

serie normativas

Instrucciones de construcción



IAP

Instrucción sobre las acciones
a considerar en el proyecto de
puentes de carretera



Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras

serie monografías

IAP

Instrucción sobre las acciones
a considerar en el proyecto de
puentes de carretera



Ministerio de Fomento
Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes
Dirección General de Carreteras
1998

ESPAÑA. Dirección General de Carreteras

IAP: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera / Dirección General de Carreteras. - Madrid : Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 1998

79 p. : il. ; 30 cm. - (Serie normativas. Instrucciones de construcción)

PUNTES DE DE CARRETERA - Normas técnicas

624.21

625.7



Edita: Centro de Publicaciones
Secretaría General Técnica
Ministerio de Fomento ©

I.S.B.N.: 84-498-0348-9

NIPO: 161-98-037-8

Depósito Legal: M-20.641-1998

Imprime: Centro de Publicaciones

Diseño cubierta: Carmen G. Ayala

Impreso en papel reciclado

"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)"

Por Orden de 28 de febrero de 1972, del entonces Ministro de Obras Públicas, se aprobó la "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras".

La aplicación de la citada Instrucción a las numerosas actuaciones llevadas a cabo en el proyecto y construcción de puentes de carretera, ha conducido, dado su largo período de vigencia, a la acumulación de una importante experiencia.

Ello, unido al desarrollo técnico experimentado tanto en el proyecto como en la construcción de puentes, a la evolución tecnológica de los materiales y elementos constituyentes de estas estructuras, a los cambios acaecidos en el volumen y tipología del tráfico que circula por ellos y a la evolución de la normativa técnica, tanto nacional como europea e internacional, referida a acciones, ha aconsejado proceder a su revisión.

En su nueva redacción se ha considerado conveniente, en función de las circunstancias antes señaladas, referirse exclusivamente a las acciones a considerar y a la combinación de las mismas; ello supone un cambio sustancial respecto de la hasta ahora vigente, en la que, además, se cuantificaba la respuesta de la estructura en función de los materiales empleados.

En su virtud, y de conformidad con lo establecido en la Disposición adicional segunda de la Ley 25/1988, de 29 de julio, de Carreteras, y en el Artículo 29 y Disposición final única del Reglamento General de Carreteras, aprobado por Real Decreto 1812/1994, de 2 de septiembre, y cumplido el procedimiento de información en materia de normas y reglamentos técnicos establecido en la Directiva 83/189/CEE del Consejo, de 28 de marzo, y en el Real Decreto 1168/1995, de 7 de julio:

DISPONGO

Artículo Único.-

Se aprueba la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)", que figura como Anejo a la presente Orden.

Disposición Transitoria Única.-

Los proyectos que a la entrada en vigor de la presente Orden, estuviesen en fase de redacción, se regirán por la Instrucción vigente en el momento en el que se dio la orden de estudio correspondiente.

Disposición Derogatoria Única.-

Sin perjuicio de lo dispuesto en la disposición transitoria única, queda derogada la Orden de 28 de febrero de 1972, por la que se aprueba la "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras", y aquellas otras disposiciones de igual o menor rango que se opongan a lo establecido en esta Orden.

Disposición Final Única.-

La presente Orden entrará en vigor al día siguiente al de su publicación en el Boletín Oficial del Estado

Madrid, 12 de febrero de 1998

ARIAS-SALGADO MONTALVO

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 OBJETO

El objeto de la presente Instrucción es la actualización de la hasta ahora vigente "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras", aprobada por el entonces Ministro de Obras Públicas en el año 1972.

El largo período de tiempo transcurrido desde su aparición sin que haya sido objeto de revisión alguna, ha dado lugar a ciertos desfases producidos fundamentalmente por el desarrollo tecnológico acaecido en estos años. Entre las circunstancias que han tenido especial incidencia en este hecho, cabe destacar:

- Los avances técnicos, tanto en el campo del proyecto como en el de la construcción, que han originado la aparición de nuevas tipologías de puentes y, en general, un incremento de la importancia de estas estructuras (mayores luces y alturas de pilas, nuevos procesos constructivos, etc.), por lo que requieren un tratamiento más preciso y completo de las cargas que las solicitan.
- El mejor conocimiento, teórico y experimental, de los valores característicos de las acciones, en especial de las acciones térmicas, de viento y sísmicas, que hace conveniente y necesario modificar su consideración cualitativa y cuantitativa.
- La aparición en los últimos años de normativa europea al respecto, cuyo fin a corto plazo es la convergencia de las normativas de los Estados miembros de la Unión Europea y que, al modificar el tratamiento de la seguridad: coeficientes de ponderación, combinación de acciones, etc., obliga a llevar a cabo su revisión completa.

La presente Instrucción sustituye, por tanto, a la hasta ahora vigente "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras" del año 1972, y sirve de base a otra serie de normas y recomendaciones relativas a puentes de hormigón, metálicos y mixtos desarrolladas, o en fase de elaboración, por la Dirección General de Carreteras.

1.2 ÁMBITO DE APLICACIÓN

La presente Instrucción determina las clases de acciones, los coeficientes de ponderación y las combinaciones de acciones que deberán tenerse en cuenta para el proyecto de puentes de carretera cuyas luces sean inferiores a doscientos metros (< 200 m). En puentes de luces iguales o superiores a los 200 m (~ 200 m), el proyectista podrá utilizar acciones, coeficientes o combinaciones distintos a los aquí definidos, previa justificación y autorización expresa de la Dirección General de

Carreteras.

En el concepto *puentes de carretera*, se consideran incluidas las obras de paso que soportan cualquier tipo de vía definida en la Ley de Carreteras y en el Reglamento que la desarrolla, como de competencia estatal, cuya función sea 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 la presente Instrucción será de aplicación en el proyecto de obras asimilables de la red de carreteras, tales como pontones, tajeas y muros; en las pasarelas para peatones, ciclistas y/o ciclomotores que salven dicha red; y en las obras de acompañamiento, como son las escaleras y rampas de acceso.

Si el puente soportara tráfico rodado y ferroviario, se considerará la parte que de esta Instrucción sea aplicable, sometiendo siempre a la aprobación de la Dirección General de Carreteras las acciones, coeficientes y combinaciones que el proyectista considere oportuno aplicar.

Esta aprobación será también condición necesaria para poder autorizar el paso de un puente que soporte otras vías de comunicación, ya sean férreas o carreteras, sobre las vías de la Red de Carreteras del Estado.

En su aplicación estará unida al resto de la normativa que exista sobre puentes y sus materiales constituyentes.

1.3 NOTACIÓN Y UNIDADES

La notación empleada en la presente Instrucción coincide fundamentalmente con la utilizada en la normativa europea, y las unidades adoptadas corresponden al Sistema Internacional (SI).

1.4 DEFINICIONES

En el anexo de la presente Instrucción, se han incluido las definiciones de los términos utilizados en el cuerpo de este documento que no han sido objeto de definición específica en el texto del articulado.

CAPÍTULO 2 PLANTEAMIENTO DE LA INSTRUCCIÓN

La presente Instrucción se ha redactado teniendo en cuenta las líneas generales definidas en la normativa europea, y de acuerdo con los criterios básicos que a continuación se exponen:

2.1 CRITERIOS GENERALES

2.1.1 REQUISITOS FUNDAMENTALES

- Una estructura deberá 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 período de vida útil previsto, y de cumplir la función para la que ha sido construida con unos costes de mantenimiento aceptables.
- Una estructura deberá 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.

Los valores de los coeficientes de seguridad adoptados en la presente Instrucción suponen que:

- 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, y
- la estructura será adecuadamente conservada.

2.1.2 VIDA ÚTIL

Se entiende por *vida útil* de un elemento o estructura, el período de tiempo a partir de su puesta en servicio, durante el cual debe cumplir la función para la que fue construido, contando siempre con la conservación adecuada pero sin requerir operaciones de rehabilitación.

Para los puentes de carretera objeto de la presente Instrucción, se establece una vida útil de cien (100) años.

2.2 CRITERIOS DE COMPROBACIÓN

La comprobación de la estructura se planteará de acuerdo con la teoría de los estados límite, diferenciados en: estados límite de servicio y estados límite últimos, para las situaciones de cálculo de la estructura.

2.2.1 SITUACIONES DE CÁLCULO

Una *situación de cálculo de una estructura*, es aquella que se caracteriza por un período determinado de tiempo durante el que se puede considerar que todos los factores que afectan a su seguridad no varían.

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

Las situaciones consideradas en la presente Instrucción son:

- *Situaciones persistentes*, que corresponden a las condiciones de uso normales de la estructura durante su vida útil.
- *Situaciones transitorias*, que son las que se producen durante la construcción, inspección o conservación de la estructura, y para las que se considerará el correspondiente período de duración. Generalmente se podrá aceptar como tal un año.
- *Situaciones accidentales*, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables al puente. Pueden considerarse instantáneas.

2.2.2 ESTADOS LÍMITE

2.2.2.1 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

Serán aquellos tales que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir el cometido para el que fue proyectada, ya sea por razones funcionales, de durabilidad o estéticas, sin que ello suponga el colapso de la misma. A efectos de aplicación de la presente Instrucción se deberán considerar los siguientes:

- *E.L.S. de fisuración* que afecte a la durabilidad o estética del puente.
- *E.L.S. de deformación* que afecte a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que cause daño a elementos no estructurales.
- *E.L.S. 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.
- *E.L.S. de plastificaciones* en zonas localizadas de la estructura que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles.
- *E.L.S. de deslizamiento en uniones mediante tornillos de alta resistencia*.

2.2.2.2 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.)

Serán aquellos tales que, si se sobrepasan, se producirá el agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella. A efectos de la aplicación de la presente Instrucción se deberán considerar los siguientes:

- *E.L.U. de equilibrio*, por pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- *E.L.U. de rotura*, por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
- *E.L.U. de inestabilidad o pandeo*, local o general, de una parte o del conjunto de la estructura.
- *E.L.U. de fatiga*, relacionado con los daños que pueda sufrir una estructura o cualquiera de sus elementos como consecuencia de sollicitaciones variables repetidas.
- *E.L.U. de deslizamiento entre materiales que trabajen solidariamente* debido a la adherencia entre ellos, o a sistemas de conexión.
- *E.L.U. de anclaje*, caracterizado por fallo de un anclaje.

