

III. OTRAS DISPOSICIONES

MINISTERIO DE FOMENTO

16559 Orden FOM/2842/2011, de 29 de septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).

Por orden de 12 de febrero de 1998 del Ministro de Fomento, se aprobó la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP). El objeto de dicha Instrucción era la definición de las acciones y sus combinaciones, así como el establecimiento de los coeficientes de ponderación, a considerar en el proyecto de puentes de la red de carreteras del Estado, para permitir la verificación de tales elementos de la infraestructura viaria desde el punto de vista de la funcionalidad y de la seguridad estructural.

En los años transcurridos desde la aprobación de la Instrucción hasta ahora vigente, se ha producido un hecho de gran relevancia en el panorama normativo relativo a las estructuras: la redacción de los Eurocódigos estructurales y su paulatina adopción por diversos países europeos como códigos técnicos para el proyecto de puentes. El ámbito de aplicación de la IAP está íntegramente contenido dentro del ámbito del Eurocódigo 0, Bases de cálculo, y del Eurocódigo 1, Acciones sobre las estructuras. La adaptación del contenido de la IAP a estas dos normas europeas es lo que, fundamentalmente, ha inspirado la redacción del texto de la Instrucción IAP-11.

Por otro lado, la evolución del marco normativo nacional en el campo de las estructuras, tanto en las distintas facetas que pueden ser objeto de reglamentación (bases de proyecto, acciones, cálculo, ejecución o calidad) como en los diversos ámbitos de aplicación (edificación, ferrocarril y carretera), ha orientado la actualización buscando la mayor coherencia posible dentro de este contexto normativo.

En esta Instrucción se incluyen, también, algunos criterios funcionales que deben cumplir los puentes de carretera, para la verificación de los estados límite de servicio, con independencia de sus materiales constituyentes.

La presente orden ha sido sometida a los trámites establecidos en el Real Decreto 1337/1999, de 31 de julio, por el que se regula la remisión de información en materia de normas y reglamentaciones técnicas y reglamentos relativos a los servicios de la sociedad de la información, y en la Directiva 98/34/CE, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 22 de junio, modificada por la Directiva 98/48/CE, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 20 de julio.

En su virtud, y de conformidad con lo establecido en los artículos 29, 40, 51 y Disposición final única del Reglamento General de Carreteras, aprobado por Real Decreto 1812/1994, de 2 de septiembre, dispongo:

Artículo primero. *Aprobación de la «Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)».*

Se aprueba la «Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)», que se inserta a continuación.

Artículo segundo. *Ámbito de aplicación.*

La Instrucción aprobada por esta orden será de aplicación en el proyecto de puentes y otras estructuras de la red de carreteras del Estado, a los que se hace referencia en el apartado primero de dicha Instrucción.

Disposición transitoria única. *Aplicación a proyectos y obras.*

Lo dispuesto en esta orden no será de aplicación a los proyectos de puentes de carretera cuya orden de estudio se hubiese dictado con anterioridad a su entrada en vigor, ni a las obras de ellos derivadas, siempre que éstas se inicien en un plazo no superior a tres años desde dicha entrada en vigor. En esos casos, los proyectos se regirán por la Instrucción vigente en el momento en que se dio la orden de estudio correspondiente.

Disposición derogatoria única. *Derogación normativa.*

Sin perjuicio de lo indicado en la disposición transitoria única, queda derogada la Orden de 12 de febrero de 1998, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP), y cuantas disposiciones de igual o inferior rango se opongan a lo establecido en esta orden.

Disposición final primera. *Título competencial.*

Esta orden se dicta al amparo de lo dispuesto en el artículo 149.1.24.^a de la Constitución, que atribuye al Estado competencia sobre las obras públicas de interés general.

Disposición final segunda. *Facultad de desarrollo.*

Se faculta al Director General de Carreteras para que pueda modificar la relación de normas referenciadas en el Anejo 3 de la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, cuando dicha modificación tenga por objeto acomodar su contenido al progreso de la técnica o a la normativa comunitaria.

Disposición final tercera. *Entrada en vigor.*

Esta orden entrará en vigor el día siguiente al de su publicación en el «Boletín Oficial del Estado».

Madrid, 29 de septiembre de 2011.–El Ministro de Fomento, José Blanco López.

INSTRUCCIÓN SOBRE LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERA (IAP-11)

ÍNDICE

- 1 OBJETO Y ÁMBITO DE APLICACIÓN
- 2 PRINCIPIOS GENERALES DE PROYECTO
 - 2.1 REQUISITOS FUNDAMENTALES
 - 2.2 VIDA ÚTIL
 - 2.3 CRITERIOS DE COMPROBACIÓN
 - 2.3.1 Situaciones de proyecto
 - 2.3.2 Estados límite
 - 2.3.2.1 Estados límite últimos (ELU)
 - 2.3.2.2 Estados límite de servicio (ELS)
 - 2.3.3 Verificaciones
 - 2.3.3.1 Verificaciones en ELU
 - 2.3.3.2 Verificaciones en ELS
 - 2.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES
- 3 ACCIONES PERMANENTES
 - 3.1 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)
 - 3.1.1 Peso propio
 - 3.1.2 Cargas muertas
 - 3.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*)
 - 3.2.1. Presolicitaciones
 - 3.2.1.1 Pretensado
 - 3.2.1.2 Otras presolicitaciones
 - 3.2.2 Acciones reológicas
 - 3.2.3 Empuje del terreno
 - 3.2.4 Asientos del terreno de cimentación
 - 3.2.5 Rozamiento de apoyos deslizantes
- 4 ACCIONES VARIABLES (Q)
 - 4.1 SOBRECARGA DE USO
 - 4.1.1 División de la plataforma del tablero en carriles virtuales
 - 4.1.2 Cargas verticales
 - 4.1.2.1 Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos
 - 4.1.2.2 Cargas verticales en zonas de uso peatonal
 - 4.1.3 Fuerzas horizontales
 - 4.1.3.1 Frenado y arranque
 - 4.1.3.2 Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales
 - 4.1.4 Grupos de cargas de tráfico
 - 4.1.5 Tren de cargas para la comprobación del estado límite último de fatiga
 - 4.1.6 Sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes a la estructura
 - 4.1.7 Empujes sobre barandillas
 - 4.1.8 Sobrecarga de uso en pasarelas
 - 4.2 VIENTO
 - 4.2.1 Velocidad básica del viento
 - 4.2.2 Velocidad media del viento
 - 4.2.3 Empuje del viento
 - 4.2.4 Dirección del viento
 - 4.2.5 Empuje del viento sobre tableros

- 4.2.5.1 Efectos provocados por el viento transversal
 - 4.2.5.1.1 Empuje horizontal
 - 4.2.5.1.2 Empuje vertical
 - 4.2.5.1.3 Momento de vuelco sobre el tablero
- 4.2.5.2 Empuje provocado por el viento longitudinal
- 4.2.6 Empuje del viento sobre pilas
- 4.2.7 Empuje del viento sobre otros elementos del puente
- 4.2.8 Cálculo simplificado del empuje en tableros y pilas
- 4.2.9 Efectos aeroelásticos
 - 4.2.9.1 Necesidad de comprobación
 - 4.2.9.2 Criterios de comprobación
 - 4.2.9.3 Comprobaciones simplificadas
 - 4.2.9.3.1 Divergencia torsional
 - 4.2.9.3.2 Desprendimiento de torbellinos
 - 4.2.9.3.3 Oscilaciones divergentes por galope y flameo
 - 4.2.9.3.4 Oscilaciones producidas por las ráfagas (bataneo)
- 4.3 ACCIÓN TÉRMICA
 - 4.3.1 Acción térmica en tableros
 - 4.3.1.1 Componente uniforme de la temperatura del tablero
 - 4.3.1.1.1 Temperatura máxima y mínima del aire
 - 4.3.1.1.2 Componente uniforme de temperatura
 - 4.3.1.1.3 Rango de la componente uniforme de temperatura
 - 4.3.1.2 Componente de la diferencia de temperatura
 - 4.3.1.2.1 Diferencia vertical
 - 4.3.1.2.2 Diferencia horizontal
 - 4.3.1.2.3 Diferencia local en paredes de secciones cajón de hormigón
 - 4.3.1.3 Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura
 - 4.3.2 Acción térmica en pilas
 - 4.3.3 Diferencias de temperatura uniforme entre elementos estructurales
 - 4.3.3.1 Diferencias en puentes con tirantes o péndolas
 - 4.3.3.2 Diferencias en puentes con arcos o pilonos
- 4.4 NIEVE
 - 4.4.1 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal
 - 4.4.2 Sobrecarga de nieve en tableros
 - 4.4.3 Acumulaciones locales de nieve
- 4.5 OTRAS ACCIONES VARIABLES
 - 4.5.1 Acción del agua
 - 4.5.1.1 Empuje hidrostático
 - 4.5.1.2 Empuje hidrodinámico
 - 4.5.2 Otras sobrecargas en situaciones transitorias
- 5 ACCIONES ACCIDENTALES (A)
 - 5.1 IMPACTOS
 - 5.1.1 Impacto de vehículos de carretera contra un elemento estructural del puente o pasarela
 - 5.1.2 Impacto contra sistemas de contención de vehículos
 - 5.1.3 Impacto de vehículos ferroviarios
 - 5.1.4 Impacto de embarcaciones
 - 5.2 ACCIÓN SÍSMICA (A_E)
 - 5.3 OTRAS ACCIONES ACCIDENTALES
 - 5.3.1 Caída de un carro de avance en fase de construcción

- 6 BASES PARA LA COMBINACIÓN DE ACCIONES
 - 6.1 VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES
 - 6.1.1 Valor representativo de las acciones permanentes
 - 6.1.2 Valores representativos de las acciones variables
 - 6.1.3 Valor representativo de las acciones accidentales
 - 6.2 VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES
 - 6.2.1 Valor de cálculo para comprobaciones en ELU
 - 6.2.1.1 En situación persistente o transitoria
 - 6.2.1.1.1 Comprobaciones de equilibrio (EQU)
 - 6.2.1.1.2 Comprobaciones resistentes (STR)
 - 6.2.1.1.3 Comprobaciones de fatiga (FAT)
 - 6.2.1.2 En situación accidental
 - 6.2.1.3 En situación sísmica
 - 6.2.2 Valor de cálculo para comprobaciones en ELS
 - 6.3 COMBINACIÓN DE ACCIONES
 - 6.3.1 Combinaciones para comprobaciones en ELU
 - 6.3.1.1 En situación persistente o transitoria
 - 6.3.1.2 En situación accidental
 - 6.3.1.3 En situación sísmica
 - 6.3.2 Combinaciones para comprobaciones en ELS
- 7 CRITERIOS PARA LA COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
 - 7.1 CRITERIOS FUNCIONALES RELATIVOS A FLECHAS
 - 7.1.1 Estado límite de deformaciones
 - 7.1.2 Contraflechas de ejecución
 - 7.2 CRITERIOS FUNCIONALES RELATIVOS A VIBRACIONES
 - 7.2.1 Estado límite de vibraciones en puentes con zonas peatonales
 - 7.2.2 Estado límite de vibraciones en pasarelas peatonales
- 8 PRUEBAS DE CARGA
 - Anejo 1 NOTACIÓN
 - Anejo 2 GLOSARIO
 - Anejo 3 REGLAMENTACIÓN DE REFERENCIA

1 OBJETO Y ÁMBITO DE APLICACIÓN

Esta Instrucción tiene por objeto la determinación de las acciones, los coeficientes de ponderación y las combinaciones de acciones que deben tenerse en cuenta en el proyecto de puentes y otras estructuras de la red de carreteras del Estado (RCE). Además, se incluyen algunos criterios funcionales que deben cumplir los puentes, con independencia de los materiales que los constituyen.

En el concepto *puentes de la RCE*, se consideran incluidas las obras de paso que soportan cualquier tipo de vía definida como de competencia estatal en la Ley 25/1988, de 29 de julio, de Carreteras y el Real Decreto 1812/1994, de 2 de septiembre, por el que se aprueba el Reglamento General de Carreteras. Su función será, por tanto, salvar una discontinuidad en un trazado para permitir el paso del tráfico rodado formado por vehículos convencionales del parque automovilístico que circula por dicha red.

También será de aplicación esta Instrucción al proyecto de estructuras asimilables a los puentes (tales como falsos túneles, pontones o tajeas), a pasarelas para peatones, ciclistas o ciclomotores y a las obras de acompañamiento, como son las escaleras, rampas de acceso y muros.

Asimismo, esta Instrucción podrá aplicarse en las comprobaciones correspondientes a la evaluación, ampliación o refuerzo de puentes existentes, con las especificaciones complementarias, o modificaciones de las prescripciones aquí recogidas, que la Dirección General de Carreteras establezca específicamente para cada caso.

Para el proyecto de puentes de uso mixto, que además de la carretera soporten por ejemplo tráfico ferroviario, se considerarán las acciones correspondientes a cada uso, de forma independiente o combinada, según resulte más desfavorable. En estos casos, se someterán siempre a la aprobación de la Dirección General de Carreteras, las acciones, coeficientes y combinaciones que el proyectista considere oportuno aplicar.

El cumplimiento de esta Instrucción será condición necesaria para autorizar el paso de otras carreteras sobre las vías de la red de carreteras del Estado.

Esta Instrucción se aplicará de forma complementaria con el resto de la normativa vigente que tenga en su ámbito de aplicación los puentes y sus materiales constituyentes.

2 PRINCIPIOS GENERALES DE PROYECTO

2.1 REQUISITOS FUNDAMENTALES

Esta Instrucción se ha redactado teniendo en cuenta los requisitos fundamentales siguientes:

- Una estructura debe ser proyectada y construida para que, con una probabilidad razonable, sea capaz de soportar todas las acciones que puedan solicitarla durante su construcción y uso, en el periodo de vida previsto, y de cumplir la función para la que ha sido construida con unos costes de conservación aceptables.
- Una estructura debe también ser concebida de manera que las consecuencias de acciones excepcionales, como sismos o impactos, no produzcan daños desproporcionados con la causa que los ha originado (requisito de robustez).

Para alcanzar los niveles de seguridad adoptados en esta Instrucción, además de las prescripciones en ella establecidas, deberán cumplirse los principios siguientes:

- los puentes serán proyectados por ingenieros con capacidad y experiencia suficiente
- la construcción será realizada por técnicos y operarios con los conocimientos y la experiencia necesarios
- los materiales y productos utilizados cumplirán las prescripciones establecidas en los correspondientes reglamentos técnicos o, en su defecto, normas
- existirán controles de calidad adecuados durante todo el proceso de proyecto y ejecución de la estructura
- la estructura estará destinada al uso para el que haya sido proyectada y construida
- la estructura será conservada adecuadamente

2.2 VIDA ÚTIL

Se entiende por *vida útil* de una estructura el periodo de tiempo, a partir de la fecha en que finaliza su ejecución, durante el cual debe cumplir la función para la que fue construida, contando siempre con la conservación adecuada pero sin requerir operaciones significativas de rehabilitación. Para los puentes de carretera objeto de esta Instrucción, se establece una vida útil de proyecto de cien (100) años.

2.3 CRITERIOS DE COMPROBACIÓN

Las comprobaciones estructurales estarán basadas en la teoría de los estados límite y su verificación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad. En cada *situación de proyecto*, se comprobará que no se supera ninguno de los *estados límite* que proceda.

2.3.1 SITUACIONES DE PROYECTO

Una *situación de proyecto* de una estructura es un conjunto de condiciones físicas que representan las circunstancias reales que pueden presentarse durante un cierto intervalo de tiempo para el cual en el proyecto se va a comprobar que no se superan los estados límite pertinentes. Se considera que, durante ese intervalo de tiempo, los factores que afectan a la seguridad estructural no varían.

Cada una de las situaciones posibles, y entre ellas especialmente las que se producen durante la construcción de la obra proyectada, deben ser objeto de comprobaciones independientes.

Las situaciones consideradas en esta Instrucción son:

- *Situaciones persistentes*, que corresponden a las condiciones de uso normales de la estructura durante su vida útil.
- *Situaciones transitorias*, que se producen cuando las condiciones de uso o estado de la estructura son temporales como, por ejemplo, durante su construcción o reparación, y para las que se considerará el correspondiente periodo de duración. A falta de estudios más detallados se podrá aceptar como tal un año.
- *Situaciones accidentales*, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura como, por ejemplo, las provocadas por un impacto o por el fallo de algún elemento. Se considerarán instantáneas (salvo que dicho fallo pueda permanecer sin ser detectado).
- *Situaciones sísmicas*, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura durante un evento sísmico. La situación sísmica se distingue del resto de situaciones accidentales debido a que en ella se establecen diferentes niveles de la magnitud de la acción en función de los requisitos de seguridad o de servicio.

2.3.2 ESTADOS LÍMITE

Se definen como *estados límite* aquellas condiciones para las que puede considerarse que, de ser superadas, la estructura no cumple alguno de los requisitos de proyecto.

A efectos de aplicación de esta Instrucción, los estados límite se clasifican en estados límite últimos y estados límite de servicio.

2.3.2.1 Estados límite últimos (ELU)

Son aquellos tales que, si se sobrepasan, se produce el agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella. A efectos de aplicación de esta Instrucción, en función del tipo de estructura, se deberán considerar los siguientes:

- *ELU de equilibrio* (EQU), por pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido. Se caracteriza por que pequeñas variaciones en el valor o en la distribución espacial de acciones con un mismo origen resultan significativas y por que la resistencia de los materiales estructurales o del terreno no son en general determinantes.
- *ELU de rotura* (STR), por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva, donde la resistencia de los materiales estructurales es determinante.
- *ELU de fatiga* (FAT), relacionado con los daños que pueda sufrir una estructura o cualquiera de sus elementos como consecuencia de sollicitaciones variables repetidas.

Los estados límite últimos de tipo geotécnico, cuya ocurrencia está controlada principalmente por las características del terreno, tales como socavación de cimientos, inestabilidad global o hundimiento por falta de capacidad de soporte del terreno, entre otros, no son objeto de esta Instrucción. Sin embargo, la verificación de los ELU de rotura de algunos elementos estructurales llevará aparejada la inclusión de determinadas consideraciones de tipo geotécnico.

2.3.2.2 Estados límite de servicio (ELS)

Son aquellos tales que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir el cometido para el que fue proyectada por razones funcionales, de durabilidad, o de aspecto, sin que ello suponga el colapso de la misma. A efectos de aplicación de esta Instrucción, en función del tipo de estructura, se deberán considerar los siguientes:

- *ELS de fisuración* que afecte a la durabilidad o estética del puente.
- *ELS de deformación* que afecte a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que cause daño a elementos no estructurales.

- *ELS de vibraciones* que no sean aceptables para los usuarios del puente o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- *ELS de plastificaciones* en zonas localizadas de la estructura que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles.
- *ELS de deslizamiento* en uniones mediante tornillos de alta resistencia

Los estados límite de servicio se pueden clasificar en *reversibles* e *irreversibles*. Los primeros son aquéllos que dejan de ser superados cuando desaparece la acción que los provoca. Los estados límite de servicio irreversibles son aquéllos que, una vez superados, se mantienen de forma permanente, incluso si se elimina la acción que los ha provocado.

2.3.3 VERIFICACIONES

2.3.3.1 Verificaciones en ELU

Para verificar el *ELU de equilibrio*, se debe satisfacer la condición siguiente:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

siendo:

$E_{d,dst}$ valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

$E_{d,stab}$ valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

Para verificar el resto de los ELU, salvo el de fatiga, se debe satisfacer la condición siguiente:

$$E_d \leq R_d$$

siendo:

E_d valor de cálculo del efecto de las acciones

R_d valor de cálculo de la resistencia correspondiente

La verificación del *ELU de fatiga* se efectuará de acuerdo con los criterios recogidos en la normativa específica de cada material estructural.

El valor de cálculo del efecto de las acciones, se obtendrá de acuerdo con lo indicado en el *capítulo 6*.

2.3.3.2 Verificaciones en ELS

Para verificar los ELS, se debe satisfacer la condición siguiente:

$$E_d \leq C_d$$

siendo:

E_d valor de cálculo del efecto de las acciones obtenido de acuerdo con lo indicado en el *capítulo 6*

C_d valor límite del efecto de las acciones para el ELS considerado

2.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

Las acciones se pueden clasificar atendiendo a:

- a) Su naturaleza:
 - *Acción directa*: fuerza aplicada sobre la estructura (peso propio, sobrecargas de uso, etc.).
 - *Acción indirecta*: una deformación o una aceleración impuesta a la estructura (acciones reológicas, térmicas, sísmicas, asientos, etc.).
- b) Su variación en el tiempo:
 - *Acciones permanentes de valor constante* o, abreviadamente, *acciones permanentes (G)*: son las que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud, para una situación de proyecto determinada (peso propio de la estructura, del pavimento y de los elementos funcionales, etc.).
 - *Acciones permanentes de valor no constante (G^s)*: son las que actúan en todo momento pero cuya magnitud no es constante.

