m} \quad (\text{E.7})$$

$$n_0 = 23,58 L_\phi^{-0,592} \quad \text{para } 20 \text{ m} < L_\phi \leq 100 \text{ m} \quad (\text{E.8})$$

## ANEXO F (Normativo)

BASES PARA LA DETERMINACIÓN DE LA FATIGA  
EN ESTRUCTURAS DE FERROCARRIL

## F.1 Hipótesis relativas a las acciones de fatiga

Los coeficientes de impacto  $\phi_2$  y  $\phi_3$  que se aplican al modelo estático de carga 71, cuando es de aplicación la cláusula 6.4.3, representan la hipótesis de carga extrema a tener en cuenta para el dimensionamiento de los elementos del puente. Estos coeficientes pueden ser excesivos si se aplican a los trenes de servicio utilizados para la determinación del daño de fatiga. Para tener en cuenta el efecto medio sobre la vida supuesta de servicio de la estructura (100 años), la amplificación dinámica para cada tren de servicio puede reducirse mediante:

$$1 + \frac{1}{2} \left( \phi' + \frac{1}{2} \phi'' \right) \quad (\text{F.1})$$

donde  $\phi'$  y  $\phi''$  se definen en las ecuaciones (F.2) y (F.3). Estas ecuaciones son formas simplificadas de las (E.3) y (E.5) suficientemente precisas para los propósitos del cálculo del daño de fatiga:

$$\phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (\text{F.2})$$

donde

$$K = \frac{v}{160} \quad \text{para } L \leq 20 \text{ m}$$

$$K = \frac{v}{47,16 L^{0,408}} \quad \text{para } L > 20 \text{ m}$$

y

$$\phi'' = 0,56 e^{-\frac{L^2}{100}} \quad (\text{F.3})$$

donde

$v$  es la velocidad en [m/s];

$L$  es la longitud determinante  $L_\phi$  en [m], de acuerdo con 6.4.3.

## F.2 Método general de cálculo

- (1)P El cálculo, generalmente la comprobación del rango de tensiones, debe realizarse de acuerdo con ENV 1992, ENV 1993 y ENV 1994.
- (2)P Como ejemplo, para puentes metálicos, la comprobación de la seguridad debe realizarse satisfaciendo la siguiente inecuación:

$$\gamma_{FF} \lambda \phi_2 \Delta \sigma_{71} \leq \frac{\Delta \sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (F.4)$$

donde

$\gamma_{FF}$  es el coeficiente parcial de seguridad para la carga de fatiga,  $\gamma_{FF} = 1,00$ ;

$\lambda$  es el coeficiente que tiene en cuenta el tráfico de servicio en el puente y la luz del elemento considerado;

$\phi_2$  es el coeficiente de impacto (véase 6.4);

$\Delta \sigma_{71}$  es el rango de tensiones producido por el modelo de carga 71 situado en la posición más desfavorable para el elemento en consideración;

$\Delta \sigma_C$  resistencia a fatiga (véase ENV 1993);

$\gamma_{Mf}$  es el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga (véase ENV 1993).

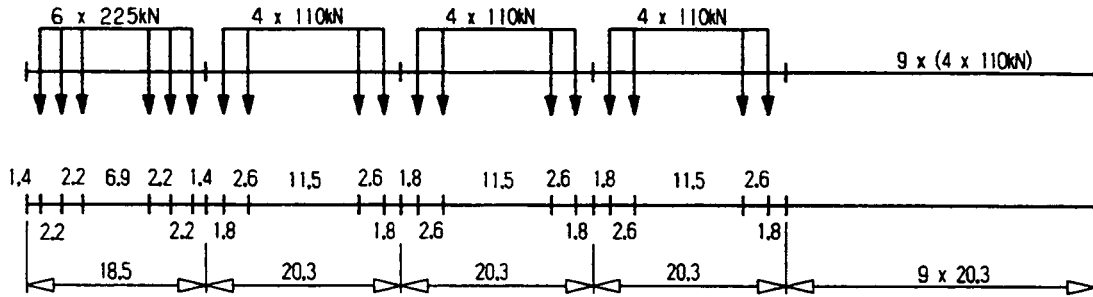
## F.3 Trenes tipo para fatiga

La determinación de la fatiga se realiza utilizando las bases del tráfico mixto, "tráfico habitual" o "tráfico con 250 kN por eje", en función de que la estructura soporte tráfico mixto estándar, o predominantemente de mercancías pesadas.

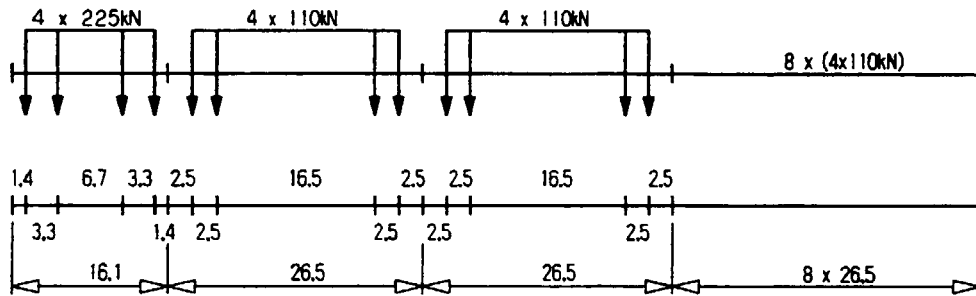
Los detalles de los trenes de servicio y del tráfico mixto se muestran a continuación.

(1) Tráfico estándar con ejes  $\leq 225$  kN

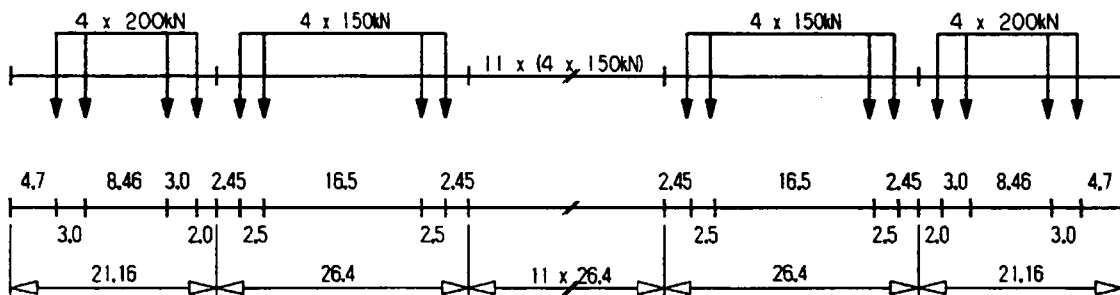
**Tipo 1** Tren de pasajeros con locomotora  
 $\Sigma Q = 6\,630$  kN       $V = 200$  km/h       $L = 262,10$  m       $q = 25,3$  kN/m'