2.2.3 COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para cada estado límite se deberá verificar la condición que corresponda de las que a continuación se indican:

$$\begin{array}{l} E_d \leq C_d \\ S_d \leq R_d \end{array}$$

siendo:

E_d, S_d = valores de cálculo del efecto y la sollicitación, respectivamente, obtenidos al aplicar al modelo estructural las acciones con sus valores de cálculo, definidos en el punto 3.4 de la presente Instrucción, combinadas según las hipótesis de carga establecidas en el capítulo 4 de la misma.

C_d = valor límite del efecto de las acciones admisible para la estructura o el elemento.

R_d = resistencia de cálculo de la estructura o del elemento para el estado considerado.

A los efectos de comprobación de una estructura, los criterios establecidos en la presente Instrucción tienen por objeto definir las acciones y sus combinaciones, que sirven de base para obtener los efectos (E_d) y las sollicitaciones (S_d) que aquéllas producen en la estructura. No se tratan, por tanto, los criterios necesarios para la obtención de los valores límite de los efectos admisibles en la estructura (C_d), ni tampoco los de la resistencia de cálculo de la estructura (R_d).

CAPÍTULO 3 ACCIONES

3.1 CLASIFICACIONES Y DEFINICIONES

A efectos de aplicación de la presente Instrucción, se considerará que una acción que solicite una estructura podrá ser:

- una fuerza aplicada sobre la estructura (*acción directa*), como es el peso propio, las sobrecargas de uso, etc., o
- una deformación o una aceleración impuesta a la estructura (*acción indirecta*), como son las acciones reológicas, las térmicas, las sísmicas, etc.

Las acciones también se pueden clasificar atendiendo a:

a) Su variación en el tiempo:

- *Acciones permanentes (G)*, son las que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud, una vez que la estructura es apta para entrar en servicio (peso propio de la estructura, del pavimento y de los elementos funcionales).
- *Acciones permanentes de valor no constante (G^*)*, son las que actúan en todo momento pero cuya magnitud no es constante.

En este grupo se incluirán 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 incluirán aquí, por facilitar su tratamiento en lo referente a las combinaciones con las restantes acciones, las acciones originadas por el terreno cuya magnitud varía no en función del tiempo, sino de la interacción terreno-estructura.

- *Acciones variables (Q)*, son aquellas externas a la estructura que pueden actuar o no sobre el puente (sobrecargas de uso, acciones climáticas, etc.).
- *Acciones accidentales (A)*, son aquellas cuya posibilidad de actuación durante un "período de referencia" establecido, es pequeña, pero cuya importancia puede ser considerable en ciertas estructuras (impactos de vehículos, sismos, inundaciones, etc.).

b) Su variación espacial:

- *Acciones fijas*, aplicadas siempre en la misma posición, como es básicamente

el peso propio de todos los elementos estructurales y funcionales.

- *Acciones libres*, que pueden actuar en diferentes posiciones, como son las sobrecargas de uso.

c) La respuesta estructural que producen:

- *Acciones estáticas o casi estáticas*, que son las que no provocan oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.
- *Acciones dinámicas*, que son las que pueden originar oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.

3.2 VALOR CARACTERÍSTICO DE LAS ACCIONES

El *valor característico de una acción* es su principal valor representativo. 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 en base a criterios estadísticos, por un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser sobrepasado (por el lado de los valores más desfavorables) durante un "período de referencia" teniendo en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la situación de cálculo.

A efectos del proyecto de puentes de carretera, se considerarán como valores característicos de las acciones los establecidos en la presente Instrucción. En casos especiales, y previa justificación expresa, la Dirección General de Carreteras podrá autorizar otros valores.

De acuerdo con la clasificación realizada por su variación en el tiempo, se indica a continuación el valor característico de las acciones.

3.2.1 ACCIONES PERMANENTES (G)

Las acciones permanentes son producidas por el peso de los distintos elementos que forman parte del puente. Se clasifican en peso propio y cargas muertas.

Su valor característico se deducirá de las dimensiones de los elementos especificadas 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 relativos al del agua ($9,8 \text{ kN/m}^3$):

Fundición	7,25
Acero	7,85
Aluminio	2,70
Madera seca	0,60 a 0,90
Madera húmeda	1,05
Hormigón en masa y materiales tratados con cemento	2,40
Hormigón armado y pretensado	2,50
Fábrica de ladrillo cerámico macizo	1,80
Fábrica de ladrillo cerámico hueco	1,20
Mampostería de basalto	2,80
Mampostería de granito o caliza	2,50
Materiales granulares (zahorras, gravas y arenas)	2,00
Relleno de arcilla o tierra seca	1,60
Relleno de arcilla o tierra húmeda	2,00
Pavimento de mezcla bituminosa	2,30
Material elastomérico	1,50
Poliestireno expandido	0,03

3.2.1.1 PESO PROPIO

Esta acción es la que corresponde al peso de los elementos estructurales, y su valor característico podrá deducirse según lo indicado en el punto 3.2.1 de la presente Instrucción.

En el caso de puentes de hormigón o mixtos, si el peso específico del material que se va a utilizar en obra sobrepasa en más de un cinco por ciento (5%) al considerado en proyecto, deberá efectuarse un nuevo cálculo.

3.2.1.2 CARGAS MUERTAS

Serán las debidas al peso de los elementos no estructurales que graviten sobre los estructurales, tales como: pavimentos de calzada y aceras, dotaciones viales y de la propia estructura, servicios, etc.

El espesor máximo del pavimento bituminoso proyectado y construido sobre tableros con losa de hormigón, no será en ningún caso superior a diez centímetros (10 cm) incluida la eventual capa de regularización.

Para la determinación del valor característico de esta acción podrán adoptarse los pesos específicos indicados en el punto 3.2.1 de la presente Instrucción 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 se ha de tener en cuenta a efectos de cálculo, que para la acción

debida al pavimento se deberán considerar dos valores extremos:

- un valor inferior, determinado con los espesores teóricos definidos en el proyecto, y
- un valor superior, obtenido incrementando en 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 y/o espesores, deformabilidad, características, y cualquier otro aspecto técnico que el proyectista considere importante para la seguridad o funcionalidad de la estructura.

También se considerarán los posibles valores extremos de las acciones producidas por los servicios, como por ejemplo la acción provocada por el peso de las conducciones de agua según se consideren vacías o llenas.

3.2.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*)

3.2.2.1 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 solicitaciones 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 comprobar el valor de esta disminución para un instante de tiempo en que dicha fluencia se considere estabilizada.

3.2.2.1.1 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 la presente Instrucción se considerarán dos tipos de

acción del pretensado:

- a) En los casos en que el pretensado sea interior, es decir, dispuesto dentro de la sección de hormigón, y también en los casos en que se trate de un pretensado exterior situado dentro del canto de la sección, la acción del pretensado, que en lo sucesivo se designará por P_1 , se considerará y tratará de acuerdo con lo especificado en la vigente "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado (EP-93)" o Instrucción que la sustituya.
- b) En los casos en que el pretensado constituya un elemento diferenciado en el esquema estructural (tirantes, péndolas, pretensado exterior fuera del canto, etc.) la acción del pretensado, que en lo sucesivo se designará por P_2 , se considerará y tratará como una acción asociada a las cargas permanentes.

Esta consideración se hace debido a que la acción introducida por este tipo de pretensado, P_2 , es muy sensible a la acción de las cargas permanentes, y su magnitud depende del valor de dichas cargas sin que pueda establecerse, por tanto, independientemente de ellas.

Para que este tratamiento de la acción del pretensado 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 y garantice 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.

3.2.2.1.2 Otras presolicitaciones

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

Se resalta el hecho de que estas acciones son especialmente sensibles a la fluencia, y sólo en determinados casos serán eficaces a efectos de su consideración para la comprobación de E.L.U. de la estructura.

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

3.2.2.2 ACCIONES REOLÓGICAS

El valor característico de las acciones reológicas se obtendrá a partir de los valores característicos de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia, determinados según se indica a continuación.

3.2.2.2.1 Fluencia

La deformación debida a la fluencia de un hormigón bajo carga constante, será proporcional a la deformación elástica instantánea. El coeficiente de proporcionalidad, b_t , variará a lo largo del tiempo en función de la historia de cargas del elemento de hormigón considerado, de la humedad relativa del ambiente, del espesor o menor dimensión de la pieza, de la composición del hormigón, etc. Su valor en el instante "t" en el que sea necesario evaluar la fluencia, se obtendrá según lo especificado en la normativa vigente.

Así mismo, los efectos de la fluencia producida al someter un hormigón a solicitaciones no constantes en el tiempo (ya sean tensiones o deformaciones), se obtendrán según el procedimiento establecido en dicha normativa.

3.2.2.2.2 Retracción

La deformación debida a la retracción de un hormigón será función de la humedad relativa del ambiente, del espesor o menor dimensión de la pieza, de la cuantía de armadura, de la composición del hormigón, del tiempo transcurrido desde su puesta en obra, etc.

El valor de la deformación unitaria $\check{\zeta}_t$ en el instante "t", en el que sea necesario evaluar la retracción, se obtendrá según lo especificado en la normativa vigente.

3.2.2.3 ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO

3.2.2.3.1 Acciones sobre los elementos de la estructura

Se considerarán incluidas en este epígrafe las acciones originadas por el terreno, natural o de relleno, sobre los elementos del puente en contacto con él, fundamentalmente: estribos, muros de acompañamiento, cimentaciones, etc.

La acción del terreno sobre la estructura tendrá dos componentes: el peso sobre elementos horizontales (zapatas, encepados, etc.), y el empuje sobre elementos verticales (muros, aletas, etc.).

- El peso se determinará aplicando al volumen de terreno que gravite 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 podrá adoptar el que corresponda de los definidos en el punto 3.2.1 de la presente Instrucción.
- El empuje se determinará, de acuerdo con los conceptos geotécnicos, en función de las características del terreno y de la interacción terreno-estructura.

En ningún caso en que su actuación sea desfavorable para el efecto estudiado, el valor del empuje será inferior al equivalente empuje hidrostático de un fluido de peso específico igual a cinco kilonewtons por metro cúbico (5 kN/m³).

Si existiese alguna incertidumbre sobre la posible actuación del empuje de tierras, no se considerará en los casos en que aquel sea favorable para el efecto estudiado.

No se incluirá en este tipo de acción la posible presencia de sobrecargas de uso actuando en la coronación de los terraplenes, que pueden ocasionar un incremento de los pesos y empujes transmitidos por el terreno al elemento resistente. La actuación de estas sobrecargas se considerará como una acción variable de acuerdo con lo especificado en el punto 3.2.3.1.3 de la presente Instrucción.