En este grupo se incluyen aquellas acciones cuya variación sea función del tiempo transcurrido y se produzca en un único sentido, tendiendo hacia un determinado valor límite (acciones reológicas, pretensado, asientos del terreno bajo las cimentaciones, etc.).

También se incluyen otras acciones originadas por el terreno cuya magnitud no varía en función del tiempo, sino de la interacción terreno-estructura (por ejemplo, empujes sobre elementos verticales).

- *Acciones variables (Q)*: son acciones externas a la estructura que pueden actuar o no, y, si lo hacen, pueden tener diferentes valores (sobrecargas de uso, acciones climáticas, etc.).
 - *Acciones accidentales (A)*: son acciones de corta duración cuya probabilidad de actuación durante la vida útil de la estructura es pequeña, pero cuyos efectos pueden ser considerables (impactos de vehículos, sismos, avenidas de periodo de retorno importante, etc.).
- c) Su variación espacial:
- *Acciones fijas*: son las que se aplican siempre en la misma posición (por ejemplo el peso propio de los elementos estructurales y de algunos elementos funcionales).
 - *Acciones libres*: son las que pueden actuar en diferentes posiciones (por ejemplo las sobrecargas de uso).
- d) La respuesta estructural que producen:
- *Acciones estáticas o casi estáticas*: son las que no provocan oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.
 - *Acciones dinámicas*: son las que pueden originar oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.

A efectos de aplicación de esta Instrucción, se adopta la clasificación de las acciones atendiendo a su variación en el tiempo. De acuerdo con esta clasificación, en los *capítulos 3 a 5*, se establecen los valores de las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, que se tomarán como valores característicos. En casos especiales, y previa justificación expresa, la Dirección General de Carreteras podrá autorizar valores distintos a los aquí recogidos.

El valor característico de una acción, que es su principal valor representativo (ver *capítulo 6*), puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal (definido por medio de criterios determinísticos o apriorísticos) o, en los casos en que se fije mediante criterios estadísticos, por el correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un periodo de referencia teniendo en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la situación de proyecto.

3 ACCIONES PERMANENTES

3.1 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)

Las cargas permanentes son producidas por el peso de los distintos elementos que forman parte del puente. A efectos de aplicación de esta Instrucción se clasifican en peso propio y cargas muertas.

Su valor característico se deducirá de las dimensiones de los elementos especificados en los planos, y de los pesos específicos correspondientes.

Salvo justificación expresa, se tomarán para los materiales de construcción más usuales los siguientes pesos específicos:

Tabla 3.1-a Pesos específicos de diversos materiales [kN/m³]

Fundición	72,5
Acero	78,5
Aluminio	27,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,5
Hormigón en masa	23,0 a 24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Elementos de basalto, pórfidos y ofitas	31,0

Elementos de granito o caliza	30,0
Materiales granulares y rellenos (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Pavimentos de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3
Vidrio	25,0

3.1.1 PESO PROPIO

Esta acción es la que corresponde al peso de los elementos estructurales y su valor característico podrá deducirse de la *tabla 3.1-a*.

El peso específico de hormigón será acorde con el tipo de árido empleado en su fabricación y, en el caso del hormigón armado o pretensado, con la cuantía de acero dispuesta.

Se tendrá en cuenta el peso de todos los elementos proyectados, como riostras, costillas, tacones de anclaje, mamparos, etc., en el caso de puentes de hormigón, o diafragmas, rigidizadores, costillas, etc., en el caso de puentes de acero o mixtos.

Cuando el peso que resulte de las mediciones obtenidas a partir de los planos de proyecto sobrepase en más de un 5% el valor del peso propio inicialmente estimado como acción en las bases de cálculo del proyecto, deberán adaptarse dichos cálculos al peso que se deduce de lo representado en planos.

3.1.2 CARGAS MUERTAS

Son las debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales, tales como: pavimento de calzada y aceras, elementos de contención, dotaciones viales y de la propia estructura, conductos de servicios, etc.

El espesor máximo del pavimento bituminoso proyectado y construido sobre tableros de puentes, incluida la preceptiva capa de impermeabilización y la eventual capa de regularización, no será en ningún caso superior a diez centímetros (10 cm), salvo aprobación expresa de la Dirección General de Carreteras.

Para la determinación del valor característico de esta acción podrán adoptarse los pesos específicos indicados en la *tabla 3.1-a* y, en su defecto, los recomendados en normas específicas de cada material previsto en el proyecto, o los obtenidos por pesadas directas para aquellos en los que no es aplicable ninguno de los dos supuestos anteriores.

No obstante, a efectos de cálculo, para la acción debida al pavimento se deberán considerar dos valores extremos:

- Valor inferior ($G_{k,inf}$), determinado con los espesores teóricos definidos en el proyecto.
- Valor superior ($G_{k,sup}$), obtenido incrementando un cincuenta por ciento (50%) los espesores teóricos definidos en el proyecto.

Este valor no permite, en modo alguno, la rehabilitación del pavimento por extensión de nuevas capas. Por tanto, el proyecto no sólo definirá con suficiente precisión la tipología de la impermeabilización y de los pavimentos, estudiando con detalle la funcionalidad de estos últimos compatible con la deformabilidad del tablero y su conservación a medio y largo plazo, sino que también, a efectos de la correcta explotación y conservación del puente, incluirá criterios sobre la rehabilitación de los pavimentos en lo referente a pesos o espesores, deformabilidad, características, y cualquier otro aspecto técnico que el proyectista considere importante para la seguridad o funcionalidad de la estructura.

El valor que se considere para el peso del pavimento, $G_{k,inf}$ o $G_{k,sup}$, será el mismo para toda la estructura.

Para el peso propio de tuberías y otros servicios soportados por el puente, se tomarán también dos valores extremos, $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, considerándose una desviación respecto a su valor medio de $\pm 20\%$.

El peso del agua contenida en una canalización soportada por un puente se tomará en principio como carga muerta y se considerarán los pesos de las canalizaciones tanto vacías como llenas.

El peso de los rellenos sobre elementos de la estructura (losas, dinteles, zapatas, etc.) se considerará también como carga muerta. Este peso se determinará aplicando al volumen de terreno que grave sobre la superficie del elemento horizontal, el peso específico del relleno vertido y compactado. Si no se dispusiera de datos reales de este peso específico, se podrán adoptar los definidos en la *tabla 3.1-a* para materiales granulares y rellenos.

3.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G^1)

3.2.1 PRESOLICITACIONES

En el término *presolicitaciones*, se considerarán incluidas todas las formas posibles de introducir esfuerzos en una estructura antes de su puesta en servicio, con el fin de mejorar su respuesta frente al conjunto de sollicitaciones a las que posteriormente se verá sometida.

Al considerar estas acciones se deberá tener presente que, en la mayoría de los casos, la fluencia del hormigón reduce parcialmente las ventajas iniciales que incorporan, por lo que será imprescindible tener en cuenta el valor de esta disminución en un instante de tiempo en que dicha fluencia se considere estabilizada.

3.2.1.1 Pretensado

Las acciones producidas por el pretensado se valorarán teniendo en cuenta la forma de introducción de las mismas y la posibilidad de deformación de la estructura.

A efectos de aplicación de esta Instrucción se considerarán dos tipos de acción del pretensado:

- Tipo P_1* : es la inducida por elementos colocados dentro del contorno de la sección estructural de hormigón (pretensado interior), o fuera de la sección pero dentro del canto de la estructura (pretensado exterior). A todos los efectos se considerará y tratará de acuerdo con lo especificado en la vigente Instrucción de hormigón estructural (EHE-08) o normativa que la sustituya.
- Tipo P_2* : es la inducida a través de elementos diferenciados en el esquema estructural (tirantes, péndolas, pretensado exterior fuera del canto, etc.).

Las acciones del tipo P_2 varían en función de la magnitud de las cargas permanentes de valor constante, por lo que deben ser consideradas ambas conjuntamente y no de forma independiente. Para que este tratamiento de la acción del pretensado tipo P_2 sea de aplicación, se deberán cumplir las siguientes condiciones:

- Se impondrá un control riguroso de los pesos y fuerzas aplicados, así como de la respuesta de la estructura.
- El proyecto incluirá un plan de conservación del puente en que se controle que la acción resultante del sistema de fuerzas se mantiene dentro de los límites supuestos en el proyecto.
- A lo largo de la vida de la estructura será posible modificar alguna de las acciones del sistema con el fin de mantener la respuesta de la misma dentro de unos límites admisibles.

El pretensado extradadosado es un tipo de presolicitación que se encuentra entre los pretensados tipo P_1 y P_2 aquí definidos. Su semejanza a uno de los dos depende de la rigidez de la estructura y de su esquema estructural. En función de estas características, el proyectista justificará en el proyecto el tratamiento adoptado para el pretensado extradadosado.

3.2.1.2 Otras presolicitaciones

En este apartado se incluirán las presolicitaciones introducidas por medio de gatos, por bloqueo provisional de coacciones, por desplazamientos impuestos en los apoyos de la estructura, etc.

La presolicitación se aplicará con el valor definido en proyecto, en el instante previsto y sobre la estructura parcial o total correspondiente.

Al igual que las presolicitaciones debidas al pretensado, su valor varía con el tiempo, siendo su efecto especialmente sensible a deformaciones diferidas de la estructura producidas por fluencia y retracción. Por tanto, deberá determinarse su valor para cada situación de proyecto y deberá considerarse adecuadamente su reducción.

3.2.2 ACCIONES REOLÓGICAS

El valor característico de las acciones reológicas se obtendrá a partir de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia, determinadas en el instante t en que se evalúen, de acuerdo con lo que especifique sobre el particular en la vigente *Instrucción de hormigón estructural* (EHE-08) o normativa que la sustituya.

3.2.3 EMPUJE DEL TERRENO

El empuje del terreno, natural o de relleno, sobre elementos de la estructura (muros, aletas, etc.) se determinará en función de las características del terreno y de otras consideraciones geotécnicas.

Cuando la actuación del empuje sea desfavorable para el elemento y efecto estudiado, su valor nunca será inferior al empuje hidrostático de un fluido de peso específico igual a 5 kN/m^3 .

Cuando existan incertidumbres sobre la actuación efectiva del empuje de tierras y su acción sea favorable para el elemento y efecto en estudio, no se considerará su actuación.

La movilización de la totalidad del empuje pasivo requiere que se produzcan desplazamientos importantes de la estructura que, en muchos casos, no son tolerables por razones funcionales. Por ello, esta acción siempre debe estimarse con parámetros geotécnicos conservadores, y, salvo justificación expresa, su valor se considerará reducido por un factor de 2,0.

No se incluirá en esta acción el incremento del empuje, transmitido por el terreno al elemento estructural, producido por la sobrecarga de uso que pueda actuar en la coronación de los terraplenes. El efecto de dicha sobrecarga se considerará como una acción variable de acuerdo con lo especificado en el apartado 4.1.6.

En el caso de estructuras enterradas (marcos, pórticos, bóvedas, etc.), se tendrán en cuenta las especificaciones siguientes:

- Cuando el efecto de los empujes de tierras en ambos lados se compense, se considerará la actuación del empuje al reposo de los rellenos y se incrementará en un 10% el empuje de tierras a uno de los lados de la estructura y se reducirá en un 10% el empuje en el otro lado.
- Se considerará la hipótesis de desequilibrio de los empujes hidrostáticos (acción definida en el apartado 4.5.1.1) a ambos lados de la estructura, salvo si en el proyecto se definen los sistemas de drenaje y desagüe necesarios, tanto en la coronación de relleno como en ambos lados de la estructura.
- Además de la sección de máxima altura de montera, se comprobarán las secciones de máximo desequilibrio de tierras entre ambos hastiales, así como todas aquellas secciones intermedias en que sea pertinente.
- A efectos de cálculo, se considerará que en construcción, y salvo justificación expresa, puede producirse una diferencia en la altura de rellenos a ambos lados de la estructura enterrada de, al menos, 1,00 m. El valor de la diferencia de altura considerada en los cálculos deberá figurar expresamente en los planos y en el pliego de prescripciones del proyecto como valor máximo admisible durante la fase de construcción.
- Cuando el estudio de los efectos de la interacción suelo-estructura se aborde mediante modelos tenso-deformacionales que integren el efecto del peso de las tierras con el de los empujes del relleno sobre la estructura (bien mediante modelos de muelles o bien por elementos finitos), el proyectista deberá realizar un análisis de sensibilidad de las sollicitaciones estructurales en función del rango posible de variación de los parámetros geotécnicos y de rigidez del relleno. Se justificarán las hipótesis de carga consideradas, que deberán incorporar no sólo posibles variaciones globales de dichos parámetros sino también asimetrías en la respuesta del relleno a ambos lados de la estructura enterrada. El diseño de la estructura deberá asimismo cubrir las incertidumbres del modelo garantizando la suficiente ductilidad de su respuesta global.

3.2.4 ASIENTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Los valores de los asientos se obtendrán a partir de los datos del preceptivo estudio geotécnico, de la tipología y geometría de la cimentación y de las cargas transmitidas por ésta.

Además, se determinará su evolución con el tiempo. Cuando la estructura pase por fases de construcción isostáticas de una duración significativa, se estimará qué parte del asiento total puede desarrollarse en esas fases.

En las cimentaciones profundas, se tendrán en cuenta las acciones producidas por movimientos del terreno respecto a éstas, en función de las diferentes rigideces del terreno y del cimiento. En particular, se considerarán las debidas a rozamiento negativo (asiento del terreno mayor que el del elemento de cimentación).

3.2.5 ROZAMIENTO DE APOYOS DESLIZANTES

Cuando en un puente se dispongan aparatos de apoyo deslizantes, con los que una parte de la estructura desliza respecto de la otra (apoyos de neopreno-PTFE, apoyos tipo POT, etc.), será necesario considerar la fuerza de reacción que el rozamiento del apoyo deslizante ejerce sobre ambas partes de la estructura.

A falta de estudios más precisos, los coeficientes de rozamiento μ_a y μ_r se considerarán según se indica a continuación:

$$\begin{aligned}\mu_a &= 0,5 \mu_{max} (1 + \alpha) \\ \mu_r &= 0,5 \mu_{max} (1 - \alpha)\end{aligned}$$

donde:

- μ_a coeficiente de rozamiento adverso
- μ_r coeficiente de rozamiento favorable
- μ_{max} máximo coeficiente de rozamiento del aparato de apoyo (según UNE-EN 1337-2). Para apoyos deslizantes con PTFE, se considerará un coeficiente de rozamiento máximo del 3%, independientemente de la presión a la que esté sometido el apoyo
- α factor que depende del número parcial de apoyos (n) que ejercen bien una coacción favorable o bien una coacción desfavorable para el elemento en estudio. A falta de estudios más precisos, se puede determinar de acuerdo con la *tabla 3.2-a*. Este factor adoptará generalmente valores distintos según se esté calculando μ_a o μ_r

Tabla 3.2-a Factor α

n	α
≤ 4	1
$4 < n < 10$	$\frac{16-n}{12}$
≥ 10	0,5

En general, el rozamiento producido en fase de construcción por procesos de empuje, lanzamiento, ripado, etc. sobre apoyos deslizantes provisionales, suele ser mayor que el producido por los aparatos de apoyo deslizantes definitivos. Por este motivo, el proyectista deberá justificar el valor adoptado para los coeficientes de rozamiento adverso y favorable en las comprobaciones del proceso constructivo, estableciendo además en los planos y pliego de prescripciones del proyecto las medidas oportunas para el control de las fuerzas de rozamiento generadas.

4 ACCIONES VARIABLES (Q)

4.1 SOBRECARGA DE USO

El modelo de carga definido en este apartado para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 m (UNE-EN 1991-2). En general, la consideración de este modelo cuando la carga se extiende a una longitud superior estará del lado de la seguridad. Para longitudes cargadas superiores a 200 m, el proyectista podrá adoptar valores o expresiones distintos de los aquí indicados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras, siempre que los justifique adecuadamente sobre las mismas bases teóricas que el modelo aquí establecido.

En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

4.1.1 DIVISIÓN DE LA PLATAFORMA DEL TABLERO EN CARRILES VIRTUALES

A efectos de aplicación de esta Instrucción, se define como *plataforma* del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero -si éstas existen- cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretilos del tablero, para el resto de los casos.

A efectos de la aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho w , se dividirá en n_i *carriles virtuales*, de anchura w_i cada uno, con el criterio que se define en la *tabla 4.1-a*.

Tabla 4.1-a Definición de los carriles virtuales

Anchura de la plataforma (w)	Número de carriles virtuales (n_i)	Anchura del carril virtual (w_i)	Anchura del área remanente
$w < 5,4$ m	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6$ m	$n_i = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_i$

En el caso de que la plataforma esté dividida en dos o más partes separadas por una mediana:

- Si en la mediana se dispone una barrera fija e infranqueable, cada parte de la plataforma (incluidos arcones, marcas viales, etc.) se dividirá de forma independiente en carriles virtuales.
- Si en la mediana se dispone un elemento móvil o rebasable, se tratará toda la plataforma del puente, incluida la mediana, como un único elemento.

La ubicación y numeración de cada carril virtual se determinará conforme a los criterios que se exponen a continuación:

- Para la comprobación de cada estado límite, se considerarán cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto en estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se denominará *carril 1*, el segundo más desfavorable se denominará *carril 2*, y así sucesivamente (*figura 4.1-a*)
- Se empleará una única numeración de carriles para todo el tablero, aunque la plataforma soporte dos o más calzadas separadas por barreras fijas y no rebasables. Así pues, para el cálculo del tablero sólo habrá un *carril 1*, un *carril 2*, etc.
- Cuando existan varias calzadas soportadas por tableros separados, cada uno de ellos tendrá una numeración de carriles independiente, a efectos de las comprobaciones de los estados límite del tablero así como de la subestructura, si ésta es independiente para cada tablero. Si dichos tableros están soportados por la misma subestructura, pilas o estribos, a efectos del cálculo de esos elementos, se considerará una numeración de carriles única para el conjunto de los tableros.

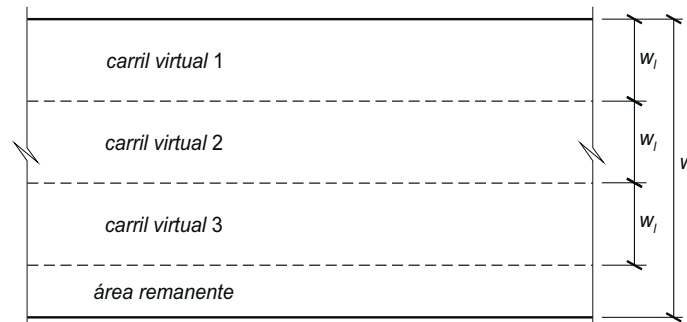


Figura 4.1-a Ejemplo genérico de distribución de carriles virtuales

4.1.2 CARGAS VERTICALES

4.1.2.1 Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- a) Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje, indicada en la *tabla 4.1-b.*, correspondiente al carril i .

Se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- En cada carril virtual se considerará la actuación de un único vehículo pesado de peso $2Q_{ik}$.
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2,00 m. La distancia longitudinal entre ejes será de 1,20 m (ver *figura 4.1-b*).
- Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que será por tanto igual a $0,5Q_{ik}$.
- A efectos de las comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual (ver *figura 4.1-b*).
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo pesado se situará, transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual que 0,50 m (ver *figura 4.1-c*).

- Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0,4 m x 0,4 m (ver *figura 4.1-c*). Se considerará que esta carga se reparte con una pendiente 1:1 (H:V), tanto a través del pavimento como a través de la losa del tablero, hasta el centro de dicha losa.
- b) Una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} , según la *tabla 4.1-b*, con las consideraciones siguientes:
- En el área remanente, se considerará la actuación de una sobrecarga uniforme de valor q_{rk} , según la *tabla 4.1-b*.
 - La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

Tabla 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso

Situación	Vehículo pesado $2Q_{ik}$ [kN]	Sobrecarga uniforme q_{ik} (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

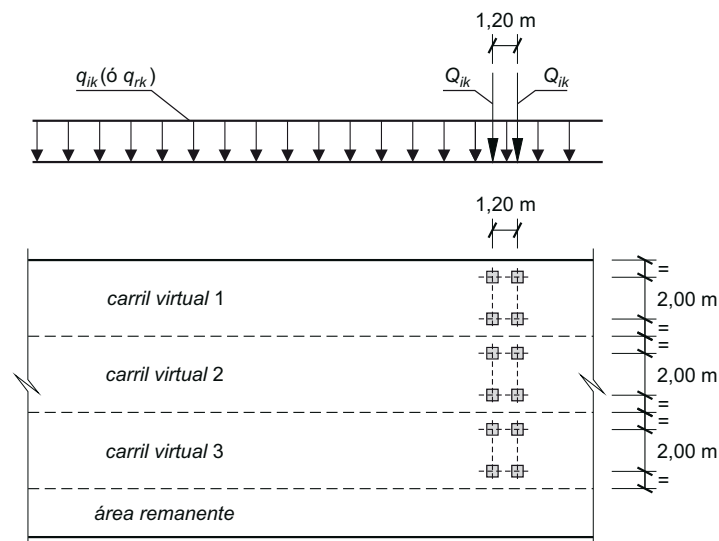


Figura 4.1-b Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme

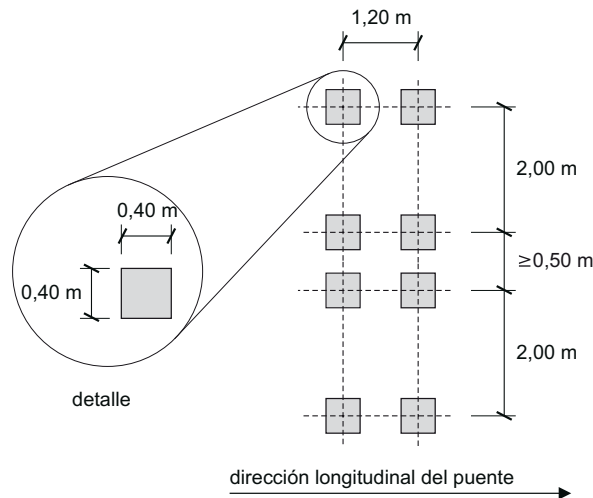


Figura 4.1-c Disposición de vehículos pesados para comprobaciones locales

4.1.2.2 Cargas verticales en zonas de uso peatonal

En las zonas de uso peatonal de los puentes (aceras, rampas y escaleras), se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 kN/m^2 en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente, para el efecto en estudio.

En puentes en los que sean de prever aglomeraciones de personas, se considerará la actuación de la sobrecarga uniforme de 5 kN/m^2 en lugar de las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos definidas en el apartado 4.1.2.1 anterior, para aquellos casos en que sea más desfavorable para el elemento en estudio. Esta carga, prevista a efectos de comprobaciones generales, estará asociada únicamente a situaciones de cálculo transitorias.

4.1.3 FUERZAS HORIZONTALES

4.1.3.1 Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se supondrá aplicada al nivel de la superficie del pavimento.

En caso de que la vía disponga de carriles de sentidos opuestos de circulación, se considerará como de sentido único si esta hipótesis resulta más desfavorable.

El valor característico de esta acción Q_{fk} será igual a una fracción del valor de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, de acuerdo con la expresión:

$$Q_{fk} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + 0,1 q_{1k} w_1 L$$

siendo L la distancia entre juntas contiguas, o longitud del puente si éstas no existieran, y el significado de las demás variables el definido en el apartado anterior.

Para el caso de carril virtual de 3 m de anchura y $L > 1,20 \text{ m}$, esta expresión queda como sigue:

$$Q_{fk} = 360 + 2,7 L$$

El valor de Q_{fk} estará limitado superior e inferiormente según lo indicado a continuación:

$$180 \text{ kN} \leq Q_{fk} \leq 900 \text{ kN}$$

4.1.3.2 Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

En puentes de planta curva, los vehículos generan una fuerza transversal centrífuga Q_{fk} de valor:

$$\begin{aligned} Q_{fk} &= 0,2 Q_v && \text{si } r < 200 \text{ m} \\ Q_{fk} &= 40 \frac{Q_v}{r} && \text{si } 200 \text{ m} \leq r \leq 1500 \text{ m} \\ Q_{fk} &= 0 && \text{si } r > 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

siendo:

$$Q_v = \sum 2Q_{ik} \quad \text{peso total de los vehículos pesados [kN], según 4.1.2.1}$$

$$r \quad \text{radio del eje del tablero en planta [m]}$$

La fuerza Q_{tk} así definida se considerará como una fuerza puntual, en la superficie del pavimento, que actúa horizontalmente en dirección perpendicular al eje del tablero y en cualquier sección transversal del mismo.

Además, en puentes curvos de radio menor de 1500 m, se tendrá en cuenta el efecto del derrape durante el frenado mediante una fuerza transversal Q_{trk} , en la superficie del pavimento, igual al 25% de la fuerza de frenado o arranque Q_{fk} , definida en el apartado 4.1.3.1, que actúa simultáneamente con ella.

4.1.4 GRUPOS DE CARGAS DE TRÁFICO

La concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso, definidas en los apartados anteriores, se tendrá en cuenta mediante la consideración de los grupos de cargas de tráfico indicados en la tabla 4.1-c.

Los valores de las acciones que figuran en los apartados 4.1.2 y 4.1.3 son valores característicos de esas acciones consideradas individualmente. Cuando dichas acciones entran a formar parte de un grupo de cargas de tráfico, lo hacen con los valores que se recogen en la tabla 4.1-c.

Tabla 4.1-c Grupos de cargas de tráfico Concomitancia de las diferentes componentes de la sobrecarga de uso

Grupos de cargas ⁽¹⁾	Plataforma						Aceras	
	Cargas verticales			Fuerzas horizontales				Cargas verticales
	Vehículos pesados	Sobrecarga uniforme	Aglomeración de personas	Frenado y arranque	Fuerza centrífuga y transversal			
gr 1 (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	-	-	-	Valor reducido: 2,5 kN/m ²		
gr 2 (Fuerzas horizontales)	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_{ik}$	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 q_{ik}$	-	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	-		
gr 3 (Peatones)	-	-	-	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)		
gr 4 (Aglomeraciones)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)		

(1) La denominación de los grupos de cargas hace referencia a la componente dominante del grupo

(2) Se define como valor reducido el que corresponde al valor frecuente que figura en la tabla 6.1-a, es decir:

$\psi_1 = 0,75$ para los vehículos pesados

$\psi_1 = 0,40$ para la sobrecarga uniforme

Se considera que estos grupos, que son excluyentes entre sí, definen el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de las acciones (cargas permanentes, viento, etc.).

Se considerará la combinación de cada uno de los grupos de cargas con el resto de las acciones cuando sean pertinentes para el efecto en estudio.

4.1.5 TREN DE CARGAS PARA LA COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FATIGA

Para la comprobación del estado límite último de fatiga se considerarán las acciones variables repetidas producidas por la acción del tráfico que se prevé que actúen a lo largo de la vida útil del puente.

El efecto de estas cargas repetidas puede ser representado por el *modelo de cargas para fatiga* consistente en un vehículo de 4 ejes, de dos ruedas cada eje, que se representa en la *figura 4.1-d*. La carga en cada eje será de 120 kN y la superficie de contacto de cada rueda se tomará igual a un cuadrado de 0,40 x 0,40 m. La separación entre ejes y entre las ruedas de un mismo eje será la que se indica en la *figura 4.1-d*. A efectos de comprobación a fatiga no se considerará ninguna carga horizontal.

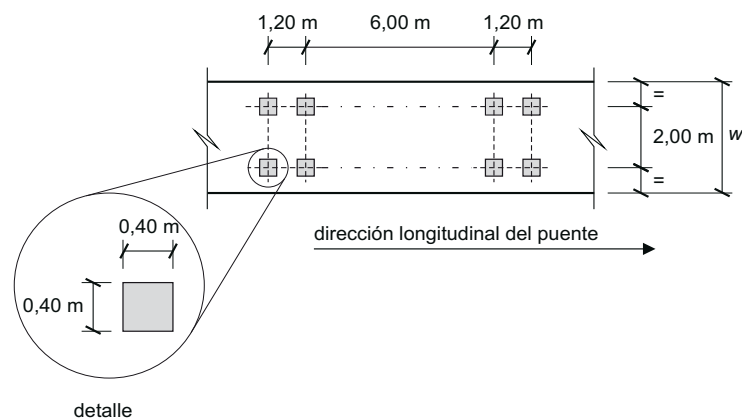


Figura 4.1-d Tren de cargas para la comprobación del estado límite de fatiga

Para el cálculo de las tensiones máximas y mínimas que produce el modelo de cargas de fatiga se considera la actuación de un sólo vehículo como el definido en el párrafo anterior. Este vehículo se supondrá centrado en el *carril virtual 1* (el más desfavorable para el efecto estudiado).

El modelo de cargas definido incluye el coeficiente de impacto correspondiente a una superficie de rodadura de *buena calidad* (según ISO 8608). Para la comprobación de aquellos elementos estructurales que estén a una distancia menor de 6 m de una junta de calzada se tomará un factor de amplificación dinámico adicional de 1,3.

Alternativamente al vehículo definido anteriormente, para la comprobación del estado límite de fatiga, se podrán emplear datos reales de tráfico, ajustados o extrapolados, en su caso, por métodos estadísticos apropiados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras. Estos datos de tráfico deberán ser multiplicados por el correspondiente factor de amplificación dinámico, que tendrá en cuenta entre otros aspectos la regularidad superficial del pavimento.

4.1.6 SOBRECARGA DE USO EN TERRAPLENES ADYACENTES A LA ESTRUCTURA

Para el cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él, (estribos, muros, etc.) se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, el modelo de cargas verticales definido en el *apartado 4.1.2*. Alternativamente, podrá adoptarse el modelo simplificado consistente en una sobrecarga uniforme de 10 kN/m².

Esta sobrecarga se tendrá en cuenta únicamente en los casos en que las cargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el que actúe el empuje.

A efectos de la aplicación de los coeficientes parciales que figuran en el *capítulo 6*, se considerará como una misma acción la componente gravitatoria de esta sobrecarga y el empuje a que da lugar. Además, esta acción se considerará con su valor característico como único valor representativo (ver *apartado 6.1.2*).

4.1.7 EMPUJES SOBRE BARANDILLAS

Las fuerzas transmitidas por la barandilla al tablero dependerán de la *clase de carga* de la barandilla proyectada, según la EN 1317-6. En puentes y pasarelas, se adoptará una *clase de carga* tal que la fuerza horizontal perpendicular al elemento superior de la barandilla sea como mínimo 1,5 kN/m.

Esta fuerza horizontal se considerará actuando simultáneamente con la sobrecarga uniforme definida en el apartado 4.1.2.2.

4.1.8 SOBRECARGA DE USO EN PASARELAS

Para la determinación de los efectos estáticos de la sobrecarga de uso debida al tráfico de peatones, se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- Una carga vertical uniformemente distribuida q_{fk} de valor igual a 5 kN/m²
- Una fuerza horizontal longitudinal Q_{fk} de valor igual al 10% del total de la carga vertical uniformemente distribuida, actuando en el eje del tablero al nivel de la superficie del pavimento

Ambas cargas se consideran como una acción única, cuyo valor constituye el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de las acciones (cargas permanentes, viento, etc.).

La fuerza horizontal Q_{fk} será en general suficiente para asegurar la estabilidad horizontal longitudinal de la pasarela; no así la estabilidad horizontal transversal, que deberá asegurarse mediante la consideración de las acciones correspondientes.

A efectos de las comprobaciones locales, se considerará una carga vertical puntual Q_{fkk} de valor igual a 10 kN, actuando sobre una superficie cuadrada de 0,10 m de lado.

Cuando, de acuerdo con el capítulo 7, sea necesario efectuar un análisis dinámico, se tendrá en cuenta lo indicado al respecto en dicho capítulo.

4.2 VIENTO

En general, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, salvo que, de acuerdo con el apartado 4.2.9, sea necesario además considerar los efectos aeroelásticos.

Para la obtención de la carga estática equivalente a la acción del viento, se seguirán las indicaciones que figuran en los apartados 4.2.1 a 4.2.8.

El proyectista podrá adoptar valores o expresiones distintos de los aquí indicados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras, siempre que los justifique adecuadamente por disponer de medidas de velocidad de viento en el lugar durante un periodo de tiempo representativo para la situación de proyecto considerada, por el conocimiento de la intensidad de la turbulencia y su repercusión sobre las ráfagas de viento, o por las cualidades aerodinámicas de los elementos del puente y el conocimiento experimental de su coeficiente de fuerza (también llamado coeficiente de arrastre).

4.2.1 VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO

La *velocidad básica fundamental* del viento $v_{b,0}$ es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno T de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, equivalente a un entorno de puente tipo II (según se definen en el apartado 4.2.2), a una altura de 10 m sobre el suelo.

A partir de la *velocidad básica fundamental* del viento $v_{b,0}$, se obtendrá la *velocidad básica* v_b mediante la expresión:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0}$$

donde:

- | | |
|--------------|--|
| v_b | velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años [m/s] |
| c_{dir} | factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0 |
| c_{season} | factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0 |
| $v_{b,0}$ | velocidad básica fundamental del viento [m/s] (según el mapa de isotacas de la figura 4.2-a) |

Para un periodo de retorno diferente de 50 años, la velocidad básica del viento $v_b(T)$ será:

$$v_b(T) = v_b c_{prob}$$

donde:

- | | |
|----------|--|
| $v_b(T)$ | velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T |
| T | periodo de retorno [años] |

c_{prob} factor de probabilidad, obtenido de la siguiente fórmula:

$$c_{prob} = \left\{ \frac{1 - K \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - K \ln \left[-\ln (0,98) \right]} \right\}^n$$

tomando para los parámetros K y n los valores siguientes: $K = 0,2$ y $n = 0,5$

Para situaciones persistentes, a falta de estudios específicos, se considerará un periodo de retorno de 100 años ($c_{prob} = 1,04$).

Para situaciones transitorias, se tomarán los periodos de retorno indicados en la *tabla 4.2-a*, salvo que se justifiquen adecuadamente otros valores.

Tabla 4.2-a Periodos de retorno para situaciones transitorias

Duración de la situación	Periodo de retorno, T [años]
≤ 3 días	2
> 3 días y ≤ 3 meses	5
> 3 meses y ≤ 1 año	10
> 1 año	50



Figura 4.2-a Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ (Coincide con el mapa correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

4.2.2 VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO

La velocidad media del viento $v_m(z)$ a una altura z sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento v_b , y se determinará según la expresión siguiente:

$$v_m(z) = c_r(z) c_o v_b(T)$$

donde:

$v_b(T)$ velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T

c_o factor de topografía, que se tomará habitualmente igual a 1,0. En valles en los que se pueda producir un encauzamiento del viento actuante sobre el puente, se tomará para c_o un valor de 1,1. Cuando existan obstáculos naturales susceptibles de perturbar apreciablemente el flujo del viento sobre el puente, el valor de c_o se determinará mediante un estudio específico

$c_r(z)$ factor de rugosidad obtenido de la siguiente fórmula:

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

siendo:

z altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente [m]

k_r factor del terreno, según *tabla 4.2-b*

z_0 longitud de la rugosidad, según *tabla 4.2-b*

z_{min} altura mínima, según *tabla 4.2-b*

A efectos de calcular los parámetros anteriores, se considerarán los cinco tipos de entorno siguientes:

- Tipo 0: mar o zona costera expuesta al mar abierto.
- Tipo I: lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.
- Tipo II: zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, (árboles, construcciones pequeñas, etc.), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de 15 m.

Tabla 4.2-b Coeficientes k_r , z_0 , y z_{min} según el tipo de entorno

Tipo de entorno	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

4.2.3 EMPUJE DEL VIENTO

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El área expuesta al viento o las características aerodinámicas del elemento pueden resultar modificadas por la materialización de otras acciones actuando en la estructura (nieve, sobrecargas de uso, etc.).
- En situaciones transitorias, algunos elementos pueden presentar superficies de exposición al viento diferentes a las definitivas (por ejemplo, cajón abierto frente a cerrado). Además, los elementos auxiliares de construcción pueden añadir superficies adicionales a tener en cuenta.

El empuje del viento sobre cualquier elemento se calculará mediante la expresión:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_f A_{ref}$$

siendo:

F_w empuje horizontal del viento [N]

$\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)$ presión de la velocidad básica del viento q_b [N/m²]

- ρ densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 kg/m³
- $v_b(T)$ velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T
- c_f coeficiente de fuerza del elemento considerado (*figura 4.2-b*)
- A_{ref} área de referencia, que se obtendrá como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m²]
- $c_e(z)$ coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente¹:

$$c_e(z) = k_r^2 \left[c_o^2 \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 k_l c_o \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

donde:

- k_l factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0
- c_o, z_0 y z_{min} según se definen en el *apartado 4.2.2*

El producto $c_f A_{ref}$ se calculará según las reglas que se exponen a continuación o bien mediante ensayos en túnel aerodinámico, lo cual será recomendable en puentes de gran luz. En este caso deberán considerarse tres ángulos de incidencia respecto a la horizontal: -6°, 0° y +6°.

¹ La fórmula del texto se obtiene desarrollando la expresión:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

con el significado de las variables que se indica a continuación:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \quad \text{presión de la velocidad básica del viento [N/m}^2\text{]}$$

$$q_p(z) = \left[\frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \right] [1 + 7 I_v(z)] \quad \text{presión de la velocidad punta del viento a una altura } z \text{ sobre el terreno}$$

$v_m(z)$ velocidad media del viento definida en 4.2.2

$I_v(z)$ intensidad de la turbulencia a una altura z , definida como la desviación estándar de la turbulencia dividida por la velocidad media, según la expresión:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

donde:

σ_v desviación estándar de la componente turbulenta del viento, obtenida de la expresión:
 $\sigma_v = k_r v_b k_l$

k_l factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0

$v_m(z), c_o, z_0, z_{min}, k_r$ y v_b según se definen en los *apartados 4.2.1 y 4.2.2*

El empuje del viento se aplicará sobre el centro de gravedad del área de referencia del elemento A_{ref} .

Se supondrá que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considerará igual a:

- 2 m en puentes de carretera
- 1,25 m en pasarelas

Dichas alturas se medirán desde la superficie del pavimento y se tendrán en cuenta para el cálculo tanto del coeficiente de fuerza, como del área. En el caso de coexistir distintos tipos de carga sólo se considerará la de altura más desfavorable.

Cuando sea necesario considerar el efecto del ocultamiento sobre cualquier elemento no expuesto directamente a la acción del viento (por quedar oculto tras la sombra o proyección de otro situado inmediatamente a barlovento de éste), el coeficiente de fuerza del elemento oculto se multiplicará por el coeficiente de ocultamiento η definido en la *tabla 4.2-c*, donde λ es la relación de solidez, definida como:

$$\lambda = A_n / A_{tot}$$

siendo:

- λ relación de solidez correspondiente al elemento de barlovento más próximo
- A_n área sólida neta o real (descontando los huecos) que el elemento de barlovento presenta al viento
- A_{tot} área bruta o total (sin descontar huecos) del elemento de barlovento delimitada por su contorno externo

Y donde s_r es el espaciamiento relativo, definido como:

$$s_r = s / h_p$$

siendo:

- s_r espaciamiento relativo entre el elemento de barlovento y el de sotavento
- s distancia horizontal entre las superficies de ambos elementos, proyectadas sobre un plano perpendicular a la dirección del viento
- h_p altura protegida u ocultada por el elemento de barlovento

	$\frac{B}{h}$								
	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$	
c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9	
$c_f = 1,4$			sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b (T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$		sección circular con superficie rugosa ^(*) , o lisa tal que: $\varnothing v_b (T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$				
$c_f = 1,8$	$c_f = 1,6$	$c_f = 1,45$	$c_f = 1,3$						
$c_f = 1,6$	$c_f = 2,2$		$c_f = 2,0$						

(*) Se tomará siempre superficie rugosa excepto si la rugosidad superficial equivalente resulta menor de $\phi \cdot 10^{-5} \text{ m}$

Figura 4.2-b Coeficiente de fuerza c_f para las secciones más habituales

Tabla 4.2-c Coeficiente de ocultamiento η

Espaciamiento relativo s_r	Relación de solidez λ					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geq 0,6$
0,5	0,75	0,40	0,31	0,22	0,13	0,06
1	1,00	0,82	0,64	0,46	0,28	0,10
2	1,00	0,84	0,68	0,52	0,36	0,20
3	1,00	0,86	0,72	0,59	0,45	0,31
4	1,00	0,89	0,78	0,68	0,57	0,46
5	1,00	1,00	0,92	0,85	0,77	0,69
6	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Siempre que el viento actúe simultáneamente con las sobrecargas de uso, el valor resultante de la fuerza equivalente del viento se combinará con el resto afectado por los correspondientes factores de simultaneidad ψ , definidos en el apartado 6.1 de esta Instrucción, y deberá aplicarse sobre la longitud ocupada por vehículos que resulte más desfavorable, independientemente de la zona de aplicación de las acciones verticales debidas a la propia sobrecarga de uso.