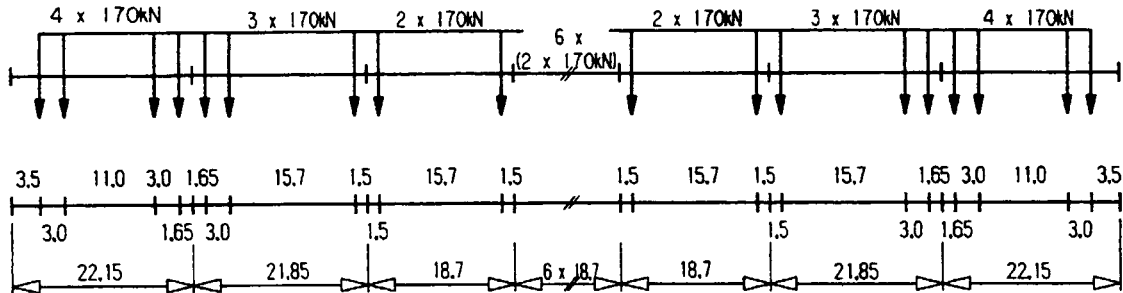
**Tipo 2** Tren de pasajeros con locomotora  
 $\Sigma Q = 5\,300$  kN       $V = 160$  km/h       $L = 281,10$  m       $q = 18,9$  kN/m'



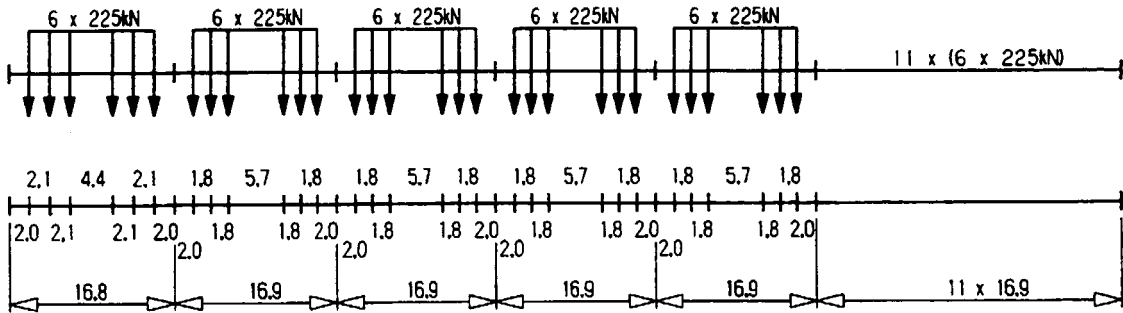
**Tipo 3** Tren de pasajeros de alta velocidad  
 $\Sigma Q = 9\,400$  kN       $V = 250$  km/h       $L = 385,52$  m       $q = 24,4$  kN/m'



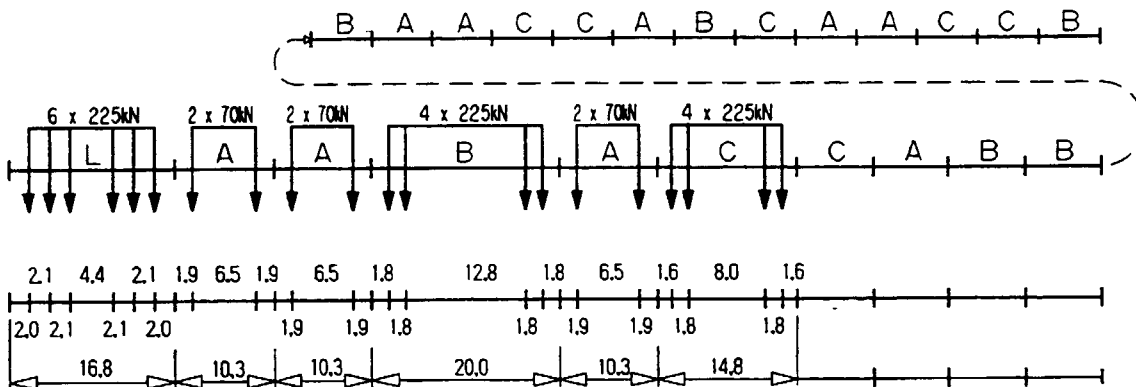
**Tipo 4** Tren de pasajeros de alta velocidad  
 $\Sigma Q = 5\,100\text{ kN}$      $V = 250\text{ km/h}$      $L = 237,60\text{ m}$      $q = 21,5\text{ kN/m'}$



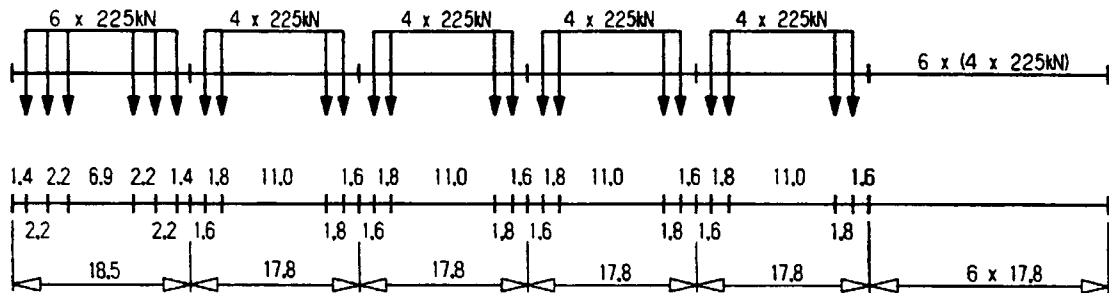
**Tipo 5** Tren de mercancías con locomotora  
 $\Sigma Q = 21\,600\text{ kN}$      $V = 80\text{ km/h}$      $L = 270,30\text{ m}$      $q = 80,0\text{ kN/m'}$