3.2.2.3.2 Acciones correspondientes a movimientos del terreno bajo las cimentaciones

En el caso de asientos del terreno, sus valores se deducirán de los parámetros o condiciones establecidas en el preceptivo estudio geotécnico, teniendo en cuenta las características del terreno, la tipología y geometría de la cimentación, y las cargas transmitidas.

Se considerará además la evolución en el tiempo de dichos valores, especialmente cuando la estructura pase por fases de construcción isostáticas y de duración significativa, durante las cuales se haya podido desarrollar una proporción importante de la magnitud total del asiento.

En los casos en que sea difícil establecer, con la suficiente garantía, la previsión de la evolución del asiento, se deberán considerar, en cualquier instante "t" en el que sea necesario evaluarlo, los dos valores límite entre los que se espere vaya a fluctuar (pudiendo ser nulo el mínimo).

En el caso de cimentaciones profundas, se deberán tener en cuenta las acciones producidas por movimientos del terreno respecto a los elementos de la cimentación, en función de las diferentes rigideces del terreno y del cimiento. Entre ellas específicamente las derivadas de rozamientos negativos (asiento relativo del terreno mayor que el de los elementos de cimentación) y de empujes laterales

originados por movimientos del terreno perpendiculares al eje de los elementos de cimentación.

3.2.3 ACCIONES VARIABLES (Q)

3.2.3.1 SOBRECARGAS DE USO

Las acciones indicadas en este apartado serán de aplicación en puentes cuya anchura de plataforma del tablero sea inferior a veinticuatro metros ($< 24,0$ m). En los casos en que la plataforma del tablero sea igual o superior a veinticuatro metros ($\sim 24,0$ m), el proyectista deberá justificar y someter a la aprobación de la Dirección General de Carreteras, los valores de las sobrecargas de uso que proponga.

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, arcones, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel de calzada y comprendida: entre los bordillos de las aceras laterales del tablero -si estas existen- cuando tengan más de ciento cincuenta milímetros (150 mm) de altura, o entre caras interiores de los pretilos del tablero, para el resto de los casos.

3.2.3.1.1 Tren de cargas

a) Componentes verticales

Las componentes verticales del tren de cargas corresponderán a las tres acciones siguientes actuando simultáneamente:

- a1) Una sobrecarga uniforme de cuatro kilonewtons por metro cuadrado ($4,0 \text{ kN/m}^2$) extendida en toda la plataforma del tablero o en parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.
- a2) Uno o dos vehículos de seiscientos kilonewtons (600 kN), cuyo eje longitudinal se considerará paralelo al de la calzada, y formado cada uno por seis cargas de cien kilonewtons (100 kN).

La separación entre cargas en sentido longitudinal será de un metro y cincuenta centímetros (1,50 m), y en sentido transversal de dos metros (2,00 m). La superficie de apoyo sobre la que actuará cada carga será de veinte centímetros (0,20 m), paralelamente al eje del vehículo, por sesenta centímetros (0,60 m) de ancho (figura 1).

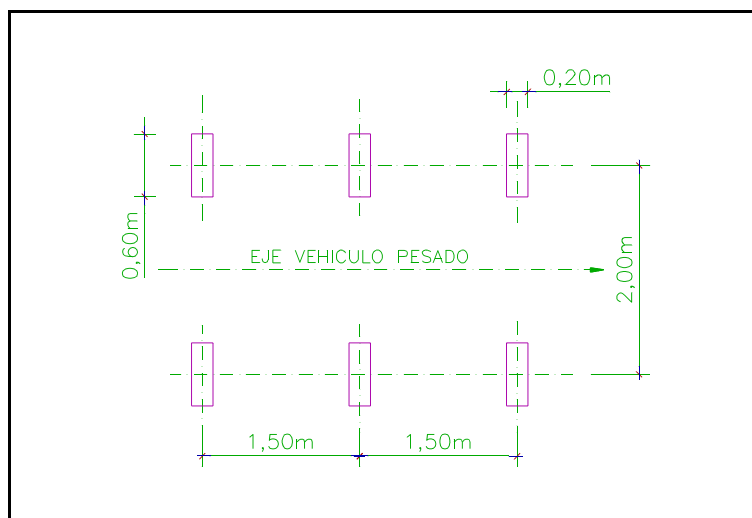


FIGURA 1 - PLANTA CROQUIS DE UN VEHÍCULO PESADO

En puentes de anchura de plataforma del tablero menor o igual que doce metros ($\leq 12,0$ m) se considerará la actuación de un solo vehículo pesado en dicho tablero.

En puentes de anchura de plataforma del tablero mayor que doce metros ($> 12,0$ m) e inferior a veinticuatro metros ($< 24,0$ m), se considerará la actuación en dicho tablero de uno o dos vehículos pesados, según sea más desfavorable.

La posición de cada uno de ellos en dirección longitudinal, será la que resulte mas desfavorable para el elemento en estudio.

En la disposición transversal de los vehículos pesados dentro de la plataforma del tablero (figura 2), se cumplirán las siguientes prescripciones:

- En caso de que exista mediana fija, se podrán colocar los dos vehículos pesados a un mismo lado de la mediana cuando la anchura de esta zona de la plataforma del tablero sea, a su vez, superior a doce metros ($> 12,0$ m).
- Distancia mínima de una de las líneas de cargas a bordes de plataforma del tablero: cincuenta centímetros (0,50 m).
- Nunca podrán estar situados dos vehículos pesados en un misma línea paralela a la directriz de la plataforma del tablero, debiendo ser la distancia transversal mínima entre líneas de cargas de diferentes vehículos pesados situados en la misma zona de la plataforma del tablero: dos metros (2,00 m).

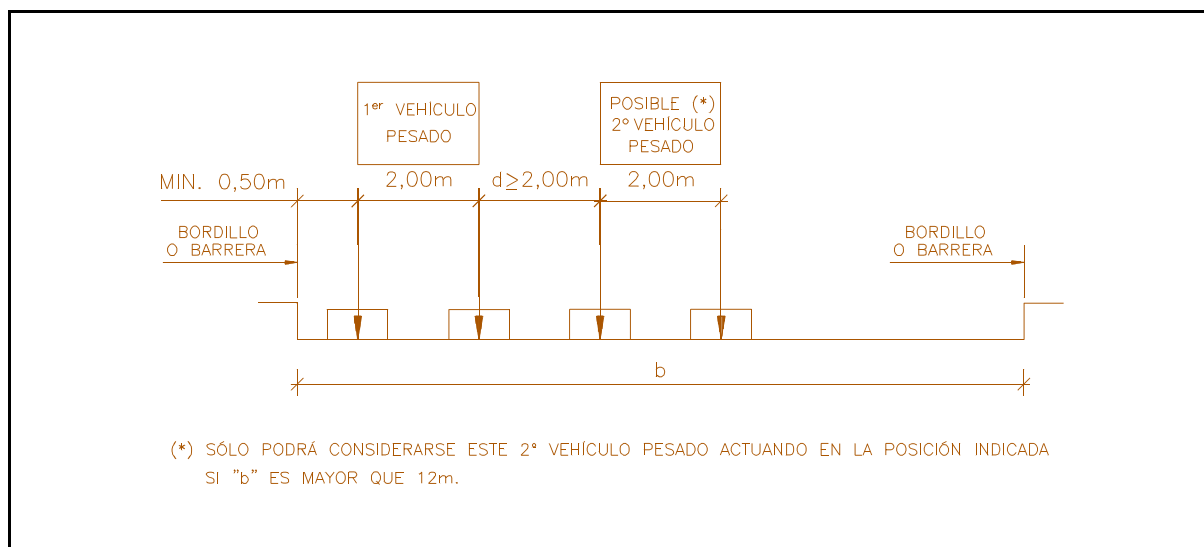


FIGURA 2 - ESQUEMA DEL POSICIONAMIENTO TRANSVERSAL DE LOS VEHÍCULOS PESADOS

- a3) Una sobrecarga uniforme de cuatro kilonewtons por metro cuadrado ($4,0 \text{ kN/m}^2$) extendida en toda la superficie, o en parte de ella según sea más desfavorable para el elemento en estudio, de aceras, pistas para ciclistas o ciclomotores, zonas reservadas a paso de animales y medianas que estén físicamente separadas de la plataforma del tablero.

A efectos locales, si dichas zonas no se encuentran protegidas por una barrera rígida que impida el paso accidental de un vehículo, se comprobarán además con una carga de sesenta kilonewtons (60 kN), supuesta actuando sobre una superficie de treinta centímetros por treinta centímetros ($(0,3 \times 0,3) \text{ m}^2$) en la posición más desfavorable, no compatible con la sobrecarga uniforme definida en este apartado, ni con las sobrecargas definidas en los epígrafes a1) y a2) del apartado 3.2.3.1.1 a) de la presente Instrucción.

En pasarelas, rampas y escaleras para peatones se supondrá la misma sobrecarga uniforme definida en el epígrafe a3) del apartado 3.2.3.1.1 a) de la presente Instrucción.

En todos los valores de las cargas definidas en este apartado está ya incluido el correspondiente coeficiente de impacto, que tiene en cuenta el carácter dinámico de las cargas que, en la presente Instrucción, se suponen aplicadas estáticamente.

b) Componentes horizontales

b1) Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una acción cuyo valor se estimará en un veinteavo (1/20) de la sobrecarga definida en los epígrafes a1) y a2) del apartado 3.2.3.1.1 a) de la presente Instrucción.

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

Se adoptarán como valores mínimo y máximo para esta acción del frenado y arranque que puede actuar sobre todo el puente, los siguientes:

Valor mínimo (kN): $20 \cdot b \sim 140$ kN

Valor máximo (kN): $60 \cdot b \leq 720$ kN

donde b es la anchura de la plataforma del tablero en metros

La acción del frenado y arranque, con los valores definidos anteriormente, se considerará aplicada en la dirección del eje de la plataforma del tablero y actuando a nivel de la superficie del pavimento, como una acción uniformemente distribuida sin solución de continuidad en una longitud, L_F , que se tomará igual al menor de los siguientes valores: longitud del tramo de puente entre juntas contiguas -o longitud de puente si éstas no existen-, o doscientos setenta metros (270 m).

En los casos en que esta longitud, L_F , sea igual a doscientos setenta metros ($L_F = 270$ m), se situará longitudinalmente a lo largo del puente en la posición más desfavorable para el elemento en estudio.

b2) Fuerza centrífuga

En puentes de planta curva, la fuerza centrífuga se supondrá actuando horizontalmente perpendicular al eje de la plataforma del tablero, a cota del pavimento y con el valor deducido de la siguiente fórmula:

$$F_c = K \cdot M \frac{V_e^2}{R}$$

donde:

F_c = fuerza centrífuga (N).