4.2.4 DIRECCIÓN DEL VIENTO

Para evaluar la acción del viento sobre la estructura se considerará su actuación en dos direcciones:

- Perpendicular al eje del tablero: dirección transversal (X). Esta componente podrá ir acompañada de una componente asociada en dirección vertical (Z).
- Paralela al eje del tablero: dirección longitudinal (Y).

Si el tablero es de planta curva, se supondrá que la dirección longitudinal es la de la cuerda que une los dos extremos del puente y que la dirección transversal es su perpendicular. Para cada dirección, el sentido de aplicación de la fuerza del viento será el que resulte más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

Alternativamente, para el cálculo del efecto del viento sobre el tablero, se podrá considerar, y siempre que la amplitud angular del arco definido en planta por el tablero no supere 90° , lo siguiente:

- un viento radial, normal a la superficie lateral del tablero en cada punto, cuyo valor característico será el mismo que el definido para el viento transversal sobre el tablero en el apartado 4.2.5.1
- un viento tangencial a la directriz en cada punto, cuyo valor característico será el mismo que el definido para el viento longitudinal sobre el tablero en el apartado 4.2.5.2.

Análogamente, en las pilas de puentes de tablero curvo en planta, y siempre que la amplitud angular del arco definido por el tablero no supere 90° , se podrá considerar que las dos direcciones del viento son:

- perpendicular a la directriz del tablero en cada pila, que se considerará concomitante con el viento transversal sobre el tablero
- tangente a la directriz del tablero en cada pila, que se considerará concomitante con el viento longitudinal sobre el tablero

En general, se considerará que la acción del viento en las direcciones transversal y longitudinal no es concomitante. La componente vertical del viento, dirección Z, se considerará concomitante sólo con la dirección transversal del viento.

En el caso particular de que las características topográficas del emplazamiento produzcan habitualmente vientos en dirección oblicua al eje del tablero, o cuando la estructura pueda ser especialmente sensible a vientos oblicuos, se comprobará además la seguridad estructural para estos vientos. Para ello se determinará la presión de la velocidad básica del viento, $1/2 \rho v_b^2(T)$, correspondiente a la dirección oblicua, se descompondrá vectorialmente esta presión en las dos direcciones, longitudinal y transversal, se calcularán independientemente los empujes correspondientes y ambos se considerarán aplicados simultáneamente sobre la estructura.

4.2.5 EMPUJE DEL VIENTO SOBRE TABLEROS

4.2.5.1 Efectos provocados por el viento transversal

4.2.5.1.1 Empuje horizontal

En el cálculo del empuje transversal del viento sobre el tablero, a efectos de aplicación de esta Instrucción, se pueden distinguir dos tipos de tablero: de alma llena y de celosía.

a) Tableros de alma llena

Se incluyen en este caso los tableros con alma llena de tipo cajón (sencillo o múltiple), las losas o los tableros de vigas.

Para el cálculo del empuje transversal (dirección X) sobre estos tableros se entenderá que el área de referencia $A_{ref,x}$ es el producto de la longitud del tramo de puente considerado por la altura equivalente h_{eq} .

A falta de datos experimentales, el coeficiente de fuerza en la dirección X se determinará mediante la expresión:

$$c_{f,x} = 2,5 - 0,3(B/h_{eq})$$

donde:

- B anchura total del tablero [m]
- h_{eq} altura equivalente [m] obtenida considerando, además del propio tablero (en el caso de un tablero de vigas o varios cajones, se considerará únicamente el elemento de mayor canto), la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al viento o, si se tiene en cuenta la presencia de la sobrecarga de uso, la altura de ésta, en caso de ser más desfavorable.

En cualquier caso, el coeficiente $c_{f,x}$ se considerará limitado por los valores siguientes:

$$1,3 \leq c_{f,x} \leq 2,4$$

Si los elementos no estructurales (sistemas de contención, barandillas o pantallas) son permeables al viento, no se considerarán en la determinación de esta altura equivalente h_{eq} , y el empuje que soportan y transmiten se calculará de forma independiente, según se indica en el apartado 4.2.7.

El valor del coeficiente de fuerza $c_{f,x}$ y sus límites inferior y superior se podrán modificar en función de la forma de la sección transversal del tablero, aplicando los siguientes criterios:

- Si una de las caras expuestas al viento está inclinada respecto a la vertical en el sentido favorable a la circulación del viento, se puede reducir su coeficiente de fuerza en un 0,5% por cada grado sexagesimal de inclinación, con una reducción máxima de un 30%.
- Si las caras expuestas al viento tienen distinta inclinación, la reducción a aplicar será la media ponderada de las reducciones relativas de las distintas superficies en función de sus áreas respectivas.

b) Tableros de tipo celosía

El empuje se calculará de forma independiente para cada celosía, en función del área sólida expuesta al viento.

En las celosías no expuestas directamente al viento, se multiplicará, si procede, su coeficiente de fuerza por el coeficiente de ocultamiento η anteriormente definido en el apartado 4.2.3. El empuje total obtenido no será mayor que el de un tablero de sección rectangular del mismo canto y anchura.

Al igual que para los tableros de alma llena, si los elementos de contención o las barandillas son permeables al paso del aire, el empuje que soportan y transmiten se calculará de forma independiente, según se indica en el apartado 4.2.7.

Las sobrecargas de uso se tendrán en cuenta, para el cálculo del empuje horizontal de viento, de la misma forma que en los tableros de alma llena, sin reducir su área sólida expuesta por la presencia de las celosías, aunque el tablero esté embebido en las propias celosías.

El coeficiente de fuerza dependerá de la sección de los perfiles de la celosía. A falta de datos específicos se tomará:

$c_{f,x} = 1,8$ para perfiles de celosía con caras planas

$c_{f,x} = 1,2$ para perfiles cilíndricos lisos de diámetro ϕ que cumplan la condición:
 $\phi v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$

$c_{f,x} = 0,7$ para perfiles cilíndricos lisos de diámetro ϕ que cumplan la condición:
 $\phi v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$

siendo $v_b(T)$ la velocidad básica y $c_e(z)$ el coeficiente de exposición, definidos en los *apartados* 4.2.1 y 4.2.3, respectivamente.

4.2.5.1.2 Empuje vertical

Se considerará un empuje vertical, dirección Z, sobre el tablero actuando en el sentido más desfavorable, igual a:

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_{f,z} A_{ref,z}$$

donde:

$F_{w,z}$	empuje vertical del viento [N]
$1/2 \rho v_b^2(T)$	presión de la velocidad básica del viento definida en el <i>apartado</i> 4.2.3 [N/m ²]
$c_e(z)$	coeficiente de exposición definido en el <i>apartado</i> 4.2.3
$c_{f,z}$	coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z, que se tomará igual a $\pm 0,9$
$A_{ref,z}$	área en planta del tablero [m ²]

En caso de disponer de ensayos de la sección del tablero en túnel aerodinámico, se considerará el empuje vertical máximo del viento obtenido para los tres ángulos de incidencia respecto a la horizontal definidos el *apartado* 4.2.3.

4.2.5.1.3 Momento de vuelco sobre el tablero

A falta de datos precisos sobre el momento de vuelco ejercido por la acción combinada de los empujes transversal (dirección X) y vertical (dirección Z) de viento sobre el tablero, se supondrá que:

- El empuje transversal está aplicado a la altura que se indica a continuación, medida respecto a la base del tablero:
 - En tableros de alma llena, el 60% de la altura del primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta a la componente horizontal del viento transversal, incluyendo, en su caso, el área correspondiente a la sobrecarga de uso.
 - En tableros de tipo celosía, la media ponderada de las alturas de los centros de gravedad de las diferentes áreas que compongan el primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta a la componente horizontal del viento transversal, incluyendo en su caso, el área correspondiente a la sobrecarga de uso.
- El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del tablero.

4.2.5.2 Empuje provocado por el viento longitudinal

Se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente (dirección Y) sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, pretilos y barandillas).

Este empuje longitudinal será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal (dirección X), multiplicado por un coeficiente reductor. El valor de dicha fracción será:

- 25% para los elementos sólidos (tableros tipo cajón, losa o vigas, sistemas de contención no permeables, pantallas anti-ruido, sobrecarga de uso, etc.). Para el cálculo de este empuje longitudinal no se considerará la reducción debida a la inclinación de las almas en los tableros de alma llena.
- 50% para los elementos que presenten huecos (tableros tipo celosía, sistemas de contención permeables, barandillas y, en su caso, sobrecargas de uso).

El coeficiente reductor, será el definido por la expresión:

$$1 - \left[\frac{7}{c_o \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] \Phi[L/L(z)]$$

donde:

c_o factor de topografía definido en el apartado 4.2.2

$$\Phi [L/L(z)] = 0,230 + 0,182 \ln [L/L(z)]$$

siendo: $0 \leq \Phi [L/L(z)] \leq 1$

L longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal [m]. Se tomará igual a la longitud total del puente

$L(z)$ longitud integral de la turbulencia [m] definida por:

$$L(z) = \begin{cases} 300(z_{min}/200)^\alpha & \text{para } z < z_{min} \\ 300(z/200)^\alpha & \text{para } z_{min} \leq z \leq 200 \\ 300 & \text{para } z > 200 \end{cases}$$

z altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o de la cota mínima del nivel de agua bajo el puente [m]

z_o, z_{min} coeficientes definidos en la tabla 4.2-b

α coeficiente definido en la tabla 4.2-d

Tabla 4.2-d Coeficiente α según el tipo de entorno

Tipo de entorno	α
0	0,38
I	0,44
II	0,52
III	0,61
IV	0,67

4.2.6 EMPUJE DEL VIENTO SOBRE PILAS

El empuje se obtendrá en función del área de referencia y el coeficiente de fuerza adecuado a la forma de su sección transversal. En la figura 4.2-b se indican los coeficientes de fuerza de las secciones de cálculo más usuales.

En pilas de sección rectangular con aristas redondeadas mediante acuerdos de radio r , se podrá reducir el coeficiente de fuerza multiplicándolo por el factor:

$$1 - 2,5 r/h \geq 0,5$$

siendo h la dimensión transversal definida en dicha figura.

Para secciones de pila no incluidas en la figura 4.2-b, se adoptará un valor del coeficiente de fuerza c_f contrastado por la experiencia u obtenido mediante ensayos en túnel aerodinámico. Para secciones sin superficies cóncavas, se podrá adoptar un valor de $c_f = 2,2$ sin necesidad de justificación mediante ensayos.

Las pilas de sección variable, o aquellas en las que el coeficiente de exposición $c_e(z)$ varíe apreciablemente a lo largo de su altura, se dividirán en tramos, adoptando en cada uno el valor correspondiente del coeficiente de exposición $c_e(z)$, del área de referencia A_{ref} y del coeficiente de fuerza c_f .

Se tomará como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

Cuando en las pilas no se puedan despreciar las sollicitaciones de torsión debidas al viento, se considerará que el empuje sobre la superficie considerada actúa con una excentricidad respecto a su eje de 1/10 de la anchura de dicha superficie.

La dirección del viento a considerar en los cálculos será la que se indica en el apartado 4.2.4.

4.2.7 EMPUJE DEL VIENTO SOBRE OTROS ELEMENTOS DEL PUENTE

El empuje de viento sobre sistemas de contención y barandillas permeables, se obtendrá a partir del área de referencia y del coeficiente de fuerza específico de cada uno de sus elementos. Para las secciones no incluidas en la *figura 4.2-b*, el coeficiente de fuerza de cada uno de ellos $c_{f,x}$ se tomará igual a 2,2 salvo que se justifique adecuadamente otro valor más preciso.

Se tomará como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

El cálculo del empuje de viento sobre otros elementos del puente tales como cables, péndolas o los sistemas de iluminación y señalización, se realizará también a partir de las áreas de referencia y los coeficientes de fuerza indicados en la *figura 4.2-b*. En este caso será necesario tener en cuenta el empuje sobre todos los elementos sin considerar posibles efectos de apantallamiento.

4.2.8 CÁLCULO SIMPLIFICADO DEL EMPUJE EN TABLEROS Y PILAS

En puentes de menos de 40 m de luz (medida entre ejes de apoyos) y de menos de 20 m de altura máxima de pila, podrá considerarse únicamente el viento transversal, con los valores de empuje unitario F_w / A_{ref} indicados en las *tablas 4.2-e* y *4.2-f*, siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

$$c_{f,x} \leq 1,8 \text{ en tableros}$$

$$c_{f,x} \leq 2,2 \text{ en pilas}$$

$$c_o = 1,0$$

$$c_{prob} \leq 1,04$$

Tabla 4.2-e Empujes unitarios en puentes con altura de pila: $H_{max} \leq 10 \text{ m}$

Tipo de entorno (apartado 4.2.2)	Empuje sobre tablero [kN/m ²]			Empuje sobre pilas [kN/m ²]		
	$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$
0	2,58	2,78	3,21	3,16	3,40	3,93
I	2,29	2,47	2,85	2,79	3,01	3,47
II	1,94	2,09	2,41	2,37	2,56	2,95
III	1,47	1,58	1,83	1,80	1,94	2,23
IV	0,93	1,00	1,15	1,14	1,23	1,42

Tabla 4.2-f Empujes unitarios en puentes con altura de pila: $H_{max} = 20 \text{ m}$

Tipo de entorno (apartado 4.2.2)	Empuje sobre tablero [kN/m ²]			Empuje sobre pilas [kN/m ²]		
	$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$
0	2,93	3,16	3,65	3,58	3,86	4,45
I	2,64	2,85	3,29	3,23	3,48	4,02
II	2,31	2,49	2,88	2,83	3,05	3,52
III	1,88	2,03	2,34	2,29	2,47	2,85
IV	1,30	1,40	1,62	1,60	1,72	1,99

Para alturas de tableros y pilas comprendidas entre 10 m y 20 m, se podrá interpolar linealmente entre las dos tablas anteriores.

El punto de aplicación del empuje transversal será el definido en el *apartado 4.2.5.1.3*.

En la elaboración de las tablas anteriores no se ha considerado la acción del viento sobre la sobrecarga de uso; para tener en cuenta este efecto, se seguirán los criterios indicados en el *apartado 4.2.3* respecto al aumento del área expuesta.

4.2.9 EFECTOS AEROELÁSTICOS

4.2.9.1 Necesidad de comprobación

A efectos de aplicación de esta Instrucción, no será necesario comprobar los efectos aeroelásticos en puentes y pasarelas que cumplan simultáneamente las tres condiciones siguientes:

- Luz inferior a 200 m en puentes y a 100 m en pasarelas.
- Luz efectiva (máxima distancia entre puntos de momento flector nulo bajo la acción del peso propio) menor que 30 veces el canto.
- Anchura del tablero superior a 1/10 de la distancia entre puntos de momento transversal nulo bajo la acción del viento transversal.

Aunque no se cumpla alguna de las tres condiciones anteriores, tampoco será necesario comprobar los efectos aeroelásticos en puentes o pasarelas en los que concurren las dos circunstancias siguientes:

- Luz menor de 80 m, y
- Frecuencia fundamental de flexión vertical mayor de 2 Hz.

4.2.9.2 Criterios de comprobación

El estudio de los posibles efectos aeroelásticos deberá contemplar al menos los efectos de divergencia torsional, desprendimiento de torbellinos, vibraciones divergentes por galope o flameo y por bataneo.

Las comprobaciones a realizar para cada uno de estos efectos serán las siguientes:

- *Divergencia torsional.* La velocidad crítica de inestabilidad deberá ser superior a dos veces la velocidad media de proyecto a la altura del tablero, $2v_m(z)$.
- *Desprendimiento de torbellinos.* No se considerará este efecto si la velocidad crítica de desprendimiento de torbellinos es superior a uno coma veinticinco veces la velocidad media de proyecto a la altura del tablero, $1,25v_m(z)$. Si no se cumple esta condición, será necesario determinar la amplitud máxima de las oscilaciones resultantes y comprobar que los desplazamientos, las aceleraciones y los esfuerzos no sobrepasan los valores permitidos en estado límite de servicio para la sobrecarga de uso. Además, será necesario comprobar la seguridad de la estructura frente a la fatiga producida por estas oscilaciones.
- *Vibraciones divergentes por galope.* La mínima velocidad crítica de inestabilidad deberá ser superior a uno coma veinticinco veces la velocidad media de proyecto a la altura del tablero, $1,25v_m(z)$.
- *Vibraciones divergentes por flameo.* La mínima velocidad crítica de inestabilidad deberá ser superior a uno coma veinticinco veces la velocidad punta de proyecto a la altura del tablero, $1,25v_c(z)$, siendo la velocidad punta:

$$v_c(z) = \sqrt{c_e(z)} v_b(T)$$

- *Bateo.* Se determinarán los valores máximos de desplazamientos, aceleraciones y esfuerzos y se comprobará que no se sobrepasan los valores permitidos en estado límite de servicio para la sobrecarga de uso. Además, será necesario comprobar la seguridad de la estructura frente a la fatiga producida por estas oscilaciones.

La determinación de todos los valores citados anteriormente deberá hacerse por cálculos numéricos suficientemente contrastados o ensayos en túnel de viento.

El ensayo en túnel de viento será en cualquier caso preceptivo en puentes de más de 200 m de luz y en pasarelas de más de 100 m de luz. También será preceptivo cuando, mediante los análisis efectuados, no se confirme la ausencia de efectos aeroelásticos de importancia. El proyectista deberá definir el alcance de los ensayos en túnel de viento de forma que sirvan para verificar la seguridad y funcionalidad de la estructura. La utilización de métodos numéricos para modelizar el flujo de aire sólo será admisible si éstos se restringen a la obtención de conclusiones de tipo cualitativo o si se han contrastado o calibrado con ensayos en túnel de viento para la misma sección de tablero (salvo modificaciones de detalle) y en las condiciones de turbulencia correspondientes al proyecto.

La comprobación de los efectos aeroelásticos deberá hacerse también para los estados de construcción del puente, siguiendo los mismos criterios expuestos en este apartado y teniendo en cuenta que la velocidad básica del viento, la configuración estructural (y, por tanto, las frecuencias) y el amortiguamiento pueden ser diferentes respecto a los correspondientes a la estructura completa.

4.2.9.3 Comprobaciones simplificadas

En el caso de puentes de menos de 200 m de luz y pasarelas de menos de 100 m de luz, las comprobaciones de los efectos aeroelásticos podrán efectuarse de forma simplificada según se recoge en este apartado. Estas fórmulas pueden aplicarse también al caso de arcos exentos durante las fases de construcción.

A los efectos únicamente de estas comprobaciones simplificadas, se podrán estimar las frecuencias de vibración por métodos aproximados indicados a continuación:

- Frecuencia fundamental de flexión:

$$f_B = 0,18 \sqrt{g / v}$$

siendo:

- v flecha máxima de la estructura [m] bajo la acción de la carga permanente actuando en la misma dirección y sentido que el modo de vibración esperado
- g aceleración de la gravedad, igual a 9,8 m/s²

- Frecuencia fundamental de torsión:

$$f_T = 1 / \sqrt{32 \theta}$$

siendo θ el giro máximo del tablero [rad] bajo la acción de un momento torsor uniformemente distribuido, igual al producto del momento de inercia másico polar por una aceleración angular de 1 rad/s² y aplicado en el sentido del giro de torsión del modo de vibración esperado.

4.2.9.3.1 Divergencia torsional

Se podrá descartar que se produzcan fenómenos de divergencia torsional si se cumple la condición:

$$7,3 f_T r \sqrt{\frac{m}{\rho B^2}} \geq 2v_m$$

donde:

- f_T frecuencia del primer modo de vibración de torsión del puente [Hz]
- r radio de giro másico del tablero [m]
- m masa unitaria del tablero [kg/m]
- ρ densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 kg/m³
- B ancho de la sección [m]
- v_m velocidad media del viento [m/s]

4.2.9.3.2 Desprendimiento de torbellinos

Si la primera frecuencia de flexión vertical medida en Hz es superior a (7,5/h), en donde h es el canto de la sección en metros, se considera que el puente no va a estar sometido a vibraciones apreciables por desprendimiento de torbellinos y no será necesario realizar más comprobaciones relativas a este efecto.