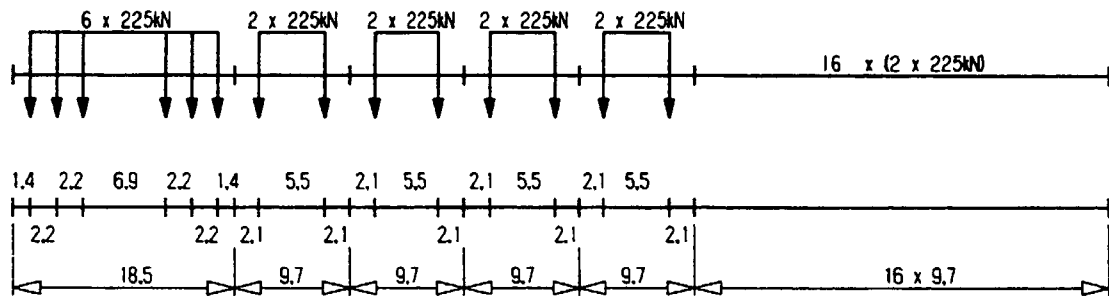
**Tipo 6** Tren de mercancías con locomotora  
 $\Sigma Q = 14\,310\text{ kN}$      $V = 100\text{ km/h}$      $L = 333,10\text{ m}$      $q = 43,0\text{ kN/m'}$



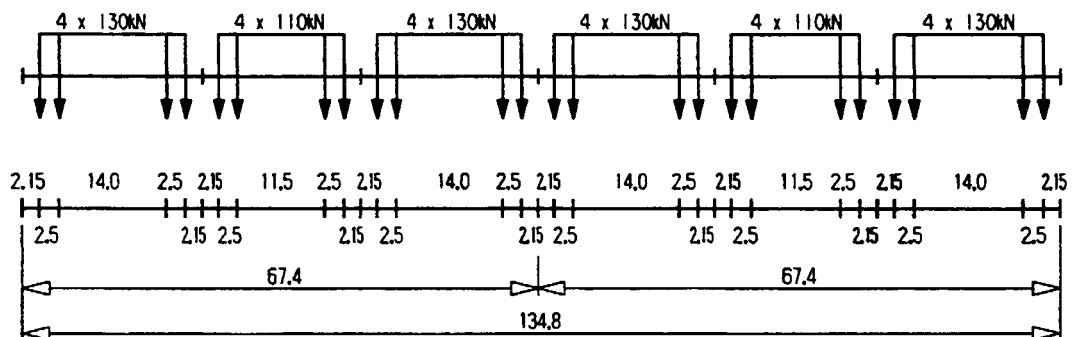
**Tipo 7** Tren de mercancías con locomotora  
 $\Sigma Q = 10\,350\text{ kN}$      $V = 120\text{ km/h}$      $L = 196,50\text{ m}$      $q = 52,7\text{ kN/m'}$



**Tipo 8** Tren de mercancías con locomotora  
 $\Sigma Q = 10\,350\text{ kN}$      $V = 100\text{ km/h}$      $L = 212,50\text{ m}$      $q = 48,7\text{ kN/m'}$

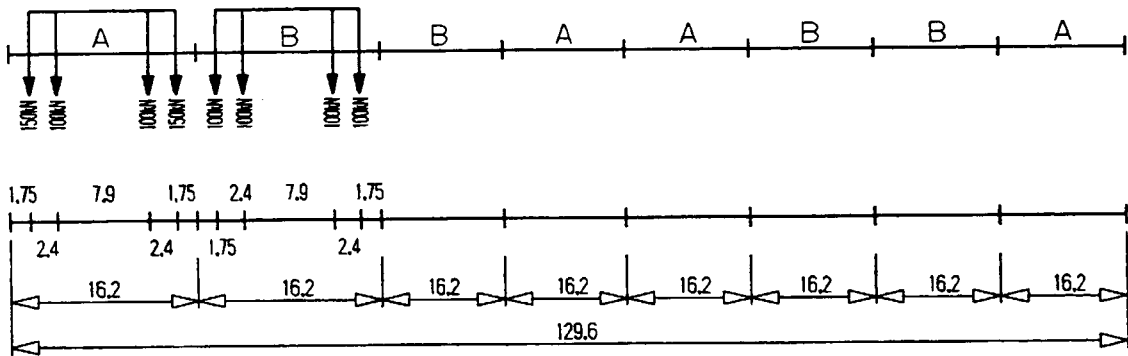


**Tipo 9** Tren suburbano de múltiples unidades  
 $\Sigma Q = 2\,960\text{ kN}$      $V = 120\text{ km/h}$      $L = 134,80\text{ m}$      $q = 22,0\text{ kN/m'}$



**Tipo 10** Metro

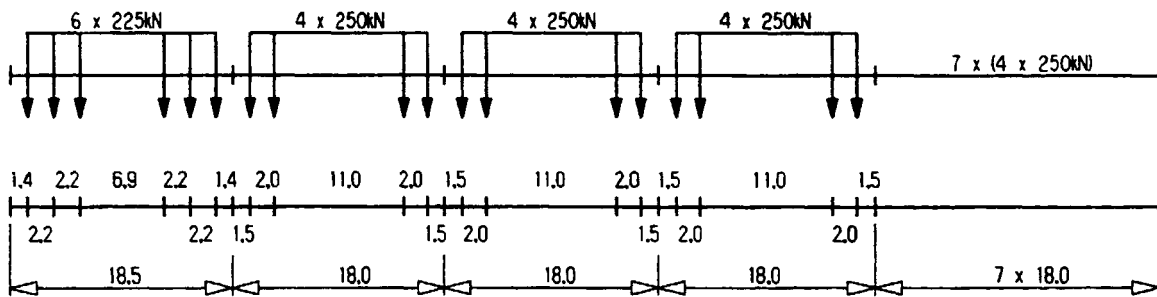
$\Sigma Q = 3\,600\text{ kN}$        $V = 120\text{ km/h}$        $L = 129,60\text{ m}$        $q = 27,8\text{ kN/m'}$



(2) Tráfico pesado con ejes de 250 kN

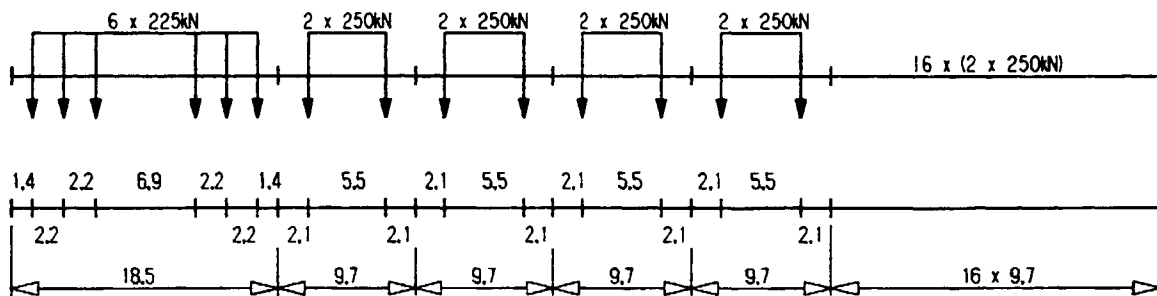
**Tipo 11** Tren de mercancías con locomotora