M = masa de la sobrecarga definida en a1) y a2) de 3.2.3.1.1 a) (kg).

- V_e = velocidad específica en el tramo de ubicación del puente (m/s).
 R = radio en planta de la curva correspondiente al eje de la plataforma del puente (m).
 K = factor de distancia adimensional que puede suponerse igual a:

$$\frac{231}{V_e^2 + 231}$$

Al considerar la actuación de la fuerza centrífuga en un tablero, las componentes verticales del tren de cargas definidas en los epígrafes a1) y a2) del apartado 3.2.3.1.1 a) de la presente Instrucción, deberán disminuirse en el mismo factor de distancia K anteriormente definido.

3.2.3.1.2 Tren de cargas para fatiga

Las acciones variables repetitivas previsibles durante la vida útil de una estructura, pueden ser definidas por modelos simplificados de carga, que son los que habitualmente se emplean para la comprobación del estado límite de fatiga.

En el caso de que el fenómeno de fatiga sea producido por las acciones del tráfico, se tomará como modelo de carga representativo de éste un vehículo con las mismas características geométricas que el definido en el epígrafe a2) del apartado 3.2.3.1.1 a) de la presente Instrucción, pero con una carga total de trescientos noventa kilonewtons (390 kN) (seis (6) cargas de sesenta y cinco kilonewtons (65 kN) cada una). A este valor se le aplicará un coeficiente dinámico multiplicador, \emptyset , igual a uno con dos décimas ($\emptyset = 1,2$).

La diferencia de tensiones extremas obtenidas al solicitar el puente con el vehículo mencionado colocado en las posiciones mas desfavorables posibles dentro de la plataforma del tablero, deberán ser afectadas, para obtener una mejor aproximación entre el efecto de fatiga debido al modelo utilizado y el originado por el tráfico real, por los factores correctores, tomados de las normas de materiales correspondientes, que se refieren a:

- Esquema estático de la estructura.
- Vida útil del puente.
- Volumen del tráfico real.
- Distribución del tráfico pesado en los distintos carriles del puente.

3.2.3.1.3 Sobrecarga en terraplenes adyacentes al puente

A efectos del cálculo del empuje del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él, se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, una sobrecarga uniforme de diez

kilonewtons por metro cuadrado (10 kN/m^2).

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 desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el que actúe el empuje.

En su caso, deberán tenerse en cuenta los empujes locales debidos a la actuación de un eje del vehículo pesado del tren de cargas definido en el epígrafe a2) del apartado 3.2.3.1.1 a) de la presente Instrucción.

3.2.3.1.4 Empuje sobre barandillas

En el elemento superior de las barandillas, se considerará la actuación de una fuerza horizontal perpendicular a las mismas igual a un kilonewton y medio por metro ($1,5 \text{ kN/m}$). La acción de dicha fuerza será simultánea a la de la sobrecarga uniforme de cuatro kilonewtons por metro cuadrado (4 kN/m^2) definida en el epígrafe a3) del apartado 3.2.3.1.1 a) de la presente Instrucción.

La altura sobre el pavimento a la que se considerará actuando dicha fuerza será la del elemento superior de la barandilla, salvo que dicha altura sea mayor de un metro y medio ($> 1,5 \text{ m}$), en cuyo caso se adoptará este valor como altura máxima de aplicación de la sollicitación.

Esta acción tiene carácter local y, por tanto, sólo se utilizará para la comprobación de la propia barandilla y de sus anclajes, sin que deba ser considerada a efectos de ninguna otra verificación de la seguridad general de la estructura.

3.2.3.2 ACCIONES CLIMÁTICAS

3.2.3.2.1 Viento

A efectos de aplicación de la presente Instrucción, la acción del viento podrá asimilarse, en general, a una carga estática. En aquellos casos en los que la acción del viento pueda originar fenómenos vibratorios importantes (estructuras muy flexibles, tales como puentes o pasarelas con algún vano de luz superior a doscientos metros (200 m) o cien metros (100 m) respectivamente, puentes colgantes o atirantados, pilas esbeltas de altura superior a cien metros (100 m), etc.) el proyectista justificará los métodos de cálculo y estudios especiales que permitan prever la respuesta del puente ante este tipo de acción, y los someterá a la aprobación de la Dirección General de Carreteras.

Siempre que esté justificado por estudios, ensayos aerodinámicos o experiencias en estructuras de idénticas características, el proyectista podrá adoptar valores

o expresiones distintos de los indicados en la presente Instrucción, tras la aprobación de la Dirección General de Carreteras, para tener en cuenta posibles reducciones del empuje de viento por conocimiento específico de las medidas de velocidades de viento en el lugar durante un período de tiempo suficientemente representativo para la situación de cálculo de que se trate, por el conocimiento de la intensidad de la turbulencia y su repercusión sobre las ráfagas de viento, o por la forma aerodinámica de los elementos del puente y el conocimiento experimental de sus coeficientes de arrastre.

A continuación se expone el método y los pasos a seguir para la obtención de la carga estática equivalente a la acción del viento.

a) Velocidad de referencia.

Se define la *velocidad de referencia*, v_{ref} , como la velocidad media a lo largo de un período de diez (10) minutos, medida en una zona plana y desprotegida frente al viento equivalente a un entorno de puente tipo II según se definen posteriormente, a una altura de diez metros (10 m), y con un período de retorno de cincuenta (50) años.

De no existir datos específicos de la zona en la que se ubicará el puente, se podrá tomar el valor que se deduce del mapa de isotacas de la figura 3.

b) Velocidad de cálculo.

Se define la *velocidad de cálculo*, V_c , como la máxima velocidad de ráfaga que puede afectar al puente en su conjunto o a alguna de sus partes, con el período de retorno correspondiente a la situación de cálculo considerada.

Se obtendrá mediante la expresión:

$$V_c = C_t C_r C_z C_g v_{ref}$$

siendo:

V_c = velocidad de cálculo (m/s).

v_{ref} = velocidad de referencia (m/s).

C_t = factor de topografía. Habitualmente se le asignará el valor uno (1,0), excepto en aquellos valles en los que pueda producirse un efecto de encauzamiento del viento que actúe sobre el puente, en cuyo caso se le asignará el valor de uno con una décima (1,1). Las estructuras situadas en las proximidades de algún obstáculo natural susceptible de perturbar apreciablemente el flujo del viento sobre el puente, podrán requerir un estudio especial para evaluar este factor.

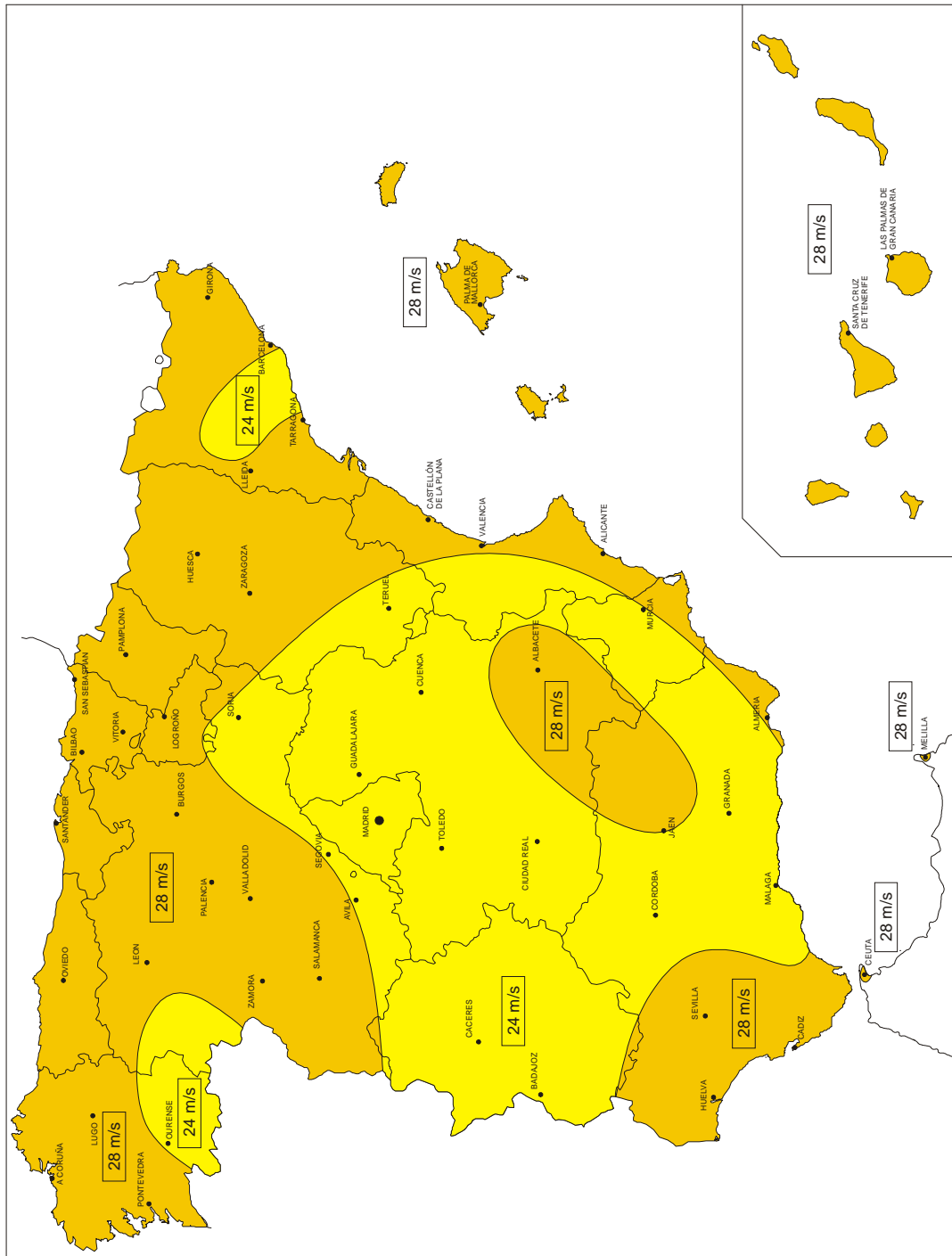


FIGURA 3 - MAPA DE ISOTACAS PARA LA OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD DE REFERENCIA DEL VIENTO

C_r = factor de riesgo. Permitirá variar el período de retorno de cincuenta (50) años, adoptado para la definición de la velocidad de referencia, al valor más apropiado para la situación de cálculo considerada en el proyecto del puente. A falta de estudios concretos se considerará un período de retorno de cien (100) años ($C_r = 1,04$) para situaciones persistentes y accidentales, y de cuatro (4) años ($C_r = 0,84$) para situaciones transitorias (construcción o reparación) cuya duración se haya previsto de un (1) año.