En caso contrario, se calculará el número de Scruton:

$$S_c = \frac{2 \delta_s m}{\rho h^2}$$

y se comprobará que es superior a los dos valores siguientes:

$$S_c \geq 2600 \frac{B}{l} \quad S_c \geq 2100 \frac{f_B^2 B}{g}$$

donde:

- δ_s amortiguamiento logarítmico estructural, cuya relación con el índice de amortiguamiento ξ , expresado como porcentaje respecto del amortiguamiento crítico, es la siguiente:

$$\delta_s = \frac{2 \pi}{100} \xi$$

- m masa unitaria del tablero [kg/m]
 ρ densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 kg/m³
 h canto de la sección [m]
 B anchura del tablero [m]
 l el menor de los dos valores siguientes: luz del puente o distancia entre dos puntos consecutivos de momento flector nulo ante la acción del peso propio [m]
 f_B frecuencia del primer modo de vibración de flexión vertical [Hz]
 g aceleración de la gravedad, igual a 9,8 m/s²

Como valores medios del índice de amortiguamiento podrán adoptarse los que figuran en la *tabla 4.2-g*.

Tabla 4.2-g Valores orientativos del índice de amortiguamiento (en porcentaje)

Tipo de estructura	ξ [%]
Acero	0,4
Mixta	0,6
Hormigón pretensado	1,0
Hormigón armado	1,5

4.2.9.3.3 Oscilaciones divergentes por galope y flameo

- Se podrá descartar el riesgo de oscilaciones divergentes en el plano vertical si se cumple la condición:

$$\frac{m \delta_s f_B}{\rho h} \geq 1,25 v_m$$

siendo los parámetros m , δ_s , f_B , ρ y h los que se definen en el *apartado 4.2.9.3.2*.

- Se podrá descartar el riesgo de oscilaciones divergentes de torsión (flameo) si se cumple la condición:

$$5 f_T B \geq 1,25 v_c$$

donde:

- f_T frecuencia del primer modo de torsión del tablero [Hz]
 B anchura del tablero [m]

- Se podrá descartar el riesgo de oscilaciones divergentes acopladas de flexión y torsión (flameo clásico) si se cumple la condición:

$$1,8 f_T B \left[1 - 1,1 \left(\frac{f_B}{f_T} \right)^2 \right]^{1/2} \sqrt{\frac{m r}{\rho B^3}} \geq 1,25 v_c$$

con el significado de las variables definido en los *apartados 4.2.9.3.1 y 4.2.9.3.2*.

4.2.9.3.4 Oscilaciones producidas por las ráfagas (bataneo)

Se podrán despreciar los efectos de estas oscilaciones cuando se cumpla la condición:

$$\frac{f_B L(z)}{v_m} \geq 3$$

donde:

- $L(z)$ longitud integral de la turbulencia [m], según *apartado 4.2.5.2*
 f_B frecuencia del primer modo de vibración vertical del tablero [Hz]
 v_m velocidad media del viento, según *apartado 4.2.2*

En caso de no cumplirse la condición anterior será necesario estudiar el efecto dinámico de las ráfagas en combinación con los efectos de su tamaño en relación con la longitud del puente sometida a la acción del viento.

4.3 ACCIÓN TÉRMICA

4.3.1 ACCIÓN TÉRMICA EN TABLEROS

A efectos de aplicación de esta Instrucción, para evaluar el efecto de la acción térmica se considerarán los siguientes tipos de tablero:

- Tipo 1: Tableros de acero con sección transversal en cajón, viga armada o celosía
- Tipo 2: Tableros mixtos compuestos por acero estructural y hormigón armado o pretensado (conectados de forma que ambos materiales trabajen de forma solidaria)
- Tipo 3: Tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas o cajones

Los valores representativos de la acción térmica se evaluarán considerando la componente uniforme de temperatura y las componentes de la diferencia de temperatura vertical y horizontal.

4.3.1.1 Componente uniforme de la temperatura del tablero

4.3.1.1.1 Temperatura máxima y mínima del aire

Para calcular los efectos de la componente uniforme de temperatura se partirá del valor de la temperatura del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente.

El valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra T_{max} depende del clima del lugar y de la altitud y, para un periodo de retorno de 50 años (lo que equivale a una probabilidad anual de ser excedido de 0,02), será el que se indica en el mapa de isotermas de la *figura 4.3-a*.

Como valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra T_{min} se tomará, para un periodo de retorno de 50 años, el que se deduce de la *tabla 4.3-a* en función de la altitud del emplazamiento y de la zona climática invernal que se deduce del mapa de la *figura 4.3-b*.

Para periodos de retorno diferentes de 50 años, se deben de ajustar los valores de $T_{max,p}$ y $T_{min,p}$ según las expresiones siguientes (que se encuentran representadas en la *figura 4.3-c*):

$$T_{max,p} = T_{max} \left\{ k_1 - k_2 \ln \left[-\ln(1-p) \right] \right\}$$
$$T_{min,p} = T_{min} \left\{ k_3 + k_4 \ln \left[-\ln(1-p) \right] \right\}$$

Siendo p el inverso del periodo de retorno y considerando para los coeficientes los valores: $k_1 = 0,781$; $k_2 = 0,056$; $k_3 = 0,393$ y $k_4 = 0,156$.

Para situaciones persistentes, se considerará un periodo de retorno de 100 años ($p=0,01$).

Para situaciones transitorias, se tomarán los periodos de retorno indicados en la *tabla 4.2-a*, salvo que se justifiquen adecuadamente otros valores.

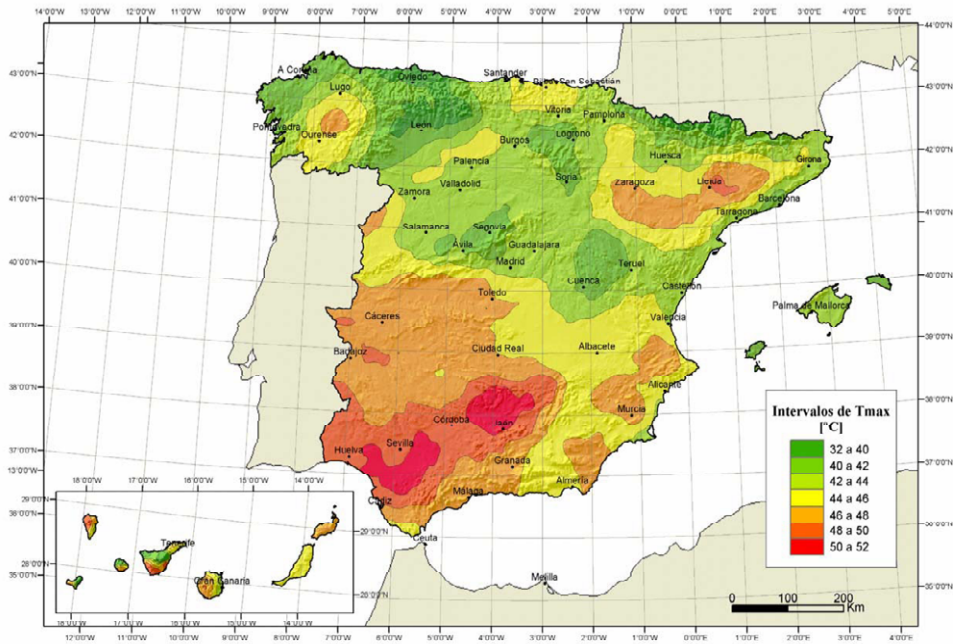


Figura 4.3-a Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, T_{max} [°C]
(Coincide con el mapa correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

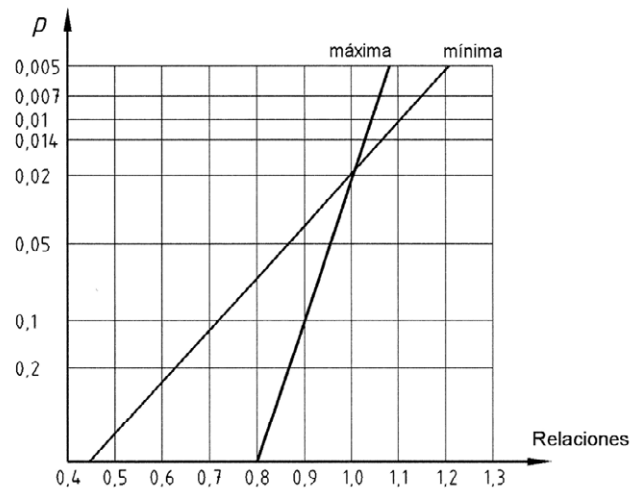
Tabla 4.3-a Temperatura mínima anual del aire, T_{min} [°C]
(Coincide con la tabla correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

Altitud [m]	Zona de clima invernal (según figura 4.3-b)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10



Figura 4.3-b Zonas climáticas de invierno

(Coincide con el mapa correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

Figura 4.3-c Relaciones $T_{max,p} / T_{max}$ y $T_{min,p} / T_{min}$

4.3.1.1.2 Componente uniforme de temperatura

La componente uniforme de la temperatura del tablero, también denominada *temperatura efectiva* (temperatura media de la sección transversal), tendrá un valor mínimo $T_{e,min}$ y un valor máximo $T_{e,max}$ que se determinarán a partir de la temperatura del aire, mediante las expresiones siguientes:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

donde:

T_{min} valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno según se indica en el apartado 4.3.1.1.1

T_{max} valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno según se indica en el apartado 4.3.1.1.1.

Con los valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ indicados en la tabla 4.3-b.

Tabla 4.3-b Valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ para el cálculo de la componente uniforme de temperatura

Tipo de tablero	ΔT_{min} [°C]	ΔT_{max} [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

En el caso de celosías y vigas armadas de acero, el valor de $\Delta T_{e,max}$ definido en la tabla 4.3-b para tableros Tipo 1, puede reducirse en 3 °C.

Para la determinación de los efectos debidos a la componente uniforme de temperatura, se emplearán los valores del coeficiente de dilatación térmica lineal indicados en la tabla 4.3-c, a menos que, mediante ensayos o estudios más detallados, se justifiquen otros valores.

Tabla 4.3-c Valores del coeficiente de dilatación térmica lineal α_T ($\times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$)

Material	α_T ($\times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$)
Acero inoxidable	16
Acero estructural, hierro dulce o fundición ⁽¹⁾	12
Hormigón ⁽²⁾	10

(1) En estructuras mixtas, el coeficiente de dilatación lineal del acero estructural puede tomarse igual al del hormigón: $\alpha_T = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

(2) En el caso de hormigón con áridos ligeros: $\alpha_T = 7 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

4.3.1.1.3 Rango de la componente uniforme de temperatura

La variación de la componente uniforme de temperatura ocasionará, en una estructura sin coacción al movimiento, un cambio en la longitud del elemento. Teniendo en cuenta lo indicado en el apartado anterior, el rango de variación de la componente uniforme de temperatura en el tablero será:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min}$$

A partir de los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura y a partir de la temperatura inicial T_0 (temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento), se obtendrán los rangos de variación térmica que permitan determinar la contracción y la dilatación máximas del tablero, según lo indicado en los párrafos siguientes.

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción $\Delta T_{N,con}$ será:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación $\Delta T_{N,exp}$ será:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

En caso de que no sea posible establecer la temperatura inicial T_0 del elemento en el momento de coaccionar su movimiento, ésta se tomará igual a la temperatura media de dicho elemento durante el periodo de construcción y, en ausencia de esta información, podrá tomarse un valor $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$.

El dimensionamiento de los aparatos de apoyo y de las juntas de dilatación se realizará considerando como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con} + 15) \text{ }^\circ\text{C}$, y como máxima variación de dilatación de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,exp} + 15) \text{ }^\circ\text{C}$.

Podrá considerarse como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con}+5)$ °C y como máxima variación de dilatación el valor de $(\Delta T_{N,exp}+5)$ °C, en los casos siguientes:

- En los apoyos, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto reajustar, una vez concluida la ejecución, las holguras de los apoyos para una temperatura igual a T_0 .
- En el caso de la junta de dilatación, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto realizar una operación de reglado de la misma previamente a su colocación.

En el cálculo de los recorridos de apoyos y de juntas se tendrán en cuenta las posibles variaciones de sustentación horizontal del tablero a lo largo de la construcción, puesto que pueden afectar a la magnitud y al sentido de los desplazamientos horizontales a considerar en función de la ubicación del *punto fijo* en cada fase de construcción.

4.3.1.2 Componente de la diferencia de temperatura

4.3.1.2.1 Diferencia vertical

a) *Puentes de acero (Tipo 1) y puentes de hormigón (Tipo 3)*

A lo largo de un periodo de tiempo determinado, el calentamiento y enfriamiento de la cara superior del tablero da lugar a una variación de temperatura en la altura de la sección transversal que tendrá un valor de máximo calentamiento (cara superior más caliente) y un valor de máximo enfriamiento (cara superior más fría).

El efecto de la diferencia vertical de temperatura se debe considerar mediante el empleo de una componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura con $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$. Estos valores son diferencias de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero.

Para tableros de acero (*Tipo 1*) o tableros de hormigón (*Tipo 3*), los valores $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$ serán los que figuran en la *tabla 4.3-d*.

Tabla 4.3-d Componente lineal de la diferencia vertical de temperatura para tableros Tipo 1 y Tipo 3

Tipo de tablero	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría
	$\Delta T_{M,heat}$ [°C]	$\Delta T_{M,cool}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
- Sección cajón	10	5
- Sección de vigas	15	8
- Sección losa	15	8

La diferencia vertical de temperatura está muy influenciada por el tipo y espesor del pavimento. Los valores dados en la *tabla 4.3-d* corresponden a un espesor de pavimento de 50 mm. Para espesores diferentes, será necesario aplicar un factor corrector k_{sur} dado en la *tabla 4.3-e*.

Tabla 4.3-e Coeficiente k_{sur} de influencia del tipo y espesor de pavimento

Espesor del pavimento	Tablero Tipo 1		Tablero Tipo 3	
	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría
	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Sin impermeabilización ni pavimento	0,7	0,9	0,8	1,1
Con impermeabilización y sin pavimento ⁽¹⁾	1,6	0,6	1,5	1,0
50 mm	1,0	1,0	1,0	1,0
100 mm	0,7	1,2	0,7	1,0
150 mm	0,7	1,2	0,5	1,0

(1) Estos valores representan valores límite superiores para superficies de color oscuro

b) *Puentes mixtos (Tipo 2)*

El efecto de la diferencia vertical de temperatura en tableros mixtos (*Tipo 2*) se considerará mediante una diferencia en la temperatura de las secciones parciales de acero y de hormigón.

A efectos de aplicación de esta Instrucción, se considerarán condiciones de *calentamiento* aquéllas que originan una ganancia de calor de la sección parcial de acero respecto de la de hormigón. Por el contrario, condiciones de *enfriamiento* serán las que dan lugar a una pérdida de calor de la sección parcial de acero respecto de la de hormigón.

En general, en una sección mixta, se producen diariamente las dos condiciones, independientemente de la estación del año. Durante el día, las secciones parciales de acero están más calientes que las secciones parciales de hormigón, exista o no soleamiento, y durante la noche sucede lo contrario, las secciones parciales de acero presentan menor temperatura que las secciones parciales de hormigón.

En las condiciones de *calentamiento*, se considerará que la sección parcial de acero tiene un incremento $\Delta T_{M,heat} = +18$ °C respecto a la sección parcial de hormigón (ya sea losa superior u hormigón de fondo).

En las condiciones de *enfriamiento*, se considerará que la sección parcial de acero tiene un incremento $\Delta T_{M,cool} = -10$ °C respecto a la sección parcial de hormigón (ya sea losa superior u hormigón de fondo).

En ambos casos, calentamiento o enfriamiento, la diferencia de temperatura $\Delta T_{M,heat}$ ó $\Delta T_{M,cool}$ supone sobre la sección mixta completa una componente uniforme y una componente equivalente lineal de diferencia de temperatura vertical. El valor de la componente uniforme de temperatura producido por $\Delta T_{M,heat}$ ó $\Delta T_{M,cool}$, no se debe tener en cuenta en ninguna comprobación, al haberse incluido ya en el rango de variación de la acción definida en el *apartado 4.3.1.1*, por lo que sólo se considerará el efecto de la diferencia vertical de temperatura lineal equivalente.

Para la determinación de los efectos debidos a la componente lineal equivalente de la diferencia vertical de temperatura producida por $\Delta T_{M,heat}$ ó $\Delta T_{M,cool}$ en una sección mixta, se emplearán los valores de los coeficientes de dilatación lineal α_T definidos en la *tabla 4.3-c*, considerando para el acero estructural un coeficiente de dilatación lineal de $\alpha_T = 12 \times 10^{-6}$ °C⁻¹.

4.3.1.2.2 Diferencia horizontal

La diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección transversal del tablero puede dar lugar a una diferencia horizontal de temperatura. Este hecho se produce en tableros que presentan una orientación próxima a la este-oeste, con mayor soleamiento general en la cara sur, pero también se produce en puentes con orientación próxima a la norte-sur, con un mayor soleamiento en el lado este al amanecer con un máximo en los meses de verano, y en el lado oeste al atardecer con un máximo en los meses de invierno.

En aquellos casos en que esta acción pueda dar lugar a efectos estructurales o funcionales significativos, se considerarán los valores característicos de la diferencia de temperatura entre las dos caras laterales extremas del tablero definidos en la *tabla 4.3-f*, donde l_v es la longitud del voladizo y h_a es la proyección del paramento lateral del tablero sobre el plano vertical.

Tabla 4.3-f Diferencia transversal de temperatura entre las dos caras externas del tablero

Tableros Tipo 1 y Tipo 2		Tableros Tipo 3	
$l_v \leq 2 h_a$	$l_v > 2 h_a$	$l_v \leq 2 h_a$	$l_v > 2 h_a$
18 °C	-	5 °C	-

4.3.1.2.3 Diferencia local en paredes de secciones cajón de hormigón

En los grandes puentes de hormigón con sección cajón, en los que pueden aparecer diferencias significativas de temperatura entre las caras interior y exterior de las almas del cajón (por ejemplo, los situados en emplazamientos donde puedan producirse cambios bruscos de la temperatura ambiente exterior), se tendrá en cuenta dicho efecto considerando una diferencia lineal de temperatura entre ambas caras. A falta de datos específicos, se podrá adoptar una diferencia de 15 °C.

4.3.1.3 Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura

Si debido al esquema estructural, es necesario tener en cuenta la actuación simultánea de la variación de la componente uniforme, $\Delta T_{N,exp}$ o $\Delta T_{N,con}$, y la diferencia de temperatura, $\Delta T_{M,heat}$ o $\Delta T_{M,cool}$, ambas componentes se combinarán de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$\Delta T_M + \omega_N \Delta T_N$$

$$\omega_M \Delta T_M + \Delta T_N$$

con $\omega_N = 0,35$ y $\omega_M = 0,75$

Estas expresiones dan lugar a ocho posibles formas de considerar la concomitancia de las distintas componentes de la acción térmica, de las que se elegirán las que den lugar a los efectos más desfavorables para el elemento en estudio.

4.3.2 ACCIÓN TÉRMICA EN PILAS

Se deberán considerar los efectos de la acción térmica en las pilas, cuando puedan dar lugar a la aparición de reacciones o movimientos en los elementos adyacentes o en la propia pila.

Cuando las diferencias de temperatura puedan dar lugar a efectos significativos, se considerará, para pilas de hormigón tanto huecas como macizas, una diferencia lineal de temperatura de 5 °C entre caras externas opuestas. Para los tabiques de las pilas de hormigón huecas, se considerará, además, una diferencia lineal de temperatura entre las caras interna y externa de 15 °C.

En pilas metálicas o mixtas, el proyectista analizará la necesidad de considerar una diferencia de temperatura entre caras externas y una diferencia de temperatura entre la cara interna y externa de una sección hueca.

4.3.3 DIFERENCIAS DE TEMPERATURA UNIFORME ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Cuando las diferencias en la componente uniforme de temperatura de diferentes tipos de elementos estructurales puedan producir efectos adversos, se tendrán en cuenta según lo indicado en este apartado.

Los efectos de la diferencia de temperatura entre distintos elementos estructurales se considerarán simultáneamente con los producidos por la variación de la componente uniforme de temperatura de todos los elementos.