$\Sigma Q = 11\,350\text{ kN}$        $V = 120\text{ km/h}$        $L = 198,50\text{ m}$        $q = 57,2\text{ kN/m'}$



**Tipo 12** Tren de mercancías con locomotora

$\Sigma Q = 11\,350\text{ kN}$        $V = 100\text{ km/h}$        $L = 212,50\text{ m}$        $q = 53,4\text{ kN/m'}$



## (3) Tráfico mixto:

**Tabla F.1**  
Tráfico estándar mixto, con ejes  $\leq 22,5$  t (225 kN)

Tren tipo	Número de trenes por día	Peso por tren [t]	Volumen de tráfico [ $10^6$ t/año]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2 160	5,52
6	12	1 431	6,27
7	8	1 035	3,02
8	6	1 035	2,27
	67		24,95

**Tabla F.2**  
Tráfico pesado mixto con ejes de 25 t (250 kN)

Tren tipo	Número de trenes por día	Peso por tren [t]	Volumen de tráfico [ $10^6$ t/año]
5	6	2 160	4,73
6	13	1 431	6,79
11	16	1 135	6,63
12	16	1 135	6,63
	51		24,78

## ANEXO G (Normativo)

### BASES DE PROYECTO. CLÁUSULAS SUPLEMENTARIAS A LA ENV 1991-1 PARA PUNTES DE FERROCARRIL INCLUYENDO CRITERIOS DE SERVICIO

NOTA – Este anexo pretende, a largo plazo, ser incorporado a ENV 1991-1 "Bases de proyecto".

#### G1 Generalidades

- (1) En este anexo se proponen reglas relativas a los coeficientes parciales de las acciones (coeficientes  $\gamma$ ), y a las combinaciones de sobrecargas de uso con acciones permanentes en puentes de ferrocarril, viento cuasies-tático, nieve y acciones de temperatura, y los correspondientes coeficientes  $\psi$ . Si deben considerarse otras acciones (por ejemplo asientos diferenciales, inestabilidad debida al viento, residuos flotantes, presión de agua o hielo para algunas comprobaciones relativas a cimentación), las combinaciones deben ser aumentadas para tenerlas en cuenta. Deben completarse y adaptarse también para las fases de ejecución (véase el Eurocódigo correspondiente) y para algunos tipos especiales de puentes de ferrocarril (puentes levadizos, puentes provisionales, puentes cubiertos, etc.).

#### G2 Estados Límite Últimos (excepto Fatiga)

##### G2.1 Simultaneidad de los modelos de carga con otras acciones

###### G2.1.1 Modelos para acciones variables

- (1)P La simultaneidad de las acciones variables de tráfico deben considerarse de acuerdo con 6.8. Las reglas difieren en función de los valores representativos y de las situaciones de proyecto consideradas.

Para cualquier combinación de las acciones variables del tráfico con otras acciones especificadas en otras partes de ENV 1991, cualquier grupo de cargas definido en 6.8.2 y en la tabla 6.6 debe considerarse como una acción variable.

- (2) La acción característica del viento en puentes de ferrocarril puede determinarse mediante ENV 1991-2.4, tanto su valor característico  $F_{wk}$  como en el nominal  $F_{wn}$ .

NOTA – La elección de un valor suficientemente alto de  $F_{wn}$  [valor en recuadro en 6.9.11.2(1) de ENV 1991-2.4] puede simplificar los cálculos considerando la acción significativa del viento y la acción del tráfico como no simultáneas.

Cuando se consideran combinaciones de acciones de tráfico de ferrocarril con la acción del viento se debe considerar la máxima fuerza de viento compatible con el tráfico de ferrocarril. Esta fuerza  $F_w^{**}$  está asociada a la velocidad del viento a nivel del tablero.

NOTA – La velocidad del viento a considerar debe ser definida por la autoridad competente.

- (3) Para combinar las acciones de viento y tráfico, el área de referencia  $A_{ref,x}$ , definida en ENV 1991-2.4, debe incrementarse añadiendo 4,00 m al canto del tablero a partir del nivel de la superficie de rodadura, sin acumular en dicha altura el canto de las barandillas ni de las barreras antirruido.

Las estructuras que soportan tráfico de ferrocarril deben ser proyectadas (a efectos de cálculo de la acción del viento) suponiendo una longitud ilimitada de tren de 4,00 m de altura.

- (4)P Las combinaciones a considerar cuando el tráfico y el viento actúan simultáneamente se definen a continuación:
- cargas verticales en la vía incluyendo el coeficiente dinámico junto con las fuerzas de viento. Ambas acciones pueden ser principales, pero no de forma simultánea;
  - una carga vertical uniformemente distribuida de 12,5 kN/m, denominada "tren sin carga", sin coeficiente de impacto para comprobar la estabilidad global con las fuerzas de viento. La acción debe situarse de tal forma que produzca el efecto más desfavorable en el elemento estructural considerado.
- (5)P Las fuerzas y las deformaciones impuestas que resultan de las acciones permanentes y variables en puentes, especificadas en otras partes de ENV 1991, deben considerarse, en las combinaciones de acciones, como simultáneas con las cargas de tráfico, cuando sea relevante.
- (6) Salvo especificación en contrario (excepto puentes cubiertos) la acción de la nieve no se incluye dentro de las combinaciones para situaciones persistentes ni transitorias tras la terminación del puente.
- (7) Salvo especificación en contrario, la acción del viento no se considerará con:
- grupos de cargas números gr13, gr14 y gr15;
  - vehículos especiales (modelo de carga SW/2, véase 6.3.3).
- (8) Con la acción del tráfico no se combinará una carga de viento superior al menor de los valores  $F_w^{**}$  y  $\psi_0 F_{wk}$  (o  $\psi_0 F_{wn}$ ).
- (9)P Deben combinarse las acciones debidas a los efectos aerodinámicos del tráfico (véase 6.6) y las acciones debidas al viento (véase ENV 1991-2.4).
- Cada acción debe considerarse individualmente como una acción variable principal y la otra con su valor de combinación.
- (10)P Si el elemento estructural no está directamente expuesto al viento, la acción  $q_{ik}$  debida a los efectos aerodinámicos debe determinarse para una velocidad del tren a la cual hay que añadir la velocidad del viento frontal.