En situaciones de corta duración también se podrá variar el período de retorno sobre la base de un estudio de riesgos que contemple la duración de estas situaciones, la probabilidad de ocurrencia de vendavales, la posibilidad de su previsión y la de tomar medidas de protección de la estructura, así como el tiempo necesario para adoptar estas medidas.

Asimismo, en puentes de importancia excepcional podrá ser necesario aumentar el período de retorno por encima de los cien (100) años anteriormente indicados. Para determinar el factor de riesgo correspondiente se utilizará la siguiente fórmula:

$$C_r = \sqrt{0,562 \left\{ 1 - 0,2 \ln \left[- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right\}}$$

donde T es el período de retorno adoptado, expresado en años.

C_z = factor de altura. Se calculará en función de la altura z del punto de aplicación del empuje de viento respecto al terreno o a la cota mínima del nivel de agua bajo el puente, mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} C_z &= k_z \ln(z/z_0) && \text{si } z \geq z_{\min} \\ C_z &= k_z \ln(z_{\min}/z_0) && \text{si } z < z_{\min} \end{aligned}$$

donde el coeficiente k_z , la rugosidad z_0 y la altura mínima a considerar z_{\min} , serán los indicados en la tabla 1 en función del entorno del puente, de acuerdo con los siguientes tipos:

- Tipo I: orilla del mar o de un lago con al menos cinco kilómetros (5 km) de superficie de agua del lado de barlovento, o en zona rural plana y sin obstáculos de ningún tipo.
- Tipo II: zona rural con algunos obstáculos aislados, tales como árboles o construcciones de pequeñas dimensiones.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial.

- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el quince por ciento (15%) de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de quince metros (15 m).

TABLA 1 - VALORES DE LOS PARÁMETROS k_z , z_o Y z_{min} SEGÚN EL TIPO DE ENTORNO⁽¹⁾

Tipo de entorno	k_z	z_o (m)	z_{min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,22	0,30	8
IV	0,24	1,00	16

C_g = factor de ráfaga. Se tomará un valor igual al que se obtiene de aplicar la siguiente fórmula:

$$C_g = \sqrt{\left\{ 1 + \frac{7 k_z}{C_z C_t} \right\}}$$

En puentes especialmente sensibles a los efectos de las ráfagas, se deberá realizar un estudio específico para determinar el coeficiente de ráfaga más adecuado. En este estudio se tendrán en cuenta la intensidad y espectro de la turbulencia, su coherencia espacial y las características dinámicas del puente. A estos efectos se considerarán especialmente sensibles los puentes de más de doscientos metros (200 m) de luz, las pasarelas de más de cien metros (100 m) de luz, o aquellas obras de paso cuya anchura sea menor que un décimo de la distancia entre puntos de momento transversal nulo bajo la acción del viento transversal.

c) Empuje de viento.

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, teniendo además en cuenta que:

- El efecto de otras acciones actuando en la estructura (como nieve, tráfico, etc.) puede modificar el área expuesta a esta acción o las características aerodinámicas del elemento.
- En situaciones transitorias no sólo pueden tener diferentes superficies de exposición al viento los anteriormente referidos elementos (v.g. cajón abierto frente a cerrado), sino que la maquinaria empleada puede presentar superficies que hayan de ser tenidas en cuenta.

⁽¹⁾ ENV 1991-2-4.

El empuje producido sobre cualquier elemento del puente se estimará mediante la siguiente expresión:

$$F = C_D A (1/2 \rho V_c^2)$$

donde:

- F = empuje horizontal del viento (N).
- C_D = coeficiente de arrastre del elemento considerado (figura 4).
- A = área neta total del elemento expuesta al viento y proyectada sobre un plano normal a éste (m²).
- 1/2ρV_c² = presión básica de cálculo (N/m²), en la que ρ es la masa específica del aire (1,25 kg/m³) y V_c la velocidad de cálculo (m/s).

	$\frac{B}{h}$	<0,25	0,33	0,50	0,67	1,00	1,50	2,00	3,00	>4,00
	C _D	2,1	2,2	2,2	2,2	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1
C _D =1,4	SECCION CIRCULAR CON SUPERFICIE LISA Y TAL QUE DV _c >6m 3/s C _D =0,7					SECCION CIRCULAR CON SUPERFICIE RUGOSA, O LISA TAL QUE DV _c <6m 3/s C _D =1,2				
C _D =1,8	C _D =1,6	C _D =1,4	C _D =1,3							
C _D =1,6	C _D =2,2	C _D =2,2								

FIGURA 4 - COEFICIENTES DE ARRASTRE PARA LAS SECCIONES MÁS USUALES

El producto C_DA se podrá determinar de acuerdo con las reglas que se exponen a continuación o mediante ensayos en túnel de viento, 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°.

A la hora de considerar las áreas expuestas a la acción del viento, se tendrá en cuenta el ocultamiento que produzcan unas sobre otras. Para ello el coeficiente de arrastre de las no directamente expuestas se multiplicará por un *coeficiente de ocultamiento*, ϕ , que dependerá de la *relación de solidez* del elemento más próximo situado a barlovento que las tapa (área sólida expuesta dividida por el área total de una superficie perpendicular a la dirección del viento que contuviera al elemento) y del *espaciamiento relativo* (distancia entre las dos superficies dividida por la altura que el elemento ocultador presenta al viento), según se indica en la tabla 2.

TABLA 2 - VALOR DEL COEFICIENTE DE OCULTAMIENTO ϕ

Espaciamiento relativo	Relación de solidez					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	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, se supondrá que la presión básica es el cincuenta por ciento (50%) de la calculada anteriormente; esta reducción será acumulable a la producida al aplicar los coeficientes E definidos en el punto 3.3.3 de la presente Instrucción, y deberá ser aplicada sobre la longitud ocupada por vehículos que resulte más desfavorable, independientemente de la zona en que se consideren actuando las acciones verticales debidas a la propia sobrecarga de uso.

Se supondrá que el efecto de la sobrecarga equivale a un área expuesta de altura: dos metros (2 m) en el caso de puentes de carretera, y un metro con veinticinco centímetros (1,25 m) en el caso de pasarelas. Dichas alturas se medirán desde la superficie del pavimento y se tendrán en cuenta para el cálculo tanto del coeficiente de arrastre, como del área expuesta.

d) Dirección del viento.

Se considerarán al menos dos direcciones de viento en el cálculo del puente:

transversal y longitudinal respecto al eje del puente (si éste es curvo, se supondrá que la dirección longitudinal es la de la cuerda que une los dos extremos del puente). La acción del viento en cada dirección no se considerará simultáneamente sobre la estructura.

En el caso de que las especiales características topográficas del emplazamiento produzcan habitualmente vientos en dirección oblicua, o cuando la estructura pueda ser especialmente sensible a vientos oblicuos, el proyectista deberá además comprobar la seguridad del puente para estos vientos. Para ello se determinará la velocidad de cálculo del viento (V_c) y la presión básica ($1/2 \rho V_c^2$) correspondiente en la dirección oblicua, se descompondrá vectorialmente esta presión en las direcciones longitudinal y transversal, y se calcularán de forma separada los empujes correspondientes. Dichos empujes se aplicarán de forma simultánea sobre la estructura.

e) Viento sobre tableros.

e1) Viento transversal.

e1.1) Empuje transversal sobre tableros.

El cálculo del empuje transversal del viento sobre el tablero se realizará tal como se describe a continuación, diferenciando dos tipos de tablero: de alma llena y celosía.

e1.1.1) Empuje transversal sobre tableros de alma llena.

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

Para el cálculo del empuje transversal sobre estos tableros se entenderá que el *área expuesta* es el producto de la longitud del tramo de puente considerado por la altura equivalente, h_{eq} .

Esta *altura equivalente* (m) será 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 totalmente opaco frente al viento o, en el caso de considerar la presencia de la sobrecarga, la altura de esta siempre que no exista ningún elemento funcional opaco más alto que pueda estar situado por delante de ella según el sentido de actuación del viento que se esté considerando.

Por lo tanto, si las barreras de seguridad o las barandillas son permeables al

paso del aire, no se considerarán en la determinación de esta altura equivalente, y el empuje que soportan y transmiten se calculará de forma independiente según se indica en el apartado 3.2.3.2.1 g).

Además de lo ya especificado, se tendrán en cuenta las siguientes observaciones:

- Si la superestructura del puente consistiera en dos tableros separados una distancia menor que la altura equivalente del menor de ellos, el empuje de viento se calculará, para cada uno de los dos sentidos de empuje del viento, sobre el tablero de barlovento como si fuera un tablero independiente. El empuje sobre el tablero de sotavento será el necesario para que la resultante de los dos empujes sea la correspondiente al conjunto de los dos tableros considerados como un único tablero con la altura equivalente mayor de la de ambos (figura 5).
- Si la separación entre los dos tableros fuese mayor que la altura equivalente del menor de ellos, se considerarán como tableros independientes a efectos del cálculo del empuje transversal de viento (figura 5).

El coeficiente de arrastre, C_D se determinará mediante la fórmula:

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

en la que:

B = es la anchura total del tablero (m).

h_{eq} = es la altura equivalente (m).

El coeficiente de arrastre calculado mediante esta fórmula no será en ningún caso menor que uno con tres décimas, ni mayor que dos con cuatro décimas ($1,3 \leq C_D \leq 2,4$).

El valor del coeficiente de arrastre calculado mediante la fórmula anterior y sus límites inferior y superior, se podrán modificar de acuerdo con el diseño de la sección transversal del tablero, según los siguientes criterios:

- Si una de las caras expuestas al viento estuviera inclinada respecto a la vertical en el sentido favorable a la circulación del viento, se podrá reducir su coeficiente de arrastre en un cinco por mil (0,5%) por grado sexagesimal de inclinación, con una reducción máxima de un treinta por ciento (30%).
- Si las caras expuestas al viento no tuvieran todas la misma inclinación, la reducción a aplicar será la media ponderada en función de las contribuciones relativas de las distintas superficies al área expuesta total del tablero.

e1.1.2) Empuje transversal sobre tableros de tipo celosía.