4.3.3.1 Diferencias en puentes con tirantes o péndolas

En el caso de puentes constituidos por tableros atirantados o que contengan péndolas metálicas, se considerará una diferencia entre la temperatura uniforme de los tirantes o péndolas y la temperatura uniforme del resto de los elementos del puente (pilono, arco o tablero) con el valor siguiente:

- Diferencia positiva: $T_{\text{tirantes}} - T_{\text{resto puente}} = +20 \text{ °C}$
- Diferencia negativa: $T_{\text{tirantes}} - T_{\text{resto puente}} = -10 \text{ °C}$

En caso de que los tirantes o péndolas se proyecten pintados de color claro (poco absorbente de la luz solar), se podrá reducir la diferencia positiva indicada hasta un mínimo de 10 °C.

En caso de que en el puente coexistan elementos metálicos y de hormigón o mixtos (por ejemplo, tablero de hormigón y pilono metálico), se entenderá que la diferencia de temperatura anterior es la que se produce entre los tirantes o péndolas y el elemento que sufra menor variación de la temperatura uniforme (en el ejemplo, el tablero de hormigón).

4.3.3.2 Diferencias en puentes con arcos o pilonos

En el caso de puentes arco o de puentes atirantados, se considerará una diferencia de temperatura uniforme entre el tablero y el arco o el pilono, que será la que resulte de aplicar lo indicado en el *apartado 4.3.1.1.2* tanto al tablero como al resto de elementos estructurales (arco o pilono), asimilándolos a un tablero.

En cualquier caso, se supondrá una diferencia de temperatura entre arco o pilono y tablero superior a $\pm 15 \text{ °C}$, es decir:

$$|T_{\text{arco o pilono}} - T_{\text{tablero}}| \geq 15 \text{ °C}$$

4.4 NIEVE

En general, sólo será necesario considerar la sobrecarga de nieve en puentes situados en zonas de alta montaña o durante la construcción.

De no existir datos específicos suficientes de la zona en que se ubicará el puente, se tomará como valor característico de la sobrecarga de nieve el que se indica en el *apartado 4.4.2*. Los valores recogidos en esta Instrucción no serán de aplicación en puentes situados en lugares conocidos por sus condiciones extremas de viento o nieve. En el caso de altitudes superiores a 2 200 m, será necesario un estudio específico para determinar la sobrecarga de nieve.

4.4.1 SOBRECARGA DE NIEVE EN UN TERRENO HORIZONTAL

En la *tabla 4.4-a* se indican los valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal para cada una de las siete zonas climáticas (representadas en la *figura 4.3-b*) en función de la altitud del terreno.

En la *tabla 4.4-b* figura la altitud y los valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal en las capitales de provincia y ciudades autónomas.

Tabla 4.4-a Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, s_k [kN/m²]
(Coincide con la tabla correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

Zona de clima invernal (según figura 4.3-b)							
Altitud [m]	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 4.4-b Sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal en las capitales de provincia y ciudades autónomas

(Coincide con la tabla correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

Capital	Altitud [m]	s_k [kN/m ²]	Capital	Altitud [m]	s_k [kN/m ²]	Capital	Altitud [m]	s_k [kN/m ²]
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	San Sebastian	0	0,3
Ávila	1130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	1000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lleida	150	0,5	Sevilla	10	0,2
Bilbao	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	1090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Ourense	130	0,4	Valencia	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria	520	0,7
Cuenca	1010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	650	0,4
Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

4.4.2 SOBRECARGA DE NIEVE EN TABLEROS

Como valor característico de la sobrecarga de nieve sobre tableros q_k , se adoptará el definido por la siguiente expresión:

$$q_k = 0,8 s_k$$

donde s_k es el valor característico de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, según el apartado 4.4.1.

4.4.3 ACUMULACIONES LOCALES DE NIEVE

La sobrecarga definida con la fórmula del epígrafe anterior no tiene en cuenta acumulaciones eventuales de nieve debidas, por ejemplo, a redistribuciones artificiales de la misma (equipos quitanieves). En estos casos y cuando los elementos de contención de vehículos puedan impedir la caída de la nieve fuera del tablero, se deberá considerar la nieve extendida en una anchura igual a la del tablero menos el ancho de dos carriles, con un espesor de nieve igual a la altura del elemento de contención.

El peso específico de la nieve suele ser variable y, en general, aumenta con el tiempo transcurrido desde la nevada y depende de la zona y la altitud. Como peso específico medio durante el periodo en que la sobrecarga de nieve es máxima, se podrán adoptar los valores que se indican en la *tabla 4.4-c*.

Tabla 4.4-c Peso específico medio de la nieve en función de la altitud

Altitud, H [m]	γ [kN/m ³]
$2\ 000 \geq H \geq 1500$	3,3
$1500 > H \geq 1000$	2,7
$1000 > H \geq 800$	2,0
$H < 800$	1,5

4.5 OTRAS ACCIONES VARIABLES

4.5.1 ACCIÓN DEL AGUA

4.5.1.1 Empuje hidrostático

La acción hidrostática se valorará a partir de un peso específico del agua igual a 9,8 kN/m³. En el caso de elementos sumergidos se estimará la subpresión con el mismo peso específico.

4.5.1.2 Empuje hidrodinámico

El empuje debido a corrientes de agua y arrastres se calculará mediante la expresión siguiente:

$$E = \left[\frac{1}{2} \rho v^2(T) \right] c_f A(T)$$

donde:

- E empuje total [N]
- ρ densidad del agua, igual a 1000 kg/m³
- $v(T)$ velocidad de la corriente correspondiente al caudal de avenida de periodo de retorno de T años [m/s].
- c_f coeficiente de fuerza (o de arrastre) de la sección que soporta el empuje de la corriente, según la *figura 4.2-b*; en el caso de una sección circular, el valor límite de $\phi v_b(T) \sqrt{c_s(z)} = 6$ m²/s definido en la *figura 4.2-b*, se debe sustituir por $\phi v(T) = 0,4$ m²/s
- $A(T)$ área de la superficie del elemento proyectada sobre un plano perpendicular a la corriente, correspondiente a la sección mojada de la avenida de periodo de retorno de T años [m²]

Para situaciones persistentes, se adoptará un periodo de retorno de 100 años. Si se considera necesario evaluar este empuje para periodos de retorno mayores de 100 años, la acción se considerará como accidental.

En el caso de que exista alguna posibilidad razonable de que algunos elementos flotantes puedan quedar retenidos por las pilas o el tablero del puente, se considerará su influencia a efectos de determinar el valor del coeficiente de fuerza c_f y del área de la superficie proyectada.

4.5.2 OTRAS SOBRECARGAS EN SITUACIONES TRANSITORIAS

Se tendrán en cuenta todas las acciones debidas a equipos, maquinaria, material almacenado, etc., que sea previsible que actúen durante la construcción o durante algún periodo de la vida en servicio de la estructura, considerando siempre su actuación sobre el esquema resistente que corresponda en ese momento.

El valor de las sobrecargas de construcción consideradas en los cálculos deberá figurar expresamente en los planos del proyecto, así como la exigencia de que ese valor no sea superado.

5 ACCIONES ACCIDENTALES (A)

5.1 IMPACTOS

5.1.1 IMPACTO DE VEHÍCULOS DE CARRETERA CONTRA UN ELEMENTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE O PASARELA

A efectos de aplicación de esta Instrucción, el impacto de un vehículo de carretera contra las pilas o elementos de sustentación del puente o pasarela se asimilará a la actuación de una fuerza estática cuya resultante se encuentra situada a la altura más desfavorable entre 0,5 m y 1,5 m sobre la superficie del pavimento. Esta carga podrá considerarse aplicada sobre una superficie o zona de choque de 0,5 m de altura por 1,5 m de anchura (o la anchura del propio elemento si es menor). El valor de la fuerza estática horizontal equivalente será:

- En la dirección del tráfico 1000 kN
- En la perpendicular a la dirección del tráfico 500 kN

Se considerará que ambas acciones no actúan de forma simultánea.

No será necesario considerar la acción del impacto de vehículos contra un elemento de sustentación del puente cuando la distancia entre éste y el borde de la calzada sea superior a lo indicado al respecto en la reglamentación relativa a barreras de seguridad de la Dirección General de Carreteras, o cuando, de acuerdo con esta misma reglamentación, se disponga la protección adecuada.

El impacto contra el tablero, producido por camiones o las cargas por ellos transportadas, se asimilará a una fuerza estática de 500 kN aplicada sobre una superficie cuadrada de 0,25 m de lado. Esta fuerza se considerará horizontal y paralela a la dirección del tráfico, si el impacto se produce sobre una superficie vertical. Sobre la cara inferior del tablero, se considerará la fuerza con el mismo valor y con una inclinación de 10° sobre la superficie del pavimento en sentido ascendente.

No será necesario considerar el impacto de un vehículo contra el tablero si la altura libre bajo el mismo es mayor o igual que el gálibo vertical mínimo reglamentario o si se disponen elementos de protección dimensionados para soportar las cargas del párrafo anterior sin que se produzca afección al tablero.

5.1.2 IMPACTO CONTRA SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE VEHÍCULOS

A efectos del proyecto estructural, el impacto de un vehículo contra el sistema de contención (dispuesto conforme a la normativa vigente) se asimilará a una carga estática compuesta por una fuerza horizontal transversal y un momento de eje longitudinal concomitantes, aplicados en la zona de conexión entre el elemento de contención y la estructura.

Las fuerzas máximas que el sistema de contención puede llegar a transferir a la estructura a través del sistema de anclaje serán las correspondientes al fallo último del pretil producido por cualquier impacto concebible y serán, normalmente, superiores a las medidas durante los ensayos de impacto de vehículo a escala real definidos por la normativa vigente (UNE-EN 1317).

Se tomará para esta acción el valor nominal de las fuerzas y momentos máximos, que facilitará a estos efectos el fabricante del sistema de contención, definidos según el párrafo anterior y determinados, mediante cálculos o mediante ensayos específicos, de acuerdo con la normativa correspondiente. Si no se conociera dicha información, se tomará el valor característico de la resistencia del sistema de anclaje del pretil.

Para el dimensionamiento transversal del tablero, se considerará que, simultáneamente con esta acción accidental, actúa una fuerza vertical debida a la presencia del vehículo de valor igual a $0,75 Q_{1k}$, situada próxima a los anclajes del sistema de contención en la posición más desfavorable, siendo Q_{1k} la carga por eje del vehículo pesado correspondiente al *carril virtual 1*, indicada en la *tabla 4.1-b*. Estas acciones no se combinarán con ninguna otra acción variable.

Para el dimensionamiento local de los detalles constructivos en la zona del tablero en la que se conecta el elemento de contención, se considerará una acción accidental igual a 1,5 veces el valor de la acción indicado más arriba, con el objeto de asegurar que, bajo el impacto de un vehículo contra el pretil, el tablero no resulta dañado. A efectos de este dimensionamiento local, dicha acción accidental no se combinará con ninguna acción variable.

Además, el fabricante del sistema de contención adoptado deberá garantizar que el sistema de fijación del pretil al tablero dispone de un dispositivo *fusible* que permita la sustitución o reparación del sistema de contención dañado durante el impacto sin afectar al tablero y que asegure que las fuerzas transmitidas al mismo por los anclajes no superan las indicadas en este artículo.

5.1.3 IMPACTO DE VEHÍCULOS FERROVIARIOS

En el caso de los puentes de carretera que crucen sobre una vía de ferrocarril será necesario tener en cuenta las acciones a que pueda dar lugar la colisión de un tren contra los elementos de la subestructura del puente. El valor de dichas acciones, así como los criterios para su consideración, serán los indicados en la *Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de ferrocarril* (IAPF-07) o normativa que la sustituya.

5.1.4 IMPACTO DE EMBARCACIONES

En el caso de los puentes que crucen cursos de agua navegables, será necesario tener en cuenta las acciones a que pueda dar lugar la colisión de una embarcación contra los elementos estructurales.

Estas acciones serán función de las características geométricas (eslora, manga, calado) y másicas de la embarcación de cálculo, de su deformabilidad, de su velocidad, de la velocidad de la corriente, de la deformabilidad de la estructura y de los sistemas de defensa que se adopten.

5.2 ACCIÓN SÍSMICA (A_E)

La acción sísmica se considerará en el proyecto de puentes de acuerdo con las prescripciones recogidas en la vigente *Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes* (NCSP-07) o normativa que la sustituya.

Para la clasificación de los puentes por su importancia, exclusivamente a efectos de la aplicación de dicha Norma, se distinguirán las siguientes categorías:

a) Puentes de importancia moderada

Se podrán incluir en esta categoría aquellos puentes o estructuras en los que la consideración de la acción sísmica no sea económicamente justificable, siempre que no sean críticos para el mantenimiento de las comunicaciones. En general, los puentes de la red de carreteras del Estado no se considerarán incluidos en esta categoría, salvo que se justifique adecuadamente y se autorice de forma expresa por la Dirección General de Carreteras.

Para los puentes de importancia moderada, se tomará un factor de importancia de valor $\gamma_I = 0$.

b) Puentes de importancia normal

Son aquéllos cuya destrucción puede interrumpir un servicio necesario para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas sin que, en ningún caso, se trate de un servicio imprescindible o pueda dar lugar a efectos catastróficos.

Se incluyen en este grupo, en general, todos los puentes de la red de carreteras del Estado que no estén incluidos en la categoría de puentes de importancia especial. En concreto, son puentes de importancia normal los pasos superiores, los pasos inferiores (marcos, pórticos o bóvedas), los falsos túneles, las pasarelas y las pequeñas obras de paso pertenecientes a la red de alta capacidad, salvo que concurra alguna de las circunstancias citadas en el apartado siguiente.

c) Puentes de importancia especial

Son aquéllos cuya destrucción puede interrumpir un servicio imprescindible después de haber ocurrido un terremoto, o aumentar los daños del mismo por efectos catastróficos. Se considerarán incluidos en este grupo los que así estime la autoridad competente y, al menos, los siguientes:

- Puentes situados en las calzadas principales de la red de alta capacidad (autovías y autopistas) y en las carreteras convencionales y vías de servicio cuya IMD sea superior a 7000 vehículos/día.
- Puentes que soportan líneas de servicios básicos (conducciones eléctricas, de agua, etc.)
- Puentes situados en los accesos principales a núcleos urbanos y puentes urbanos situados en arterias o vías principales.
- Puentes situados en vías (incluyendo los pasos superiores e inferiores sobre las mismas) que den acceso a los siguientes tipos de instalaciones:
 - Hospitales y centros sanitarios.
 - Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria.

- Instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.
- Puertos y aeropuertos de interés general del Estado.
- Edificios e instalaciones básicas de comunicaciones: radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas.
- Edificaciones donde esté previsto albergar los centros de organización y coordinación en caso de un terremoto destructivo.
- Parques de maquinaria o almacenes que alojen instrumental o maquinaria imprescindible para la ayuda inmediata.
- Grandes presas y sus instalaciones básicas.
- Edificios donde existan acumuladas materias tóxicas, inflamables o explosivas.
- Centrales nucleares o instalaciones donde se procesen materiales radiactivos.

5.3 OTRAS ACCIONES ACCIDENTALES

5.3.1 CAÍDA DE UN CARRO DE AVANCE EN FASE DE CONSTRUCCIÓN

En los puentes construidos por voladizos sucesivos, se considerarán dos hipótesis de caída del carro de avance:

- Durante la operación de desplazamiento del carro
- Durante el hormigonado o izado de una dovela

A falta de estudios más precisos, podrá considerarse que el efecto dinámico de esta acción queda cubierto añadiendo a la hipótesis de eliminación de carga (caída de material) una fuerza ascendente de valor igual al peso de la carga eliminada.

6 BASES PARA LA COMBINACIÓN DE ACCIONES

6.1 VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

El *valor representativo* de una acción es el valor de la misma utilizado para la verificación de los estados límite.

El principal valor representativo de las acciones es su valor característico, que figura en los *capítulos 3, 4 y 5* de esta Instrucción. Para las acciones variables se considerarán, además, otros valores representativos, según se especifica en este apartado.

6.1.1 VALOR REPRESENTATIVO DE LAS ACCIONES PERMANENTES

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k o G_k^* .

En el caso del peso del pavimento y de tuberías u otros servicios situados en el puente, se tomarán dos valores característicos, $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, definidos en el *apartado 3.1.2*.

Para las acciones permanentes de valor no constante, definidas conforme al *apartado 3.2*, el valor característico será el correspondiente al instante t en el que se realiza la comprobación.

6.1.2 VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES VARIABLES

Para cada una de las acciones variables, excepto el tren de carga de fatiga, además de su valor característico, indicado en el *capítulo 4*, se considerarán los siguientes valores representativos, según la comprobación de que se trate:

- *Valor de combinación* $\psi_0 Q_k$: Será el valor de la acción cuando actúe con alguna otra acción variable, para tener en cuenta la pequeña probabilidad de que actúen simultáneamente los valores más desfavorables de varias acciones independientes.

Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite últimos en situación persistente o transitoria y de estados límite de servicio irreversibles.

- *Valor frecuente* $\psi_1 Q_k$: Será el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante un periodo de corta duración respecto a la vida útil del puente. Corresponde a un periodo de retorno de una semana.

Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite últimos en situación accidental y de estados límite de servicio reversibles.

- Valor casi-permanente $\psi_2 Q_k$: Será el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Este valor se utilizará también en las comprobaciones de estados límite últimos en situación accidental y de estados límite de servicio reversibles, además de en la evaluación de los efectos diferidos.

El tren de carga para fatiga tendrá un único valor representativo coincidente con el indicado en el apartado 4.1.5.

El valor de los factores de simultaneidad ψ será diferente según la acción de que se trate. Se adoptarán los valores recogidos en la tabla 6.1-a.

Tabla 6.1-a Factores de simultaneidad ψ

Acción		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales	0	0	0	
	gr 3, Peatones	0	0	0	
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0	
	Sobrecarga de uso en pasarelas	0,4	0,4	0	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{Sn,k}$	0,8	0	0	
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0	

- (1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (apartado 6.3.1.3), para la cual se tomará igual a 0,2.

6.1.3 VALOR REPRESENTATIVO DE LAS ACCIONES ACCIDENTALES

Para las acciones accidentales se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor nominal definido en el capítulo 5. En el caso de la acción sísmica, se considerará lo que se indica sobre el particular en la Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes (NCSP-07) o normativa que la sustituya.

6.2 VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

El valor de cálculo de una acción se obtiene multiplicando su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial γ_F .

Los coeficientes γ_F tendrán valores diferentes según la situación de proyecto de que se trate (bien persistente o transitoria, bien accidental o sísmica) y según el estado límite objeto de comprobación (equilibrio de la estructura o comprobaciones resistentes).

Los valores de coeficientes dados en los apartados siguientes, tienen en cuenta las incertidumbres tanto en la estimación del valor representativo de las acciones como en la modelización del efecto de las acciones.

6.2.1 VALOR DE CÁLCULO PARA COMPROBACIONES EN ELU

6.2.1.1 En situación persistente o transitoria

6.2.1.1.1 Comprobaciones de equilibrio (EQU)

Se adoptarán los valores de los coeficientes parciales γ_F indicados en la *tabla 6.2-a*.

*Tabla 6.2-a Coeficientes parciales para las acciones γ_F
(para la comprobación del ELU de equilibrio)*

Acción		Efecto	
		Estabilizador	Desestabilizador
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0	1,5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

(1) Los valores de 0,9 y 1,1 podrán sustituirse por 0,95 y 1,05 respectivamente, si se prevé la colocación de sistemas de control que permitan conocer, durante la ejecución de la obra, el valor de las fuerzas de desequilibrio y si se pueden adoptar las medidas correctoras necesarias para mantener este valor dentro de los límites que garanticen la seguridad de todos los elementos de la estructura afectados por esta acción. Los equipos y sistemas de control deberán ser definidos y valorados en los diferentes documentos del proyecto, de forma que sea preceptiva su instalación en la obra, incluyéndose una descripción detallada de las medidas correctoras que deberán adoptarse caso de ser necesarias.

(2) Por acciones climáticas se entiende la acción térmica, el viento y la nieve.

6.2.1.1.2 Comprobaciones resistentes (STR)

Se adoptarán los valores de los coeficientes parciales γ_F indicados en la *tabla 6.2-b*.