### G2.1.2 Modelos que incluyen las acciones accidentales

- (1) Cuando se considera una acción accidental, ninguna otra acción accidental, viento o nieve se considerará actuando simultáneamente.
- (2) La simultaneidad de las acciones accidentales con las acciones variables de tráfico se define más adelante y donde se definen las acciones accidentales individuales correspondientes.
- (3) Cuando se consideran las colisiones debidas al tráfico bajo el puente [fuerzas definidas en 4.7.2 y 6.7.1.3(1)P], las cargas frecuentes debidas al tráfico sobre el puente deben introducirse como cargas de acompañamiento en las combinaciones, salvo especificación en contrario.
- (4) Cuando se consideran acciones accidentales debidas al tráfico sobre el puente (cargas definidas en 6.7.1), las combinaciones a tener en cuenta en cada situación deben definirse por la propiedad para cada proyecto específico.

NOTA – Cuando se consideran otras acciones accidentales en puentes, se deben especificar las reglas de simultaneidad con las acciones de tráfico.

**G2.2 Combinaciones de acciones**

(1)P Para cada caso crítico de carga, los valores de proyecto de los efectos de las acciones deben ser determinados combinando los valores de las acciones que ocurren simultáneamente, es decir, se aplicará ENV 1991-1,9.4.2.

**G2.3 Coeficientes parciales de seguridad para puentes de ferrocarril (excepto fatiga)**

(1) Para comprobaciones regidas por la resistencia del material estructural o del terreno, los coeficientes parciales de las acciones para los Estados Límite Últimos, en situaciones de proyecto persistentes, transitorias y accidentales, se definen en la tabla G.1.

NOTA – Para el proyecto de puentes, la tabla G.1 y las notas siguientes cubren los casos B y C especificados para edificación en la tabla 9.2 de ENV 1991-1. Para los casos A, véase (2).

**Tabla G.1**  
**Coeficientes parciales de seguridad de las acciones. Estados Límite Últimos para puentes de ferrocarril**

Acción	Símbolo	Situación	
		P/T	A
Acciones permanentes: peso propio de la estructura y de los elementos no estructurales, acciones permanentes causadas por el terreno, por el agua del terreno y por el agua libre <sup>1)</sup>			
desfavorable	$\gamma_{Gsup}$	1,35   <sup>2),3),4)</sup>	1,00
favorable	$\gamma_{Ginf}$	1,00   <sup>2),3),4)</sup>	1,00
Pretensado	$\gamma_P$	1,00   <sup>5)</sup>	1,00
Asientos	$\gamma_{Gset}$	1,00   <sup>6)</sup>	
Acciones de tráfico <sup>7)</sup>	$\gamma_Q$		
desfavorable		1,45   <sup>8)</sup>	1,00
favorable		0	0
Resto de acciones variables	$\gamma_Q$		
desfavorable		1,50	1,00
favorable		0	0
Acciones accidentales	$\gamma_A$		1,00

P - Situación duradera

T - Situación transitoria

A - Situación accidental

- 1) En lugar de la utilización de  $\gamma_G$  | 1,35 | y el habitual  $\gamma_Q$  para las acciones de la presión lateral del terreno, las propiedades de proyecto de los materiales pueden introducirse de acuerdo con ENV 1997 y aplicar un coeficiente de modelo  $\gamma_{sR}$ .
- 2) En esta comprobación, los valores característicos de todas las acciones permanentes del mismo origen se multiplican por | 1,35 | si el resultado total del efecto de la acción es desfavorable y por | 1,00 | si el resultado total del efecto de la acción es favorable. Véase también la nota del apartado 9.4.2(3a) del ENV 1991-1.
- 3) Salvo especificación en contrario, los coeficientes se aplicarán a los valores característicos definidos en la parte 2-1.
- 4) En los casos en que el Estado Límite sea sensible a las variaciones de posición de las acciones permanentes, los valores característicos superior e inferior de estas acciones deben tomarse de acuerdo con 4.2(3)P del ENV 1991-1.
- 5) Salvo especificación en contrario, para tendones pretensados, este coeficiente se aplica a los valores característicos apropiados definidos en el Eurocódigo de proyecto correspondiente. Cuando el pretensado es inducido por deformaciones impuestas a la estructura, los coeficientes de  $G$  y las deformaciones impuestas deben ser las definidas en el Eurocódigo de proyecto correspondiente.
- 6) Es aplicable sólo cuando los asientos han sido determinados como la mejor estimación (véanse los Eurocódigos de proyecto).
- 7) Las componentes de las acciones de tráfico se introducen en combinaciones como una sola acción, mediante el correspondiente grupo  $gr_i$ .
- 8) | 1,20 | para el modelo de carga SW/2.

- (2) Para comprobaciones relativas a la pérdida de equilibrio estático y en otros casos donde la variabilidad de resistencia del material estructural y del terreno tenga una importancia pequeña, las partes favorables y desfavorables de las acciones permanentes deben ser consideradas como acciones individuales y, salvo especificación en contrario, las partes desfavorables y favorables se asociarán a  $\gamma_{\text{Gsup}} = |1,05|$  y  $\gamma_{\text{Ginf}} = |0,95|$  respectivamente. El resto de coeficientes parciales de las acciones se tomarán como en (1).

NOTA – Véanse los Eurocódigos de proyecto correspondientes.

#### G2.4 Coeficientes $\psi$ para puentes de ferrocarril

- (1) Salvo especificación en contrario (por ejemplo en la Parte correspondiente de ENV 1991 para acciones específicas o en los Eurocódigos de proyecto), los coeficientes  $\psi$  para puentes de ferrocarril se definen en la tabla G.2. Para acciones de tráfico, se aplican, cuando corresponda, tanto a los grupos de carga definidos en 6.8.2 como a las acciones determinantes de los grupos cuando se consideran separadamente.

**Tabla G.2**  
**Coeficientes  $\psi$  para puentes de ferrocarril**

Acciones		$\psi_0$	$\psi'_1$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Acciones individuales de tráfico</b>	MC 71	0,80	1,00	1)	0  <sup>4)</sup>
	SW/O	0,80	1,00	0,80	0
	SW/2	0	1,00	0,80	0
	Tren descargado	1,00	–	–	–
	Arranque y frenado. Fuerzas centrífugas, fuerzas de interacción debidas a la flecha bajo cargas verticales	Los mismos valores del coeficiente $\psi$ que los adoptados para las cargas verticales asociadas			
	Fuerzas de lazo	1,00	1,00	0,80	0
	Cargas en caminos de servicio	0,80	0,80	0,50	0
	Cargas de terraplenes	0,80	1,00	1)	0
	Efectos aerodinámicos	0,80	1,00	0,80	0
<b>Grupos de cargas</b>	$g_{r11}$	0,80	1,00	1)	0
	$g_{r12}$	1,00	–	–	–
	$g_{r13}$	0,80	1,00	1)	0
	$g_{r14}$	0,80	1,00	1)	0
	$g_{r15}$	0,80	1,00	1)	0
<b>Fuerzas de viento<sup>2)</sup></b>	$F_{wk}$ o $F_{wn}$	0,60	0,60	0,50	0
	$F_w^{**}$	1,00	–	–	–
<b>Efecto de la temperatura</b>	$T_k$ <sup>3)</sup>	0,60	0,80	0,60	0,50  <sup>3)</sup>

- 1) | 0,80| con una vía cargada;  
| 0,60| con dos vías cargadas;  
| 0,40| con tres o más vías cargadas simultáneamente.