Para la obtención del empuje transversal sobre un tablero de tipo celosía, se calculará de forma independiente el empuje sobre cada una de las celosías verticales y elementos opacos que existan en el puente sobre la base del área sólida expuesta al viento.

Se tendrá en cuenta que para las celosías y elementos no directamente expuestos al viento, habrá que multiplicar su coeficiente de arrastre por el coeficiente de ocultamiento anteriormente definido en el apartado 3.2.3.2.1 c), que dependerá de la relación de solidez de la celosía o elemento opaco más próximo situado a barlovento que los tapa, y del espaciamiento relativo entre el elemento ocultador y el ocultado. El empuje total así calculado no deberá ser mayor que el correspondiente a un tablero de sección rectangular de la misma anchura y altura equivalente.

Al igual que para los tableros de alma llena, si las barreras de seguridad 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 3.2.3.2.1 g).

En el caso de que exista sobrecarga, ésta se tendrá en cuenta para el cálculo del empuje transversal de viento como se ha indicado anteriormente, sin reducir su área sólida expuesta por la presencia de las celosías, aunque el tablero esté embebido en las propias celosías.

El coeficiente de arrastre a utilizar para las celosías dependerá de la forma de los elementos que las compongan. A falta de datos más fiables, dicho coeficiente se tomará igual a uno con ocho décimas ($C_D = 1,8$) si los elementos de la celosía son perfiles de caras planas, y si se trata de elementos cilíndricos lisos de sección circular, uno con dos décimas ($C_D = 1,2$) o siete décimas ($C_D = 0,7$), según que el producto $D\sqrt{V_c}$ sea, respectivamente, menor o mayor que seis metros cuadrados por segundo ($6 \text{ m}^2/\text{s}$), siendo D el diámetro de estos elementos en metros.

e1.2) Empuje vertical sobre el tablero.

Se considerará un empuje vertical sobre el tablero actuando en el sentido más desfavorable, de valor:

$$F = 0,5 A' (1/2 \rho V_c^2)$$

donde:

- F = empuje vertical del viento (N).
- A' = área en planta del tablero (m²).
- $1/2 \rho V_c^2$ = presión básica de cálculo definida en el apartado 3.2.3.2.1 c) de la presente Instrucción (N/m²).

En caso de existir datos de ensayos en túnel de viento de la sección, se considerará el empuje vertical máximo del viento obtenido para los tres ángulos de incidencia definidos en el apartado 3.2.3.2.1 c) de la presente Instrucción.

e1.3) Momento de vuelco sobre el tablero.

Si no existen datos más precisos respecto al momento de vuelco ejercido por el empuje de viento sobre el tablero, se supondrá que:

- El empuje horizontal está aplicado a una altura que:

5En el caso de tableros de alma llena, puede estimarse en una distancia respecto a la base igual al sesenta por ciento (60%) de la altura equivalente h_{eq} definida en el apartado 3.2.3.2.1 e1.1.1).

5En el caso de tableros de celosía, se determinará de forma ponderada con respecto a las alturas que presenten las diferentes superficies consideradas en el cálculo del área expuesta al viento transversal

- El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto (1/4) de la anchura total del tablero.

e2) Viento longitudinal.

La carga producida por un viento paralelo al eje del puente, se calculará como una fracción del empuje que produciría la misma presión básica si se aplicara en la dirección transversal para todos los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, barreras y barandillas).

Esta fracción será del:

- Veinticinco por ciento (25%), para los elementos sólidos (tableros de alma llena, barreras de seguridad sólidas, pantallas antiruido, etc.). En este caso el empuje longitudinal no podrá reducirse por la inclinación de las almas del tablero, como se permite en la determinación del empuje transversal sobre tableros de alma llena.
- Cincuenta por ciento (50%), para los elementos que presenten huecos (tableteros tipo celosía, barreras de seguridad permeables, barandillas más usuales y, en su caso, sobrecarga).

f) Empuje del viento sobre pilas.

El cálculo del empuje de viento sobre las pilas se realizará sobre la base del área sólida expuesta y el coeficiente de arrastre adecuado, en función de la forma de su sección transversal. En la figura 4 se han indicado los coeficientes de arrastre a tener en cuenta para las secciones de cálculo más usuales.

En el caso de pilas de sección rectangular con aristas redondeadas mediante acuerdos de radio r , se podrá reducir el coeficiente de arrastre multiplicándolo por el factor: $(1 - 1,5 r/h) \sim 0,5$, siendo h la dimensión indicada en dicha figura.

Si la forma de la sección transversal de la pila no se encuentra entre las recogidas en la figura 4, se podrá adoptar un valor suficientemente contrastado por la experiencia o, en caso de no existir tal valor, será necesario determinarlo mediante un ensayo en túnel de viento. Si la pila no presenta superficies cóncavas, no será imprescindible realizar este ensayo, pudiéndose adoptar un valor de dos con dos décimas para el coeficiente de arrastre ($C_D = 2,2$).

En el caso de pilas de sección variable, o cuando la variación de la velocidad de cálculo a lo largo de su altura se estime apreciable, será preciso dividir la pila en segmentos para adoptar en cada uno de ellos el valor adecuado de la velocidad de cálculo, del área expuesta y del coeficiente de arrastre.

Cuando en las pilas no se puedan despreciar las solicitaciones de torsión que pudiera provocar el viento, se considerará una excentricidad en la aplicación del empuje que ejerce en la cara considerada, de un décimo de la anchura de dicha cara.

g) Empuje del viento sobre otros elementos del puente.

El cálculo del empuje de viento sobre barreras de seguridad y barandillas permeables, se realizará a partir del área sólida expuesta y del coeficiente de arrastre específico de cada uno de sus elementos, teniendo en cuenta que puede estar afectado por un factor de ocultamiento. Cuando su sección no coincida con alguna de las indicadas en la figura 4, el coeficiente de arrastre de cada uno de ellos se tomará igual a dos con dos décimas ($C_D = 2,2$). De todas las barreras de seguridad y barreras permeables presentes en un puente, sólo se considerarán las dos que absorban mayor carga de viento.

El cálculo del empuje de viento sobre otros elementos del puente distintos del tablero y las pilas, tales como cables, péndolas, o los sistemas de iluminación y señalización, se realizará también a partir de las áreas expuestas y los coeficientes de arrastre indicados en la figura 4. En este caso será necesario tener en cuenta el empuje sobre todos los elementos sin considerar posibles efectos de ocultamiento.

h) Cálculo simplificado.

En puentes con luces máximas de vano inferiores a cuarenta metros (40 m) de luz (medida a ejes de apoyos) y de menos de veinte metros (20 m) de altura máxima de pilas, se podrá analizar el efecto del viento considerando exclusivamente la dirección transversal con los valores de los empujes indicados en las tablas 3 y 4, siempre que se esté del lado de la seguridad con respecto a los valores de cálculo utilizados en la elaboración de las mismas: $C_D = 1,8$ en tablero y $2,2$ en pilas; $C_t = 1$ y $C_r = 1,04$.

Si la altura máxima de pilas es menor o igual a diez metros (≤ 10 m), se tomará el valor de la tabla 3 correspondiente a $H_{max} = 10$ m; para alturas comprendidas entre diez y veinte metros (10 y 20 m), se podrá interpolar linealmente entre los valores de ambas tablas.

TABLA 3 - VALOR DEL EMPUJE SEGÚN LA ALTURA MÁXIMA DE PILAS PARA $H_{max} \leq 10$ m

Tipo de entorno (*)	Empuje sobre el tablero (kN/m ²)		Empuje sobre pilas (kN/m ²)	
	$v_{ref} = 24$ m/s	$v_{ref} = 28$ m/s	$v_{ref} = 24$ m/s	$v_{ref} = 28$ m/s
I	1,94	2,64	2,37	3,22
II	1,66	2,25	2,03	2,76
III	1,25	1,71	1,54	2,08
IV	0,85	1,17	1,05	1,42

(*) Los tipos de entorno de los puentes son los definidos en el apartado 3.2.3.2.1 b) de la presente Instrucción.

TABLA 4 - VALOR DEL EMPUJE SEGÚN LA ALTURA MÁXIMA DE PILAS PARA $H_{max} = 20$ m

Tipo de entorno (*)	Empuje sobre el tablero		Empuje sobre pilas	
	$v_{ref} = 24$ m/s	$v_{ref} = 28$ m/s	$v_{ref} = 24$ m/s	$v_{ref} = 28$ m/s
I	2,25	3,05	2,43	3,30
II	1,97	2,68	2,11	2,87
III	1,60	2,17	1,72	2,35
IV	1,21	1,65	1,41	1,92

(*) Los tipos de entorno de los puentes son los definidos en el apartado 3.2.3.2.1 b) de la presente Instrucción.

No será necesario, por tanto, tener en cuenta el empuje vertical, siendo el punto de aplicación del empuje horizontal el definido en el apartado 3.2.3.2.1 e) 1.3) de la presente Instrucción.

Puesto que en su elaboración no se ha considerado la actuación simultánea del viento y de las sobrecargas de uso, siempre que se considere este caso, se emplearán también los mismos criterios indicados en el apartado 3.2.3.2.1 c) de la presente Instrucción, relativos a la reducción de la presión básica y al aumento correspondiente del área expuesta.

i) Efectos aeroelásticos.

No se tendrán en cuenta efectos de la vibración producida por desprendimiento de remolinos o galope en los puentes y pasarelas cuya luz sea menor de doscientos metros (< 200 m) o cien metros (< 100 m) respectivamente, y cuya *luz efectiva* sea menor de treinta (30) veces el canto, definida ésta por la máxima distancia entre puntos de momento flector nulo bajo la acción del peso propio.

No será necesario comprobar las condiciones de seguridad frente a flameo o divergencia torsional en aquellos puentes y pasarelas en los que se cumplan las tres condiciones siguientes:

- luz menor de doscientos metros (< 200 m) o cien metros (< 100 m) respectivamente,
- frecuencia fundamental de torsión (expresada en Hz) mayor de $50/\sqrt{m}$, siendo m la masa por unidad de longitud de la estructura expresada en kg/m, y

$$\frac{1.5 f_r}{V_c} \sqrt{\left\{ \frac{m r}{\rho B} \right\}} \geq 1$$

donde f_r es la frecuencia fundamental de torsión, m la masa por unidad de longitud del tablero, r su radio de giro másico, B su anchura, \mathcal{G} la masa específica del aire y V_c la velocidad de cálculo.