*Tabla 6.2-b Coeficientes parciales para las acciones γ_F
(para las comprobaciones resistentes)*

Acción		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

- (1) El coeficiente $\gamma_G = 1,2$ será de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.
- (2) El coeficiente $\gamma_G = 1,3$ se aplicará al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.
- (3) El coeficiente $\gamma_G = 1,35$ corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor $\gamma_G = 1,2$ corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

Para aplicar los diferentes valores de los coeficientes γ_F se tendrán en cuenta las prescripciones siguientes:

- Para las acciones permanentes de valor constante G, los coeficientes $\gamma_G = 1,0$ y $\gamma_G = 1,35$ se aplicarán a la totalidad de la acción del mismo origen, según su efecto total sea favorable o desfavorable, respectivamente.
- En el caso de la carga de pavimento, se considerará para la totalidad de la acción:
 - El valor representativo inferior $G_{k,inf}$ ponderado por $\gamma_G = 1,0$ cuando su efecto sea favorable.
 - El valor representativo superior $G_{k,sup}$ ponderado por $\gamma_G = 1,35$ cuando su efecto sea desfavorable.
- Cuando la comprobación resistente pueda ser muy sensible a variaciones de las acciones permanentes de una a otra parte de la estructura (como, por ejemplo, en un puente en construcción mediante voladizos sucesivos), se considerará además el criterio complementario siguiente:
 - Para la parte favorable de la acción: $\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$ con $\gamma_{G,inf} = 0,9$
 - Para la parte desfavorable de la acción: $\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$ con $\gamma_{G,sup} = 1,1$
- Se considerará la acción hiperestática producida por el pretensado P_1 , teniendo en cuenta el valor de la fuerza de pretensado $P_{k,t}$ en el instante t en que se realiza la comprobación, aplicando los coeficientes parciales aquí especificados.
- Para la acción del pretensado P_2 que, según el apartado 3.2.1.1, se trata como acción asociada a las cargas permanentes, además del criterio de mayoración de la *tabla 6.2-b* (según el cual se

aplica a la acción del pretensado los mismos coeficientes que a las acciones permanentes que se quieren contrarrestar), se considerarán los siguientes criterios complementarios:

- Criterio complementario 1:

$$\gamma_{G^*} = 0,95 \quad \text{para la acción del pretensado } P_2$$

$$\gamma_G = 1,05 \quad \text{para las acciones permanentes contrarrestadas por } P_2$$

- Criterio complementario 2:

$$\gamma_{G^*} = 1,05 \quad \text{para la acción del pretensado } P_2$$

$$\gamma_G = 0,95 \quad \text{para las acciones permanentes contrarrestadas por } P_2$$

Se adoptará para el cálculo el resultado más desfavorable de los obtenidos aplicando los tres criterios aquí definidos.

Los dos últimos criterios complementarios no serán aplicables para aquellos casos en que la flexibilidad del tablero sea tal que un desequilibrio entre las acciones mencionadas produzca deformaciones apreciables que puedan ser detectadas y corregidas mediante un adecuado control. Este hecho deberá ser debidamente justificado en el proyecto.

- Para todas las acciones debidas a movimientos impuestos (retracción, fluencia, asentos, efectos térmicos,...) se deberá considerar, al evaluar los esfuerzos producidos por las mismas, su posible reducción debido a la pérdida de rigidez de la estructura en ELU.
- El efecto de las acciones debidas a movimientos impuestos podrá ignorarse en ELU cuando, de acuerdo con la normativa específica correspondiente a cada material, la estructura tenga suficiente ductilidad y así se acredite en el proyecto.

6.2.1.1.3 Comprobaciones de fatiga (FAT)

Teniendo en cuenta que las comprobaciones de fatiga están profundamente vinculadas al material estructural, los coeficientes parciales serán los recogidos por la normativa específica que corresponda.

6.2.1.2 En situación accidental

Tanto para las comprobaciones de equilibrio (EQU) como resistentes (STR), se considerarán directamente como valores de cálculo los definidos para las acciones debidas a impactos y para otras acciones accidentales en los *apartados* 5.1 y 5.3, respectivamente.

6.2.1.3 En situación sísmica

Tanto para las comprobaciones de equilibrio (EQU) como resistentes (STR), se considerará como valor de cálculo de la acción sísmica el definido por la vigente *Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes* (NCSP-07) o normativa que la sustituya.

6.2.2 VALOR DE CÁLCULO PARA COMPROBACIONES EN ELS

Para las comprobaciones en estado límite de servicio, se adoptarán los valores de los coeficientes parciales γ_F indicados en la *tabla 6.2-c*.

Tabla 6.2-c Coeficientes parciales para las acciones γ_F (ELS)

Acción		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G^*)	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

(1) Para la acción del pretensado se tomarán los coeficientes que indique la EHE-08 o normativa que la sustituya. En la tabla figuran los valores que la EHE-08 recoge para el caso de estructuras postesas. En el caso de estructuras pretesas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

Para la acción del pretensado P_2 que, según el *apartado 3.2.1.1*, se trata como acción asociada a las cargas permanentes, además del criterio de ponderación indicado en la *tabla 6.2-c* (según el cual se aplica a la acción del pretensado los mismos coeficientes que a las acciones permanentes que se quieren contrarrestar), se considerarán los siguientes criterios complementarios:

- Criterio complementario 1:

$$\gamma_{G^*} = 0,95 \quad \text{para la acción del pretensado } P_2$$

$$\gamma_G = 1,05 \quad \text{para las acciones permanentes contrarrestadas por } P_2$$

- Criterio complementario 2:

$$\gamma_{G^*} = 1,05 \quad \text{para la acción del pretensado } P_2$$

$$\gamma_G = 0,95 \quad \text{para las acciones permanentes contrarrestadas por } P_2$$

Se adoptará para el cálculo el resultado más desfavorable de los obtenidos aplicando los tres criterios aquí definidos.

Los dos últimos criterios complementarios no serán aplicables para aquellos casos en que la flexibilidad del tablero sea tal que un desequilibrio entre las acciones mencionadas produzca deformaciones apreciables que puedan ser detectadas y corregidas mediante un adecuado control. Este hecho deberá ser debidamente justificado en el proyecto.

6.3 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Para cada situación de proyecto se identificarán las hipótesis de carga críticas y, para cada una de ellas, el valor de cálculo del efecto de las acciones (ver *apartado 2.3.3*) se obtendrá combinando las acciones que puedan actuar simultáneamente, según los criterios generales que se indican en este apartado.

Las combinaciones de acciones para las comprobaciones de fatiga serán las indicadas en la normativa específica correspondiente a cada material estructural.

6.3.1 COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELU

Las combinaciones de acciones a tener en cuenta para las verificaciones en ELU, excluida la fatiga, serán las indicadas a continuación.

6.3.1.1 En situación persistente o transitoria

La combinación de acciones se hará de acuerdo con la expresión siguiente (*combinación fundamental*):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

donde:

- $G_{k,j}$ valor característico de cada acción permanente
- $G_{k,m}^*$ valor característico de cada acción permanente de valor no constante
- $Q_{k,1}$ valor característico de la acción variable dominante
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante
- γ_G, γ_Q coeficientes parciales

Deberán realizarse tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando, en cada una de ellas, una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

Al combinar las diferentes acciones variables, se tendrán en cuenta las prescripciones siguientes:

- La sobrecarga de uso estará representada, para su combinación con el resto de las acciones, mediante los grupos de cargas definidos en la *tabla 4.1-c*, que son excluyentes entre sí.
- Cuando se considere el viento transversal sobre el tablero, se considerará la actuación simultánea de la componente vertical del viento y el momento de vuelco correspondiente, definidos en el *apartado 4.2.5.1*.
- Cuando se considere el viento longitudinal sobre el tablero, según el *apartado 4.2.5.2*, no se considerará la actuación simultánea del viento transversal, ni el empuje vertical, ni el momento de vuelco correspondiente.
- La concomitancia de la componente uniforme de temperatura y de la componente de diferencia de temperatura se regirá por lo expuesto en el *apartado 4.3.1.3*.
- Cuando se considere la acción del viento como predominante, no se tendrá en cuenta la actuación de la sobrecarga de uso.
- Cuando se considere la sobrecarga de uso como predominante, se considerará el viento concomitante correspondiente, con las indicaciones que figuran en el *apartado 4.2.3*.
- Cuando se considere el grupo de cargas de tráfico *gr 2* (fuerzas horizontales con su valor característico), no se considerará la actuación del viento ni de la nieve.
- No se considerará la acción simultánea del viento y de la acción térmica.
- En general, no se considerará la acción simultánea de la carga de nieve y la sobrecarga de uso salvo en zonas de alta montaña, en cuyo caso se estudiará para el proyecto concreto la distribución espacial y la concomitancia de ambas acciones.

6.3.1.2 En situación accidental

La combinación de acciones en situación accidental se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_d$$

donde:

- $G_{k,j}$ valor representativo de cada acción permanente
- $G_{k,m}^*$ valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes
- A_d valor de cálculo de la acción accidental

En general, en situación accidental, no se considerará la actuación del viento ni de la nieve.

Cuando la situación accidental esté provocada por un impacto contra el sistema de contención de vehículos, se tendrá en cuenta lo expuesto en el *apartado 5.1.2*, respecto a la combinación con otras acciones.

6.3.1.3 En situación sísmica

La combinación de acciones en situación sísmica se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{2,1} Q_{k,1} + A_{Ed}$$

donde:

- $G_{k,j}$ valor representativo de cada acción permanente
- $G_{k,m}^*$ valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ valor casi-permanente de la sobrecarga de uso (según *tabla 6.1-a*)
- A_{Ed} valor de cálculo de la acción sísmica

6.3.2 COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELS

Según el estado límite de servicio que se vaya a verificar, se adoptará uno de los tres tipos de combinación de acciones indicados a continuación.

- Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación, que coincide formalmente con la combinación fundamental de ELU, se utiliza en general para la verificación de ELS irreversibles.

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles.

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación se utiliza también para la verificación de algunos ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos.

Serán también de aplicación las prescripciones recogidas en el *apartado 6.3.1.1*.

7 CRITERIOS PARA LA COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

7.1 CRITERIOS FUNCIONALES RELATIVOS A FLECHAS

7.1.1 ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES

Se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera los valores siguientes:

$L/1000$ en puentes de carretera

$L/1200$ en pasarelas o en puentes con zonas peatonales

siendo L la luz del vano.

En tableros suspendidos o atirantados, arcos de tablero inferior o estructuras asimilables, deberá tomarse como L la distancia entre puntos de inflexión de la deformada para la hipótesis de carga considerada.

Podrán admitirse valores ligeramente superiores a los valores límite anteriores si, mediante un estudio del comportamiento dinámico de la estructura, se comprueba que la amplificación de las deformaciones estáticas y el nivel de vibraciones del tablero, bajo el paso de sobrecargas móviles, se mantienen dentro de los valores admisibles (ver *apartado 7.2*).

En tableros con voladizos laterales importantes, o con flexibilidad transversal en secciones coincidentes con juntas de dilatación, se deberá comprobar que la flecha vertical máxima en la sección transversal de junta, bajo la actuación de la sobrecarga de uso frecuente, es menor que 5 mm o que el valor límite especificado por el fabricante de la junta.

7.1.2 CONTRAFLECHAS DE EJECUCIÓN

En puentes metálicos y mixtos, y en puentes de hormigón con luces importantes o montajes evolutivos, así como en aquellos casos en los que se produzcan deformaciones instantáneas o diferidas que puedan afectar a la apariencia o a la funcionalidad de la estructura, el proyecto deberá definir unas contraflechas

de ejecución tales que, para la totalidad de la carga permanente y la mitad de los efectos reológicos, la geometría de la estructura se ajuste al máximo a la rasante teórica de proyecto.

Las contraflechas de ejecución serán en general verticales aunque en ciertos casos puede ser necesario definir, además, contraflechas horizontales o contragiros transversales de la sección (en puentes curvos, por ejemplo).

En las secciones de apoyo y en las secciones de unión entre tramos de montajes evolutivos, el proyecto deberá definir los contragiros de ejecución que permitan garantizar, respectivamente, la adecuada nivelación de los aparatos de apoyo y sus cuñas y la correcta ejecución de las uniones, soldadas o atornilladas, entre tramos.

El proyecto definirá las distintas fases de montaje y puesta en carga de la estructura para las que se han obtenido las contraflechas y contragiros de ejecución. Cualquier variación del proceso o secuencias de montaje, respecto de lo establecido en proyecto, exigirá una nueva evaluación de las citadas contraflechas y contragiros.

Las deformaciones parásitas debidas al soldeo, en puentes metálicos y mixtos, o a las condiciones reales de ejecución del puente, deberán contrarrestarse mediante el seguimiento y adopción de medidas correctoras, durante las diferentes fases de ejecución, para minimizar las desviaciones de la geometría final (longitudinal y transversal) de la estructura respecto de la rasante teórica de proyecto.

Se comprobará que, bajo la actuación de la totalidad de las cargas permanentes y de las deformaciones diferidas, la geometría final del puente será tal que no se producen zonas de acumulación de agua, teniendo en cuenta el sistema de drenaje proyectado para la plataforma.

7.2 CRITERIOS FUNCIONALES RELATIVOS A VIBRACIONES

En este apartado se recogen los criterios de confort a tener en cuenta en el proyecto de pasarelas y puentes con zonas peatonales, en relación con las vibraciones producidas por el tráfico.

Queda fuera del ámbito de este apartado el estudio de los efectos dinámicos inducidos por el viento en tableros, cables, péndolas, etc. En el caso de elementos cuya seguridad resistente o a fatiga pueda ser sensible a estos efectos, su comprobación se efectuará en el marco de la verificación de los estados límite últimos.

En general, se considerará verificado el estado límite de servicio de vibraciones cuando las aceleraciones máximas que puedan producirse en cualquier zona transitada por peatones no superen ciertos valores límite.

En tableros con voladizos laterales esbeltos, además del comportamiento dinámico general de la estructura, será necesario tener también en cuenta el comportamiento local de los voladizos y la posible interacción entre ambos.

Para los análisis dinámicos de puentes y pasarelas en condiciones de servicio, se adoptarán, salvo justificación específica alternativa, los valores medios del índice de amortiguamiento que figuran en la *tabla 4.2-g*.

7.2.1 ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES EN PUENTES CON ZONAS PEATONALES

En general, con las salvedades indicadas en este apartado, se considerará verificado el estado límite de servicio de vibraciones si se cumple el criterio de limitación de las flechas verticales establecido en el *apartado 7.1.1*.

Será necesario comprobar mediante estudios dinámicos el nivel de vibraciones en puentes de carretera con zonas peatonales, en los siguientes casos:

- Cuando se proyecten tableros en los que no se satisface el estado límite de deformaciones según el *apartado 7.1.1*
- Aunque cumplan el estado límite de deformaciones según el *apartado 7.1.1*:
 - en puentes urbanos con condiciones de tráfico peatonal intenso
 - en puentes con voladizos laterales transitables esbeltos
 - en puentes de tipologías estructurales singulares o nuevos materiales

En estos casos se comprobará, mediante un análisis dinámico, que la aceleración vertical máxima bajo el paso de un camión de 400 kN de peso sobre la plataforma, a distintas velocidades: de 20 a 80 km/h con incrementos de 10 en 10 km/h, no supere los valores límite, función del nivel de confort exigido, que se establecen para el caso de pasarelas.

En el caso de tableros de puentes con voladizos laterales esbeltos sometidos a tráfico peatonal intenso, se deberán asimismo cumplir los límites de confort establecidos para las pasarelas bajo los efectos inducidos por el tráfico peatonal según el *apartado 7.2.2*.

7.2.2 ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES EN PASARELAS PEATONALES

En general, con las salvedades indicadas en este apartado, se considerará verificado el estado límite de servicio de vibraciones en pasarelas peatonales si sus frecuencias naturales se sitúan fuera de los dos rangos que figuran a continuación:

- Rango crítico para vibraciones verticales y longitudinales: de 1,25 a 4,60 Hz
- Rango crítico para vibraciones laterales: de 0,50 a 1,20 Hz

En aquellas pasarelas cuyas frecuencias naturales se encuentren dentro de estos rangos, será necesario efectuar estudios dinámicos específicos para asegurar los requisitos de confort de los peatones.

En cualquier caso, con independencia del valor de las frecuencias naturales, también será necesario comprobar mediante estudios dinámicos la adecuada respuesta vibratoria de las pasarelas cuando se produzca alguna de las circunstancias siguientes:

- Luz superior a 50 m
- Anchura útil superior a 3,0 m
- Tipología estructural singular o nuevos materiales
- Ubicación en zona urbana donde sea previsible un tráfico intenso de peatones o exista riesgo de concentración de personas sobre la propia pasarela

Los requisitos de confort se establecerán en el proyecto de forma razonada en función de la categoría de la pasarela (zona urbana con tráfico peatonal intenso, uso medio, baja utilización en zona rural, etc.) y de la situación de proyecto considerada (tipo de tráfico peatonal asociado a su probabilidad de ocurrencia). Como referencia, podrán adoptarse los valores límite de aceleraciones que figuran en la tabla siguiente.

Tabla 7.2-a Valores de referencia de aceleraciones para el confort de los peatones

Grado de confort	Rangos de aceleraciones	
	Verticales	Laterales
Máximo	< 0,50 m/s ²	< 0,10 m/s ²
Medio	0,50 a 1,00 m/s ²	0,10 a 0,30 m/s ²
Mínimo	1,00 a 2,50 m/s ²	0,30 a 0,80 m/s ²
No aceptable	>2,50 m/s ²	> 0,80 m/s ²

Los modelos de carga dinámica considerados deberán ser representativos de las condiciones de tráfico previstas para las distintas situaciones de proyecto analizadas, contemplando la densidad de los flujos peatonales, el ritmo de sus movimientos, la sincronización entre peatones, etc.

8 PRUEBAS DE CARGA

Todo puente proyectado de acuerdo con esta Instrucción deberá ser sometido a pruebas de carga antes de su puesta en servicio, según lo indicado en el preceptivo anejo que sobre la materia incluirá todo proyecto aprobado por la Dirección General de Carreteras.

Tales pruebas de carga podrán ser estáticas o dinámicas. Las primeras serán obligatorias para aquellas obras en que alguno de sus vanos tenga una luz igual o superior a 12 m (medida entre ejes de apoyos del tablero o, para estructuras tipo marco, entre paramentos vistos de hastiales). Para luces inferiores, se podrá decidir la realización de la prueba en función de las circunstancias específicas de la estructura.

En caso de ser necesario, el proyecto de la prueba de carga será revisado y adaptado una vez finalizada la construcción del puente, para tener en cuenta los medios de carga realmente disponibles, así como para recoger en la modelización de la estructura, si fuera oportuno, las variaciones que se hayan podido producir con respecto a lo inicialmente considerado en el proyecto.

Las pruebas de carga dinámicas serán preceptivas, y así quedará recogido en el proyecto, en puentes de luces superiores a 60 m o en aquéllos cuyo diseño sea inusual, se utilicen nuevos materiales o contengan zonas de tránsito peatonal en las que se prevea que las vibraciones pueden causar molestias a los usuarios. En estos casos, en el proyecto se determinarán los parámetros dinámicos estructurales (modos principales de vibración y sus frecuencias correspondientes).

En pasarelas, las pruebas de carga dinámicas serán preceptivas cuando, de acuerdo con lo indicado en el apartado 7.2.2 de esta Instrucción, sea necesario efectuar en el proyecto un estudio específico que contemple las sollicitaciones dinámicas ejercidas por los peatones. En estos casos, además de dicho estudio, el proyecto de la pasarela incluirá el proyecto de prueba de carga dinámica (parámetros dinámicos estructurales, casos de carga, puntos de medida y valores esperados).