2) Siempre que se considere la acción del viento con el tráfico, la acción del viento  $\psi_0 F_{wk}$  o  $\psi_0 F_{wn}$  no debe ser mayor de  $F_w^{**}$ . Véase ENV 1991-2-4.

3) Véase ENV 1991-2-5.

4) Si se considera la flecha, véase 6.8.1(5)P y G3.1.

### **G3 Estados Límite de Servicio**

#### **G3.1 Criterios de funcionalidad en relación con las deformaciones y las vibraciones**

##### **G3.1.1 Generalidades**

- (1) El apartado G3.1 especifica los límites de deformación a considerar en el proyecto de puentes de nueva construcción.

Las deformaciones excesivas en puentes pueden poner en peligro el tráfico creando cambios de geometría inaceptables en la vía y vibraciones excesivas en la estructura. Esto puede afectar a la carga impuesta del puente y pérdidas de confort a los viajeros.

- (2)P Las comprobaciones de las deformaciones del puente se requieren por los siguientes motivos:

– para la seguridad (asegurar la estabilidad y la continuidad de la vía y asegurar el contacto rueda-carril):

- aceleraciones verticales del tablero;
- torsión del tablero;
- giro en los extremos del tablero;
- cambio del ángulo horizontal;

– para la comodidad de los usuarios:

- deformaciones verticales del tablero.

- (3)P Es necesario, también, asegurar que las deformaciones permanecen en el rango elástico del material utilizado.

- (4) Los límites definidos en el apartado G3.1 tienen en cuenta el hecho de que algunos efectos de las acciones son compensados por el mantenimiento de la vía (por ejemplo, asientos en cimentación, efectos de la fluencia,...).

- (5) Los proyectistas deben prestar especial atención a las estructuras provisionales por la flexibilidad y elasticidad de este tipo de estructuras.

NOTA – La autoridad competente puede realizar especificaciones particulares para estas estructuras provisionales dependiendo de las condiciones en que se utilicen (por ejemplo, puentes esviados).

##### **G3.1.2 Estados Límite para la seguridad del tráfico**

###### **G3.1.2.1 Aceleración vertical del tablero**

- (1)P Estas comprobaciones se realizarán para velocidades  $V > \lfloor 220 \rfloor$  km/h o cuando la frecuencia natural de la estructura no esté dentro de los límites definidos en la figura 6.9.

NOTA – Esta comprobación debe realizarse para el tráfico real tal y como se indica en el anexo H.

- (2) Salvo especificación en contra, se debe tomar un valor límite de 0,35 g para vibraciones inferiores a 20 Hz para tableros con balasto.

NOTA – La autoridad competente puede especificar un valor límite diferente.

- (3) Cuando  $V \leq |220|$  km/h y la frecuencia natural de la estructura esté dentro de los límites definidos en la figura 6.9, no existe riesgo de aceleración excesiva.

NOTA – No obstante, con valores excesivos de flechas, pueden producirse aceleraciones excesivas. Como primera aproximación se recomienda que se satisfagan los límites de flechas especificados en la tabla G.5.

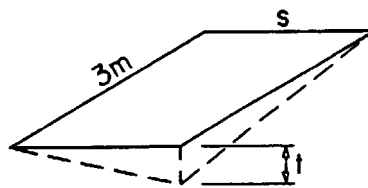
**G3.1.2.2 Giro por torsión del tablero**

- (1)P El giro por torsión del tablero del puente se calculará teniendo en cuenta los valores característicos del modelo de carga 71 multiplicados por  $\phi$ .

- (2)P El máximo giro, medido en una longitud de 3 m, no será mayor de:

$$\begin{aligned}
 V \leq 120 \text{ km/h} \quad t &\leq |4,5| \text{ mm/3m} \\
 120 < V \leq |220| \text{ km/h} \quad t &\leq |3,0| \text{ mm/3m} \\
 V > |220| \text{ km/h} \quad t &\leq |1,5| \text{ mm/3m}
 \end{aligned}
 \tag{G.1}$$

- (3)P Para velocidades  $V > |220|$  km/h se requiere una comprobación adicional para asegurar que  $t \leq |1,2|$  mm/3m para la carga de tráfico real, multiplicada por el correspondiente coeficiente dinámico.



**Fig. G.1 – Giro por torsión permitido en el tablero**

NOTA – Salvo especificación en contra, el giro por torsión total debido a cualquier causa actuante presente en la vía cuando el puente está descargado (por ejemplo en una curva de transición), y el debido a la deformación total del puente no debe exceder  $|7,5|$  mm/3m.

**G3.1.2.3 Giros en el final del tablero (en vías con balasto)**

- (1)P Con los valores característicos del modelo de carga 71, multiplicados por el coeficiente de impacto  $\phi$  y el gradiente de temperatura, los máximos giros medidos en el extremo del vano en el eje de la vía no deben exceder:

- a) para puentes con una vía

$$\begin{aligned}
 \theta &= [6,5 \cdot 10^{-3} \text{ radianes}] \quad \text{para transiciones entre el tablero y el estribo} \\
 \theta_1 + \theta_2 &= [10 \cdot 10^{-3} \text{ radianes}] \quad \text{entre dos tableros consecutivos}
 \end{aligned}
 \tag{G.2}$$

- b) para puentes con vía doble

$$\begin{aligned}
 \theta &= [3,5 \cdot 10^{-3} \text{ radianes}] \quad \text{para transiciones entre el tablero y el estribo} \\
 \theta_1 + \theta_2 &= [5 \cdot 10^{-3} \text{ radianes}] \quad \text{entre dos tableros consecutivos}
 \end{aligned}
 \tag{G.3}$$

(2)P Para velocidades  $V > |220|$  km/h, se debe realizar una comprobación adicional para las cargas del tráfico real, multiplicadas por el correspondiente coeficiente dinámico.

$$\theta = \left[ \frac{2 \cdot 10^{-3}}{h_{(m)}} \right] \text{radianes para transiciones entre el tablero y el estribo} \quad (G.4)$$

$$\theta_1 + \theta_2 = \left[ \frac{4 \cdot 10^{-3}}{h_{(m)}} \right] \text{radianes entre dos tableros consecutivos}$$

donde

$h_{(m)}$  es la distancia entre el carril y el apoyo.