Únicamente a estos efectos se podrán estimar las frecuencias de vibración por métodos aproximados tomando, por ejemplo, como:

- Frecuencia fundamental de flexión: $1/\sqrt{4f}$, siendo f la flecha máxima de la estructura, en metros, bajo la acción del peso propio, y actuando en la misma dirección y sentido que el modo de vibración esperado.
- Frecuencia fundamental de torsión: $1/\sqrt{32\theta}$, siendo θ el giro máximo (en radianes) del tablero bajo la acción de un momento torsor uniformemente distribuido, igual al producto del momento de inercia másico polar por una aceleración angular de un radián por segundo al cuadrado (1 rad/s^2), y aplicado en el sentido del giro de torsión del modo de vibración esperado.

3.2.3.2.2 Nieve

A efectos de aplicación de la presente Instrucción, se supondrá actuando una sobrecarga de nieve en todas aquellas superficies del tablero sobre las que no se ha considerado la actuación de la sobrecarga de uso definida en el punto 3.2.3.1.1 de la presente Instrucción.

El valor de esta sobrecarga estará basado en datos experimentales tomados en el lugar de emplazamiento de la estructura durante como mínimo un período de veinticinco (25) años, determinándose a partir de ellos el *valor característico de esta acción*, definido como aquél cuya probabilidad anual de ser sobrepasado no sea superior al dos por ciento (2%).

De no existir datos específicos suficientes de la zona en que se ubicará el puente, se podrá tomar como valor característico de la sobrecarga de nieve el que se indica en los apartados siguientes. Estas especificaciones no serán de aplicación en puentes situados en lugares conocidos por sus condiciones extremas de viento o nieve, o en altitudes superiores a dos mil metros ($> 2000 \text{ m}$).

a) Sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal

Para la determinación del valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, se ha dividido España en las cuatro zonas climáticas representadas en el mapa de la figura 6. En la tabla 5 se indican los valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal para cada una de estas zonas climáticas en función de la altitud del terreno.

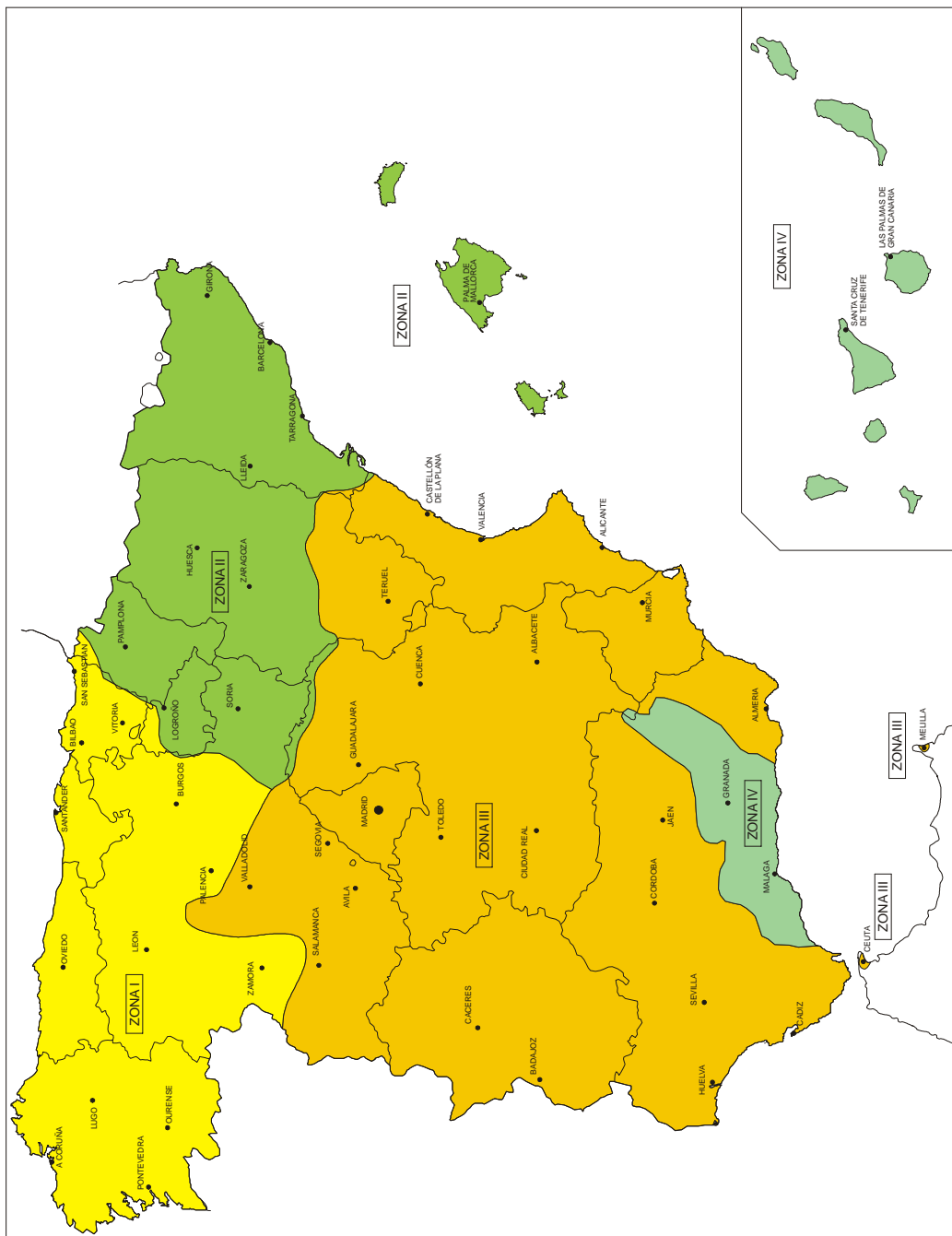


FIGURA 6 - MAPA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA SOBRECARGA DE NIEVE

"Notas para una climatología de la nieve y bases para un estudio de la cobertura nivosa invernal en España". Instituto Nacional de Meteorología (1984).

b) Sobrecarga de nieve sobre superficies de tableros

Como valor característico de la sobrecarga de nieve sobre superficies de tableros de puentes (q) se adoptará el definido por la siguiente expresión:

$$q = 0,8 \cdot s_k$$

siendo:

s_k = sobrecarga característica de nieve sobre un terreno horizontal (tabla 5).

TABLA 5 - VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE NIEVE
SOBRE UN TERRENO HORIZONTAL (s_k en kN/m^2) ⁽¹⁾

Altitud (m)	Zona I Norte-Atlántica	Zona II Norte-Mediterránea e Islas Baleares	Zona III Sur-Peninsular, Ceuta y Melilla	Zona IV Penibética e Islas Canarias
2000	7,4	6,2	4,8	4,8
1900	6,3	5,6	4,1	4,1
1800	5,3	5,0	3,5	3,5
1700	4,5	4,5	3,0	3,0
1600	3,8	4,0	2,6	2,6
1500	3,2	3,6	2,2	2,2
1400	2,2	2,6	1,6	1,6
1300	1,9	2,4	1,4	1,4
1200	1,8	2,1	1,2	1,2
1100	1,6	1,9	1,0	1,0
1000	1,1	1,7	0,9	0,9
900	0,7	1,1	0,6	0,4*
800	0,6	1,0	0,5	0,4*
700	0,5	0,7	0,4*	0,4*
600	0,4*	0,6	0,4*	0,4*
500	0,4*	0,6	0,4*	0,4*
400	0,4*	0,5	0,4*	0,4*
0-200	0,4*	0,4*	0,4*	0,4*

* Valor mínimo de la sobrecarga de nieve característica.

(1) "Notas para una climatología de la nieve y bases para un estudio de la cobertura nivosa invernal en España". Instituto Nacional de Meteorología (1984).

La sobrecarga definida con la fórmula 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 pretiles 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. A estos efectos se tomará para el cálculo de la sobrecarga de nieve el peso específico definido en el apartado 3.2.3.2.2 c) de la presente Instrucción.

c) Peso específico de la nieve

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 período que la sobrecarga de nieve es máxima, se podrán adoptar los valores que se indican en la tabla 6.

TABLA 6 - PESO ESPECÍFICO MEDIO DE LA NIEVE EN FUNCIÓN DE LA ALTITUD ⁽¹⁾

H: Altitud (m)	ρ_l (kN/m ³)
2000 \sim H \sim 1500	3,3
1500 > H \sim 1000	2,7
1000 > H \sim 800	2,0
H < 800	1,5

3.2.3.2.3 Acciones térmicas

Al considerar estas acciones se tendrá en cuenta tanto la componente de variación uniforme de temperatura que experimenta el elemento, asociada fundamentalmente al rango anual de la temperatura ambiente en el lugar de su emplazamiento, como las de los gradientes térmicos en las secciones transversales, asociados a variaciones diarias.

Para la determinación de los efectos que producen se considerarán los coeficientes de dilatación térmica de los correspondientes materiales utilizados.

a) Elementos de hormigón y metálicos

a1) Variación uniforme de temperatura

La componente de variación uniforme de temperatura depende de la *temperatura efectiva* (temperatura media en sus secciones transversales) mínima y máxima que pueda alcanzar el elemento en un período de tiempo determinado.