NOTACIÓN

Letras romanas mayúsculas

A	Acción accidental / Área de la superficie del elemento proyectada sobre un plano perpendicular a la corriente
A_d	Valor de cálculo de la acción accidental
A_{Ed}	Valor de cálculo de la acción sísmica
A_n	Área sólida neta o real (descontando los huecos) que el elemento de barlovento presenta al viento
A_{ref}	Área de referencia para el cálculo del empuje en la dirección del viento
$A_{ref,z}$	Área en planta del tablero
A_{tot}	Área bruta o total (sin descontar huecos) del elemento de barlovento delimitada por su contorno externo
B	Anchura total del tablero
C_d	Valor límite del efecto de las acciones para un ELS
E_d	Valor de cálculo del efecto de las acciones
$E_{d,dst}$	Valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras
$E_{d,sbt}$	Valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras
F_w	Empuje horizontal del viento
$F_{w,z}$	Empuje vertical del viento
G	Acción permanente de valor constante o, abreviadamente, acción permanente
G^*	Acción permanente de valor no constante
G_k^*	Valor característico de una acción permanente de valor no constante
G_k	Valor característico de una acción permanente
$G_{k,inf}$	Valor característico inferior de una acción permanente
$G_{k,sup}$	Valor característico superior de una acción permanente
L	Longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal del viento
$L(z)$	Longitud integral de la turbulencia
P	Fuerza de pretensado
P_1	Fuerza de pretensado inducida por los elementos colocados dentro del contorno de la sección estructural de hormigón (pretensado interior), o fuera de la sección pero dentro del canto del tablero (pretensado exterior)
P_2	Fuerza de pretensado inducida a través de elementos diferenciados en el esquema estructural (tirantes, péndolas, pretensado exterior fuera del canto, etc.)
$P_{k,t}$	Valor característico de la fuerza de pretensado en el instante t
Q	Acción variable
Q_{fk}	Valor característico de la fuerza horizontal longitudinal debida a la sobrecarga de uso en pasarelas
Q_{fvk}	Valor característico de la carga vertical puntual debida a la sobrecarga de uso en pasarelas
Q_{ik}	Valor característico de la carga de uno de los ejes del vehículo pesado situado en el carril virtual i ($i = 1, 2, \dots$)
Q_k	Valor característico de una acción variable
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable dominante
Q_{ik}	Valor característico de la fuerza longitudinal debida al frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos

Q_{tk}	Valor característico de la fuerza transversal centrífuga generada por los vehículos en los puentes de planta curva
Q_{trk}	Valor característico de la fuerza de derrape y transversal de frenado
R_d	Valor de cálculo de la resistencia
S_c	Número de Scruton
T	Periodo de retorno
T_0	Temperatura del elemento en el momento de coaccionar su movimiento
$T_{e,máx}$	Valor máximo de la componente uniforme de la temperatura del tablero
$T_{e,min}$	Valor mínimo de la componente uniforme de la temperatura del tablero
$T_{máx}$	Temperatura máxima del aire a la sombra con una probabilidad anual de ser excedida de 0,02 (equivalente a un periodo de retorno medio de 50 años)
T_{min}	Temperatura mínima del aire a la sombra con una probabilidad anual de ser excedida de 0,02 (equivalente a un periodo de retorno medio de 50 años)

Letras romanas minúsculas

c_{dir}	Factor direccional del viento
$c_e(z)$	Coefficiente de exposición en función de la altura z
c_f	Coefficiente de fuerza
$c_{f,x}$	Coefficiente de fuerza en la dirección X
$c_{f,z}$	Coefficiente de fuerza en la dirección vertical Z
c_o	Factor de topografía
c_{prob}	Factor de probabilidad para el cálculo de la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de T años
$c_r(z)$	Factor de rugosidad
c_{season}	Factor estacional del viento
f_B	Frecuencia fundamental de flexión
f_T	Frecuencia fundamental de torsión
g	Aceleración de la gravedad
h_a	Proyección del paramento lateral del tablero sobre el plano vertical
h_{eq}	Altura equivalente
h_p	Altura protegida u ocultada por el elemento de barlovento
k_l	Factor de turbulencia
k_r	Factor del terreno
k_{sur}	Factor corrector de la diferencia vertical de temperaturas en el tablero en función del tipo y espesor del pavimento
l_v	Longitud del voladizo del tablero
$l_v(z)$	Intensidad de la turbulencia a una altura z
n_l	Número de carriles virtuales en que se divide la plataforma
ρ	Probabilidad anual de excedencia (equivalente a un periodo de retorno de $1/\rho$ años)
q_b	Presión de la velocidad básica del viento
q_{fk}	Valor característico de la carga horizontal uniformemente distribuida debida a la sobrecarga de uso en pasarelas
q_{ik}	Valor característico de la sobrecarga uniforme debida al tráfico de vehículos en el carril virtual i ($i = 1, 2, \dots$)

q_k	Valor característico de la sobrecarga de nieve sobre tableros
$q_p(z)$	Presión de la velocidad punta del viento a una altura z sobre el terreno
q_{rk}	Valor característico de la sobrecarga uniforme debida al tráfico de vehículos en el área remanente de la plataforma
r	Radio del eje del tablero en planta / Radio de giro másico del tablero
s	Distancia horizontal entre las superficies de dos elementos, proyectadas sobre un plano perpendicular a la dirección del viento
s_k	Valor característico de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal
s_r	Espaciamiento relativo entre el elemento de barlovento y el de sotavento
$v(T)$	Velocidad de la corriente para una avenida de un periodo de retorno de 100 años
v_b	Velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años
$v_b(T)$	Velocidad básica del viento para un periodo de retorno de T años
$v_{b,0}$	Velocidad básica fundamental del viento
$v_m(z)$	Velocidad media del viento a una altura z sobre el terreno
w	Anchura de la plataforma del tablero del puente
w_l	Anchura de cada carril virtual en que se divide la plataforma
z	Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente
z_0	Longitud de la rugosidad
z_{min}	Altura mínima

Letras griegas

α_T	Coefficiente de dilatación térmica lineal
γ	Peso específico
γ_A	Coefficiente parcial para las acciones accidentales
γ_F	Coefficiente parcial para las acciones
γ_G	Coefficiente parcial para las acciones permanentes
γ_{G^*}	Coefficiente parcial para las acciones permanentes de valor no constante
γ_I	Factor de importancia
γ_Q	Coefficiente parcial para las acciones variables
δ_s	Amortiguamiento logarítmico estructural
η	Coefficiente de ocultamiento
λ	Relación de solidez correspondiente al elemento de barlovento más próximo
μ_a	Coefficiente de rozamiento adverso, referido a un aparato de apoyo deslizante
$\mu_{máx}$	Máximo coeficiente de rozamiento del aparato de apoyo deslizante
μ_r	Coefficiente de rozamiento favorable, referido a un aparato de apoyo deslizante
ξ	Índice de amortiguamiento
ρ	Densidad
ψ_0	Factor de simultaneidad para obtener el valor de combinación de una acción variable
$\psi_0 Q_k$	Valor de combinación de una acción variable
ψ_1	Factor de simultaneidad para obtener el valor frecuente de una acción variable
$\psi_1 Q_k$	Valor frecuente de de una acción variable

ψ_2	Factor de simultaneidad para obtener el valor casi-permanente de una acción variable
$\psi_2 Q_k$	Valor casi-permanente de una acción variable
ω_M	Factor reductor de la diferencia vertical de temperatura cuando es concomitante con la máxima componente uniforme de temperatura
ω_N	Factor reductor de la componente uniforme de temperatura cuando es concomitante con la máxima diferencia vertical de temperatura
$\Delta T_{e,max}$	Diferencia entre la máxima temperatura uniforme del tablero y la temperatura máxima del aire
$\Delta T_{e,min}$	Diferencia entre la mínima temperatura uniforme del tablero y la temperatura mínima del aire
$\Delta T_{M,cool}$	Diferencia lineal de temperatura entre la fibra superior e inferior del tablero en situación de máximo enfriamiento (fibra superior más fría)
$\Delta T_{M,heat}$	Diferencia lineal de temperatura entre la fibra superior e inferior del tablero en situación de máximo calentamiento (fibra superior más caliente)
ΔT_N	Rango de variación de la componente uniforme de temperatura en el tablero
$\Delta T_{N,con}$	Máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción
$\Delta T_{N,exp}$	Máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación

GLOSARIO

Acción	Toda causa capaz de originar una sollicitación o efecto en la estructura
Acción accidental (A)	Acción de corta duración cuya probabilidad de actuación durante la vida útil de la estructura es pequeña, pero cuyos efectos pueden ser considerables
Acción dinámica	Acción que puede originar oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura
Acción directa	Fuerza aplicada sobre la estructura
Acción estática o casi estática	Acción que no provoca oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura
Acción fija	Acción que se aplica siempre en la misma posición
Acción indirecta	Aceleración o deformación impuesta a la estructura
Acción libre	Acción que puede actuar en diferentes posiciones sobre la estructura
Acción permanente de valor constante (G)	Acción que está presente en todo momento y que es constante en posición y magnitud, para una situación de proyecto determinada
Acción permanente de valor no constante (G[^])	Acción que está presente en todo momento pero cuya magnitud no es constante
Acción reológica	Deformación provocada por efecto de la retracción o de la fluencia
Acción variable (Q)	Acción externa a la estructura que puede actuar con diferentes valores o no actuar
Acción variable concomitante	Acción variable que actúa simultáneamente con la acción variable dominante (puede tener el valor casi-permanente, frecuente o de combinación)
Acción variable dominante	Acción variable que, para el efecto en estudio, da lugar al resultado más desfavorable
Acera	Franja longitudinal de la vía, elevada o no, destinada al tránsito peatonal
Altura equivalente	La obtenida al añadir al canto del tablero (en el caso de un tablero de vigas o varios cajones, se considerará únicamente el elemento de mayor canto) la altura de cualquier elemento no estructural que sea no permeable al viento o, en el caso de considerar la presencia de la sobrecarga de uso, la altura de ésta o la de cualquier elemento funcional opaco más alto situado a barlovento de dicha sobrecarga
Arcén	Franja longitudinal pavimentada, contigua a la calzada, no destinada al uso de vehículos automóviles más que en circunstancias excepcionales
Área de referencia	Proyección del área sólida expuesta de un elemento sobre el plano perpendicular a la dirección del viento
Área remanente	Diferencia entre el área total de la plataforma del tablero y la suma de las áreas de los carriles virtuales, a efectos de la aplicación del modelo de sobrecarga de uso
Barandilla	Antepecho compuesto, generalmente, de balaustres y barandales de poco espesor, destinado a evitar la caída de personas
Bataneo	Fenómeno aeroelástico producido por las turbulencias u otras perturbaciones del viento alrededor de una estructura, y que puede provocar efectos de vibraciones longitudinales, transversales y de torsión
Bordillo	Encintado de una acera o arcén. En esta Instrucción, el de altura superior a 150 mm sobre la calzada
Calzada	Parte de la carretera destinada a la circulación de vehículos que se compone de un cierto número de carriles
Cargas muertas	Peso de los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales

Carril	Franja longitudinal en que puede estar dividida la calzada, delimitada o no por marcas viales longitudinales, y con anchura suficiente para la circulación de una fila de automóviles que no sean motocicletas
Carril virtual	Franja longitudinal imaginaria en que se divide la plataforma del tablero y que se estima que puede transportar una fila de vehículos, a efectos de la aplicación del modelo de sobrecarga de uso
Coefficiente de fuerza	Coefficiente, también llamado coeficiente de arrastre, con el que se determina el efecto total del viento sobre la estructura
Coefficiente parcial para las acciones (γ_f)	Factor que tiene en cuenta las posibles desviaciones desfavorables de las acciones, así como las incertidumbres en la modelización de las acciones y de sus efectos
Divergencia torsional	Inestabilidad aeroelástica estática, que puede presentarse en estructuras muy alargadas, y que se produce por el aumento de la fuerza de momento aerodinámico debido al incremento del ángulo de ataque por los giros de torsión
Efecto de una acción (E)	Efecto sobre la estructura a nivel seccional, como esfuerzos, tensiones y deformaciones, o sobre la estructura a nivel global, como flechas, rotaciones o vibraciones.
ELS irreversible	ELS que, una vez superado, se mantiene de forma permanente, incluso si se elimina la acción que lo ha provocado
ELS reversible	ELS que deja de ser superado cuando desaparece la acción que lo provoca
Estado límite	Aquellas condiciones para las que puede considerarse que, de ser superadas, la estructura no cumple alguno de los requisitos de proyecto
Estado límite de servicio (ELS)	Condiciones relativas a funcionalidad, durabilidad o aspecto que, en caso de ser sobrepasadas, la estructura alcanza un estado no deseable, sin que ello suponga el colapso de la misma
Estado límite último (ELU)	Condiciones tales que, en caso de ser sobrepasadas, se produce el agotamiento o colapso de la estructura o una parte de ella
Factor de amplificación dinámico	Relación entre la respuesta de la estructura debida al efecto dinámico de una carga y la respuesta frente a la misma carga actuando de forma estática
Factores de simultaneidad (ψ)	Factores reductores del valor característico de las acciones variables para tener en cuenta la concomitancia de las mismas
Flameo	Inestabilidad aeroelástica autoinducida, característica de estructuras flexibles como por ejemplo tableros de puentes colgantes, en la que, bajo ciertas condiciones, las fuerzas de viento cambian a causa de los movimientos de la estructura. De este modo el viento modifica la rigidez y el amortiguamiento del sistema, y cuando éste pasa a ser negativo un pequeño movimiento oscilatorio se amplifica exponencialmente
Galope	Fenómeno aeroelástico autoinducido característico de estructuras muy esbeltas, como por ejemplo cables, y que se desarrolla en determinadas condiciones para las que el amortiguamiento aerodinámico puede ser negativo lo que, unido a un amortiguamiento estructural reducido, da lugar a un fuerte desarrollo de las vibraciones en la dirección perpendicular al viento por un cambio de signo del amortiguamiento total.
Luz	Distancia horizontal entre ejes de apoyo de un vano
Luz efectiva	Máxima distancia horizontal entre puntos de momento flector nulo bajo la acción del peso propio
Pasarela	Estructura para el paso, principalmente, de peatones y bicicletas, y en el que está prohibida la circulación de vehículos o trenes
Pavimento	Capas superiores de un firme, que deben resistir los esfuerzos producidos por la circulación, proporcionando a ésta una superficie de rodadura cómoda y segura
Periodo de referencia	Periodo de tiempo elegido que se usa como base para valorar estadísticamente las acciones variables y algunas acciones accidentales

Periodo de retorno	Periodo de tiempo T para el cual el valor de la acción tiene una probabilidad anual de ser excedido igual a $1/T$
Peso específico	Peso por unidad de volumen de un material
Peso propio	Peso de los elementos estructurales
Plataforma	Superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales) situada al nivel de la calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero –si éstas existen– cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretiles del tablero, para el resto de los casos
Presolicitación	Esfuerzos introducidos en una estructura antes de su puesta en servicio, con el fin de mejorar su respuesta frente al conjunto de solicitaciones a las que posteriormente se verá sometida
Pretíl	Sistema de contención de vehículos que se dispone específicamente sobre puentes y eventualmente sobre muros de sostenimiento en el lado del desnivel
PTFE	Abreviatura de politetrafluoretileno, material termoplástico utilizado por su bajo coeficiente de rozamiento
Puente de la red de carreteras del Estado	Obra de paso que soporta cualquier tipo de vía definida como de competencia estatal en la Ley 25/1988, de 29 de julio, de Carreteras y el Real Decreto 1812/1994, de 2 de septiembre, por el que se aprueba el Reglamento General de Carreteras. Su función será, por tanto, salvar una discontinuidad en un trazado para permitir el paso del tráfico rodado formado por vehículos convencionales del parque automovilístico que circula por dicha Red
Relación de solidez	Cociente entre el área sólida neta o real (descontando huecos) y el área bruta o total (sin descontar huecos) que un elemento presenta a barlovento
Rozamiento negativo	Acción que se produce sobre una cimentación profunda cuando el terreno que circunda a los pilotes asienta más que éstos, lo que provoca una compresión sobre los mismos
Situación accidental	Situación de proyecto correspondiente a condiciones excepcionales aplicables a la estructura como, por ejemplo, las provocadas por un impacto o por el fallo de algún elemento
Situación de proyecto	Conjunto de condiciones físicas que representan las condiciones reales que pueden presentarse durante un cierto intervalo de tiempo para el cual en el proyecto se va a comprobar que no se superan los estados límite pertinentes.
Situación persistente	Situación de proyecto correspondiente a las condiciones de uso normales de la estructura durante su vida útil
Situación sísmica	Situación de proyecto correspondiente a condiciones excepcionales aplicables a la estructura durante un evento sísmico
Situación transitoria	Situación de proyecto que se produce cuando las condiciones de uso o estado de la estructura son temporales como, por ejemplo, durante su construcción o reparación. Es decir, corresponde a un periodo de tiempo mucho menor que la vida útil
Tablero	Parte del puente que soporta directamente las cargas debidas al tránsito de vehículos o personas y las transmite directa o indirectamente a las pilas, estribos o muros
Temperatura uniforme	Temperatura, constante en toda la sección transversal, que gobierna la dilatación y contracción del elemento estructural (también llamada temperatura efectiva o media)
Valor característico de una acción	Valor que puede ser especificado como un valor medio, un valor nominal o mediante criterios estadísticos
Valor casi-permanente de una acción variable ($\psi_2 Q_k$)	Valor determinado de forma que el periodo de tiempo durante el cual va a ser sobrepasado es una parte importante del periodo de referencia

Valor de cálculo de una acción	Valor obtenido al multiplicar su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial γ_F
Valor de combinación de una acción variable ($\psi_0 Q_k$)	Valor determinado de forma que la probabilidad de que la combinación sea excedida es aproximadamente la misma de que lo sea el valor característico de la acción individual
Valor frecuente de una acción variable ($\psi_1 Q_k$)	Valor determinado de forma que el periodo de tiempo durante el cual va a ser sobrepasado es sólo una pequeña parte del periodo de referencia, o bien, la frecuencia con que va a ser excedido está limitada a un valor dado
Valor representativo de una acción	Valor de la misma utilizado para la verificación de un estado límite
Vehículo pesado	A efectos de la aplicación del modelo de sobrecarga de uso, el constituido por un sistema tándem, que está formado por dos ejes de dos ruedas cada uno, cuyo peso total es $2Q_{ik}$ (<i>figura 4.1.b</i>)
Velocidad básica del viento	Velocidad básica fundamental modificada para tener en cuenta la dirección del viento y la estación del año
Velocidad básica fundamental del viento	Velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, a una altura de 10 m sobre el suelo
Velocidad media del viento	Velocidad básica modificada para tener en cuenta el efecto de la rugosidad del terreno y la orografía
Vida útil	Periodo de tiempo, a partir de la fecha en que finaliza su ejecución, durante el cual la estructura debe cumplir la función para la que fue construida, contando siempre con la conservación adecuada pero sin requerir operaciones de rehabilitación

REGLAMENTACIÓN DE REFERENCIA

DOCUMENTOS REGLAMENTARIOS

- Ley 25/1988 de Carreteras, de 29 de julio (BOE del 30/7/1988)
- Reglamento General de Carreteras. Real Decreto 1812/1994, de 2 de septiembre (BOE del 23/7/1994)
- Código Técnico de la Edificación. Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo (BOE del 28/3/2006)
- Norma de construcción sismorresistente: puentes (NCSP-07). Real Decreto 637/2007, de 18 de mayo (BOE del 2/6/2007)
- Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF-07). Orden FOM/3671/2007, de 24 de septiembre (BOE del 17/12/2007)
- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08). Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio (BOE del 22/8/2008)
- Instrucción de Acero Estructural (EAE). Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo (BOE del 23/6/2011)

Normas UNE-EN / EN / ISO¹

- UNE-EN 1317/ EN 1317 Sistemas de contención para carreteras
- UNE-EN 1317-1:2011 Sistemas de contención para carreteras. Parte 1: Terminología y criterios generales para los métodos de ensayo
- UNE-EN 1317-2:2011 Sistemas de contención para carreteras. Parte 2: Clases de comportamiento, criterios de aceptación para el ensayo de impacto y métodos de ensayo para barreras de seguridad incluyendo pretilas
- EN 1317-6:2008 Road restraint systems: Pedestrian restraint systems, pedestrian parapets
- UNE-EN 1337-2:2006 Apoyos estructurales. Parte 2: Elementos de deslizamiento
- ISO 8608:1995 Mechanical vibration. Road Surface Profiles. Reporting of measures data

EUROCÓDIGOS

Eurocódigo 0: Bases de cálculo

- UNE-EN 1990:2003 Bases de cálculo de estructuras
- UNE-EN 1990:2003/A1:2010 Bases de cálculo de estructuras. Anexo A2: Aplicación en puentes

Eurocódigo 1: Acciones sobre las estructuras

- UNE-EN 1991-1-1:2003 Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios
- UNE-EN 1991-1-3:2004 Acciones generales: Cargas de nieve
- UNE-EN 1991-1-4:2007 Acciones generales: Acciones del viento
- UNE-EN 1991-1-5:2004 Acciones generales: Acciones térmicas
- UNE-EN 1991-1-6:2010 Acciones generales: Acciones durante la ejecución
- UNE-EN 1991-1-7:2010 Acciones generales: Acciones accidentales
- UNE-EN 1991-2:2004 Cargas de tráfico en puentes

¹ Se cita la norma EN ó ISO, con su título en inglés, cuando no está publicada la norma UNE-EN ó UNE-EN ISO correspondiente.