Fig. G.2 – Giros en extremos del tablero

#### G3.1.2.4 Deformaciones horizontales del tablero

(1)P Esta condición debe ser comprobada para: el modelo de carga 71 multiplicado por el coeficiente de impacto  $\phi$ , las cargas de viento, la fuerza de lazo, las fuerzas centrífugas y el efecto de las diferencias de temperatura entre los dos laterales del puente.

(2)P La deformación horizontal  $\delta_h$  del tablero no debe producir:

– una variación angular mayor que los valores definidos en la tabla siguiente

ó

– un radio de curvatura horizontal menor que los valores de la tabla G.3.

Tabla G.3  
Máxima variación angular y mínimo radio de curvatura

Rango de velocidad [km/h]	Variación angular máxima	Radio de curvatura mínimo	
		Un tablero	Varios tableros
$V \leq  120 $	$ 0,0035 $ rad	$ 1\ 700 $ m	$ 3\ 500 $ m
$ 120  < V \leq  220 $	$ 0,0020 $ rad	$ 6\ 000 $ m	$ 9\ 500 $ m
$ 220  < V$	$ 0,0015 $ rad	$ 14\ 000 $ m	$ 17\ 500 $ m

- (3) El radio de curvatura viene dado por:

$$R = \frac{L^2}{8\delta_h} \quad (\text{G.5})$$

NOTA – La deformación horizontal incluye la deformación del tablero del puente y de la subestructura (incluyendo pilas, pilotes y cimientos).

### G3.1.3 Valores límite para la máxima deformación vertical en función del confort de los usuarios

NOTA – Los valores límite para las deformaciones verticales son provisionales y están sujetos a las conclusiones de un trabajo de investigación aún sin completar.

- (1) Para asegurar el confort de los usuarios se definen en este apartado los valores límite de las deformaciones verticales de los puentes de ferrocarril en función de la longitud del vano  $L$  y de la velocidad del tren  $V$ . Los valores límite para las deformaciones verticales por razones de seguridad se definen en el apartado G3.1.2.
- (2) El confort de los pasajeros depende de la aceleración vertical  $b_v$  en el interior del coche durante el trayecto. Los niveles de confort se clasifican como se muestra en la tabla G.4:

**Tabla G.4**

Nivel de confort	Aceleración vertical $b_v$
muy bueno	1,0 m/s <sup>2</sup>
bueno	1,3 m/s <sup>2</sup>
aceptable	2,0 m/s <sup>2</sup>

NOTA – La autoridad competente puede especificar para sus líneas el nivel de comodidad o los valores límite de la aceleración vertical.

- (3)P Las deformaciones verticales deben determinarse en la línea central de la vía debidas a las cargas de tráfico definidas en 6.8.1(5)P y 6.8.1(6)P.
- (4) El valor límite  $\delta/L$  de las figuras G.3 y G.4 y de la tabla G.5, para la deformación vertical máxima, corresponden al nivel de confort "muy bueno" con  $b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$ . Para otros niveles de comodidad (es decir, para otras aceleraciones  $b'_v$ ) estos valores límite pueden ajustarse multiplicando por la aceleración  $b'_v$  [m/s<sup>2</sup>].
- (5) Las deformaciones verticales no deben superar  $|\underline{L}/600|$ .
- (6)P El radio vertical de la vía sobre la zona cargada no debe ser menor que la que puede soportar la línea.
- (7)P Los valores límite  $\delta/L$  se aplican a las estructuras de vanos isostáticas (figura G.3 y tabla G.5) y a las estructuras hiperestáticas (figura G.4 y tabla G.5 multiplicada por un coeficiente igual a 1,1) con tres o más vanos. Cuando la estructura es de menos vanos, los valores límite deben aumentarse por los siguientes coeficientes:
- para una estructura de un vano, por un coeficiente igual a 2,0;
  - para una estructura de dos vanos, por un coeficiente igual a 1,5.
- (8)P Los valores límite provisionales para la deformación vertical máxima de puentes de ferrocarril para la comodidad de los pasajeros se obtienen de las figura G.3 y G.4.

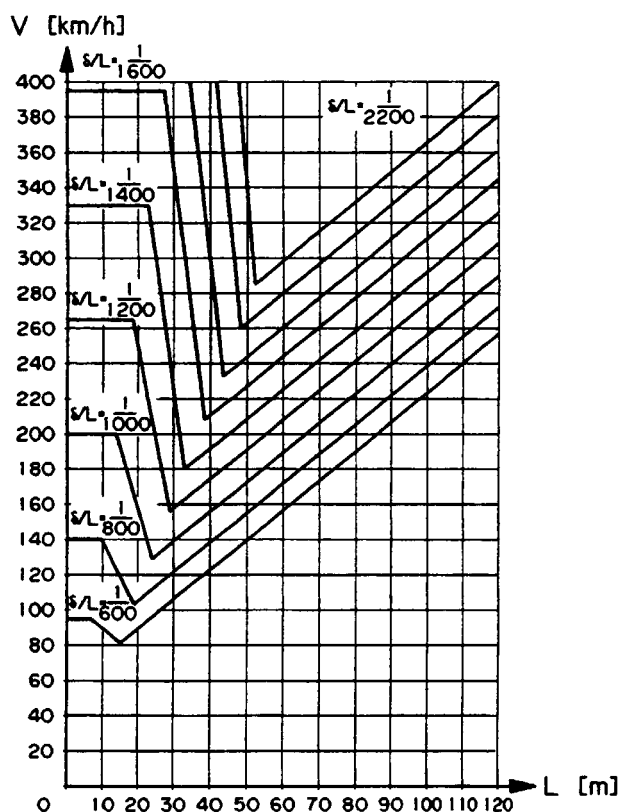


Fig. G.3 – Estructuras isostáticas de tres o más vanos  $n \geq 3; b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$

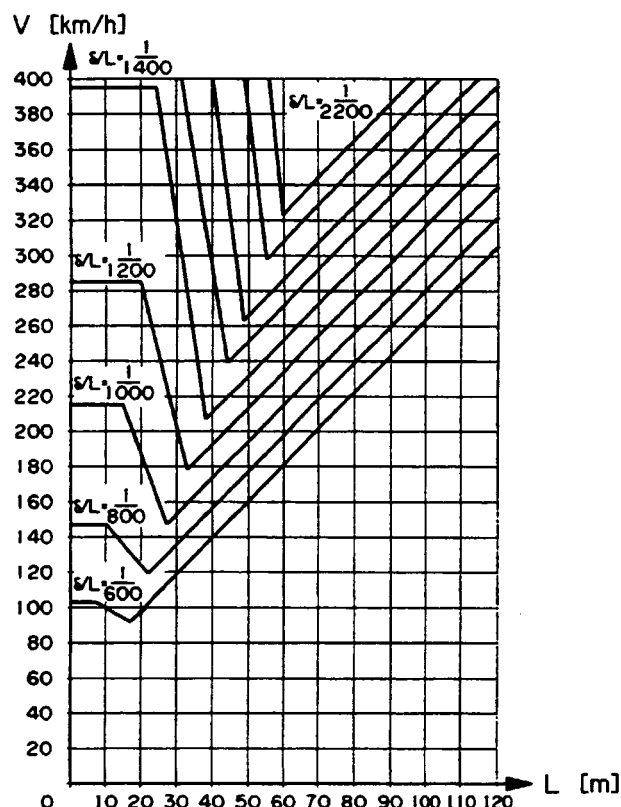


Fig. G.4 – Estructuras hiperestáticas de tres o más vanos  $n \geq 3; b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$

(9) Los valores límite pueden obtenerse también en la tabla G.5.

Tabla G.5  
Valores límite de  $\delta/L$  para la máxima deformación vertical de una estructura isostática con  $n \geq 3, b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$

Velocidad del tren $V$ [km/h]	$L$ del vano [m]				
	$L \leq 15 \text{ m}$	$15 < L \leq 30$	$30 < L \leq 50$	$50 < L \leq 90$	$90 < L \leq 120$
$V \leq 120$	$  1/800  $	$  1/900  $	$  1/800  $	$  1/600  $	$  1/600  $
$120 < V \leq 160$	$  1/900  $	$  1/1\ 200  $	$  1/1\ 200  $	$  1/800  $	$  1/600  $
$160 < V \leq 200$	$  1/1\ 000  $	$  1/1\ 400  $	$  1/1\ 500  $	$  1/1\ 300  $	$  1/600  $
$200 < V \leq 280$	$  1/1\ 200  $	$  1/1\ 500  $	$  1/2\ 100  $	$  1/2\ 100  $	$  1/1\ 400  $
$280 < V \leq 350$	$  1/1\ 500  $	$  1/1\ 600  $	$  1/2\ 100  $	$  1/2\ 400  $	$  1/2\ 200  $

Los valores deben multiplicarse por:

- 1,1 para estructuras continuas;
- 2,0 para estructuras de un vano;
- 1,5 para estructuras de dos vanos;
- $b'_v$  para aceleraciones  $b'_v \neq b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$ .

NOTA – En estructuras provisionales la autoridad competente deberá especificar los valores límite de las deformaciones verticales. Los valores de la figura G.3 pueden utilizarse como valores de referencia.

### G3.2 Simultaneidad de modelos de carga con otras acciones

- (1) Son aplicables las reglas relativas a la simultaneidad definidas en G2.1.1.

### G3.3 Combinaciones de acciones

- (1) Para situaciones de proyecto persistentes y transitorias, las diversas combinaciones deben obtenerse de ENV 1991-1, 9.5.2.
- (2) Además, si se especifica en los Eurocódigos de proyecto, se debe considerar la combinación poco frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_1' Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{ii} Q_{ki} \quad (\text{G.6})$$

### G3.4 Coeficientes parciales

- (1) En puentes de ferrocarril, los coeficientes parciales de las acciones para Estados Límite de Servicio en situaciones de proyecto persistentes y transitorias deben tomarse igual a  $|1,0|$  salvo especificación en contrario.

### G3.5 Coeficientes $\psi$ para puentes de ferrocarril

- (1) Los valores de los coeficientes  $\psi$  se definen en la tabla G.2

## G.4 Fatiga

- (1) Las reglas de comprobación de fatiga dependen del modelo de carga de fatiga a utilizar y que está especificado en los Eurocódigos de proyecto.

ANEXO H (Informativo)

**ANÁLISIS DINÁMICO CUANDO EXISTE RIESGO DE RESONANCIA O  
VIBRACIÓN EXCESIVA DE LA ESTRUCTURA DE FERROCARRIL.  
BASES PARA LOS CÁLCULOS SUPLEMENTARIOS**

- (1)P Los cálculos deben realizarse basándose en el tráfico real que atraviesa la estructura. Cuando no se puede especificar exactamente, al menos los trenes tipos 3 y 4 del anexo F deben considerarse con su velocidad más desfavorable para el efecto en consideración.

NOTA – El tráfico real a considerar debe estar especificado por la autoridad competente.

- (2) Los cálculos pueden hacerse mediante programas para análisis dinámico de estructuras sometidas a la acción de fuerzas en movimiento.

NOTA – El tablero del puente debe ser modelizado como una viga (excepto para vigas esviadas).

- (3) Si no se realiza un análisis preciso de los efectos dinámicos del tráfico (utilizando un programa apropiado o una simulación basada en un método analítico), el tráfico puede ser modelizado como una serie de fuerzas puntuales concentradas e iguales correspondientes a la carga media de los vehículos con un espacio equivalente  $d$  igual a la longitud media de los vehículos.

- (4)P Los cálculos deben realizarse para la velocidad máxima así como para las velocidades:

$$v_i = n_o \times \lambda_i \quad (\text{H.1})$$

donde

$n_o$  es la frecuencia natural de la estructura sin carga;

$40 \text{ m/s} \leq v_i \leq 1,2$  es la velocidad máxima de la línea;

$\lambda_i$  es la longitud de onda principal de la frecuencia de excitación. Como simplificación:

$$\lambda_i = \frac{d}{i}$$

$d$  es el espacio regular entre ejes;

$i = 1, 2, 3 \text{ ó } 4$ .

- (5)P El correspondiente incremento de tensiones o de deformaciones verticales a tener en cuenta en el proyecto de estructuras debe basarse en los procedimientos arriba indicados, si los efectos calculados son menos favorables que los calculados mediante 6.4.3.

**ANEXO J (Informativo)**

**MODELOS DE CARGAS DE TRÁFICO DE FERROCARRIL  
EN SITUACIONES TRANSITORIAS**

- (1) Salvo especificación en contrario, cuando se realicen comprobaciones para situaciones de proyecto transitorias debidas al mantenimiento de la vía o del puente, los valores característicos del modelo de carga 71 se tomarán igual a los valores poco frecuentes definidos en la tabla G.2; el resto de valores característicos, poco frecuentes, frecuentes y cuasipermanentes son los mismos que en situaciones persistentes.

NOTA – La autoridad competente puede hacer otras especificaciones.



---

---

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Dirección C Génova, 6  
28004 MADRID-España

Teléfono 91 432 60 00

Fax 91 310 40 32