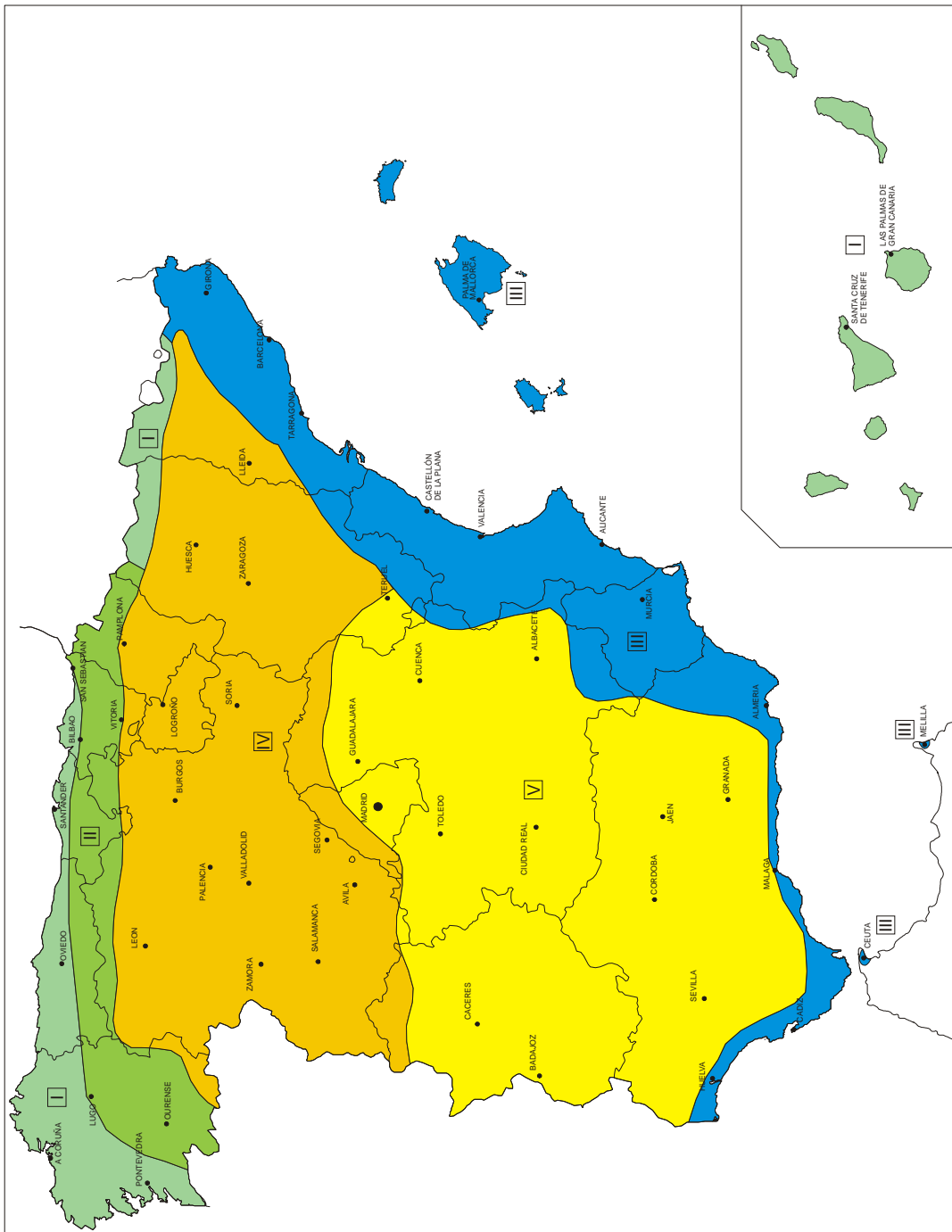


FIGURA 7 - MAPA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA VARIACIÓN UNIFORME ANUAL DE TEMPERATURA DEL TABLERO

Su valor dependerá de la tipología estructural del elemento, sus dimensiones, los materiales que lo constituyan, y de los valores de la temperatura ambiente de la zona climática en que se vaya a ubicar el puente.

En la figura 7 y en la tabla 7 se indican las zonas climáticas en las que se divide España a efectos de la evaluación de las acciones térmicas.

El valor característico de la *variación uniforme anual de temperatura del tablero*, ΔT , diferencia entre los valores medios mínimos y máximos a lo largo del año de la temperatura media en sus secciones transversales, se obtendrá en el caso de tableros de hormigón y metálicos, a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta T = K z^a h^b s^c$$

siendo:

- z = número árabe que corresponde al número romano que designa a la zona climática (por ejemplo: z = 3 para la zona III).
- h = canto del tablero (m), $h_{\min} \leq h \leq h_{\max}$.
- s = separación entre ejes de vigas (m) para tableros de vigas de hormigón; 1,5 m \leq s \leq 3,5 m. En otro caso s= 1.

Las constantes K, a, b, c, h_{\min} y h_{\max} se recogen en la tabla 8, para las tipologías transversales de tablero más habituales en el diseño de puentes de hormigón y metálicos.

Para valores de $h > h_{\max}$, y a falta de estudios específicos, se puede considerar conservadoramente como valor de la variación uniforme anual de la temperatura del tablero, el valor obtenido considerando $h = h_{\max}$. De igual forma, en tableros de vigas de hormigón en los que la separación entre ejes de vigas sea inferior a 1.5, se estará del lado de la seguridad tomando como valor de la variación uniforme anual de la temperatura del tablero, el obtenido a partir de este valor del intereje entre vigas.

TABLA 7 - ZONA CLIMÁTICA SEGÚN REGIÓN GEOGRÁFICA

REGIÓN GEOGRÁFICA	ZONA
Litoral del Cantábrico y de Galicia. Zona Pirenaica. Islas Canarias	I
Prelitoral norte del Cantábrico y de Galicia	II
Litoral Mediterráneo y Atlántico Sur. Islas Baleares. Ceuta y Melilla	III
Centro Septentrional, Meseta Norte y Depresión del Ebro	IV
Centro Meridional y Sur	V

TABLA 8 - CONSTANTES PARA LA DETERMINACIÓN DE LA VARIACIÓN UNIFORME DE TEMPERATURA DEL TABLERO

Tipología del tablero	K	a	b	c	h_{\min} (m)	h_{\max} (m)
Losa maciza hormigón	23,89	0,292	-0,139	0	0,30	1,20
Losa aligerada hormigón	24,91	0,292	-0,172	0	0,60	1,50
Cajón hormigón	29,13	0,301	-0,148	0	1,70	4,00
Vigas hormigón	26,90	0,300	-0,088	0,057	1,00	2,50
Cajón metálico	39,77	0,234	-0,069	0	1,50	4,50
Vigas metálicas	40,11	0,228	-0,072	0	2,00	6,00

a2) Gradientes térmicos

Se define como *gradiente térmico* al obtenido a partir de una diferencia de temperatura entre las fibras extremas de una sección transversal del elemento

a2.1) Gradiente térmico vertical positivo del tablero

A efectos de la aplicación de la presente Instrucción, se define como *gradiente térmico vertical positivo del tablero* la diferencia de temperatura positiva entre la fibra superior y la inferior del tablero dividida por la distancia entre ambas fibras, con unidades, por tanto, de grados Celsius por metro ($^{\circ}\text{C}/\text{m}$). Esta variación de temperatura se supondrá lineal entre ambas fibras.

A continuación se presenta el método y los pasos a seguir para la obtención de la diferencia de temperaturas entre la fibra superior e inferior de tablero, en adelante ΔT_{SI} , a considerar en el dimensionamiento de puentes de hormigón y metálicos en función de la tipología transversal de su tablero. En general se partirá de unos valores de referencia, obtenidos a través de mapas de isolíneas, a los que se aplicará posteriormente unos coeficientes correctores.

a2.1.1) Losa maciza de hormigón

La diferencia de temperatura vertical positiva entre la fibra superior e inferior del tablero, ΔT_{SI} , se obtendrá de la expresión:

$$\Delta T_{SI} = (K_1 \cdot K_2) \cdot \Delta T_{SI,ref}$$

siendo:

K_1 = factor de corrección relativo al canto del tablero (figura 8a).

$$K_2 = \text{factor de corrección relativo al espesor de pavimento bituminoso (figura 8b). En caso de espesor nulo será igual a 1.}$$

$$\epsilon T_{SI,ref} = \epsilon T_{SI} \text{ de referencia (figura 9).}$$

a2.1.2) Losa aligerada de hormigón

La diferencia de temperatura vertical positiva entre la fibra superior e inferior del tablero, ϵT_{SI} , se determinará con la expresión:

$$\epsilon T_{SI} = (K_1 \cdot K_3 \cdot K_4) \cdot \epsilon T_{SI,ref}$$

siendo:

$$K_1 = \text{factor de corrección relativo al canto del tablero (figura 8a).}$$

$$K_3 = \text{factor de corrección relativo a la existencia de aligeramientos (figura 8c).}$$

$$K_4 = \text{factor de corrección relativo al espesor de pavimento bituminoso (figura 8d). En caso de espesor nulo será igual a 1.}$$

$$\epsilon T_{SI,ref} = \epsilon T_{SI} \text{ de referencia (figura 9).}$$

a2.1.3) Cajones de hormigón

La diferencia de temperatura vertical positiva entre la fibra superior e inferior del tablero, ϵT_{SI} , se obtendrá a través de la expresión:

$$\epsilon T_{SI} = (K_1 \cdot K_2 \cdot K_3) \cdot \epsilon T_{SI,ref}$$

siendo:

$$K_1 = \text{factor de corrección relativo al canto del tablero (figura 10a)}$$

$$K_2 = \text{factor de corrección relativo a la relación entre el ancho de la losa superior del tablero y el ancho de la losa inferior (figura 10b).}$$

$$K_3 = \text{factor de corrección relativo al espesor de pavimento bituminoso (figura 10c). En caso de espesor nulo será igual a 1.}$$

$$\epsilon T_{SI,ref} = \epsilon T_{SI} \text{ de referencia (figura 11).}$$

a2.1.4) Vigas de hormigón

La diferencia de temperatura vertical positiva entre la fibra superior e inferior del tablero, ϵT_{SI} , se obtendrá mediante la relación:

$$\epsilon T_{SI} = K \cdot \epsilon T_{SI,ref}$$

siendo:

$$K = \text{factor de corrección relativo al canto de las vigas y a la distancia entre ejes de vigas (figura 12).}$$

$$\Delta T_{SI,ref} = \Delta T_{SI} \text{ de referencia (figura 13).}$$

a2.1.5) Cajones metálicos

La diferencia de temperatura vertical positiva entre la fibra superior e inferior del tablero, ΔT_{SI} , se obtendrá por la relación:

$$\Delta T_{SI} = K \cdot \Delta T_{SI,ref}$$

siendo:

$$K = \text{factor de corrección relativo al canto del tablero y a la relación entre el ancho de la chapa superior del tablero y el ancho de la chapa inferior (figura 14).}$$

$$\Delta T_{SI,ref} = \Delta T_{SI} \text{ de referencia (figura 15).}$$

a2.1.6) Vigas metálicas

La diferencia de temperatura vertical positiva entre la fibra superior e inferior del tablero, ΔT_{SI} , se obtendrá por la relación:

$$\Delta T_{SI} = K \cdot \Delta T_{SI,ref}$$

siendo:

$$K = \text{factor de corrección relativo al canto del tablero (figura 16).}$$

$$\Delta T_{SI,ref} = \Delta T_{SI} \text{ de referencia (figura 17).}$$

a2.2) Gradiente térmico vertical inverso o negativo del tablero

Los mayores gradientes térmicos inversos aparecen en las horas previas al amanecer de los meses de invierno, como consecuencia del fenómeno de enfriamiento del tablero. En la tabla 9 se recogen los valores de la diferencia de temperaturas entre las fibras superior e inferior del tablero ΔT_{SI} , para la comprobación de tableros de hormigón y metálicos.

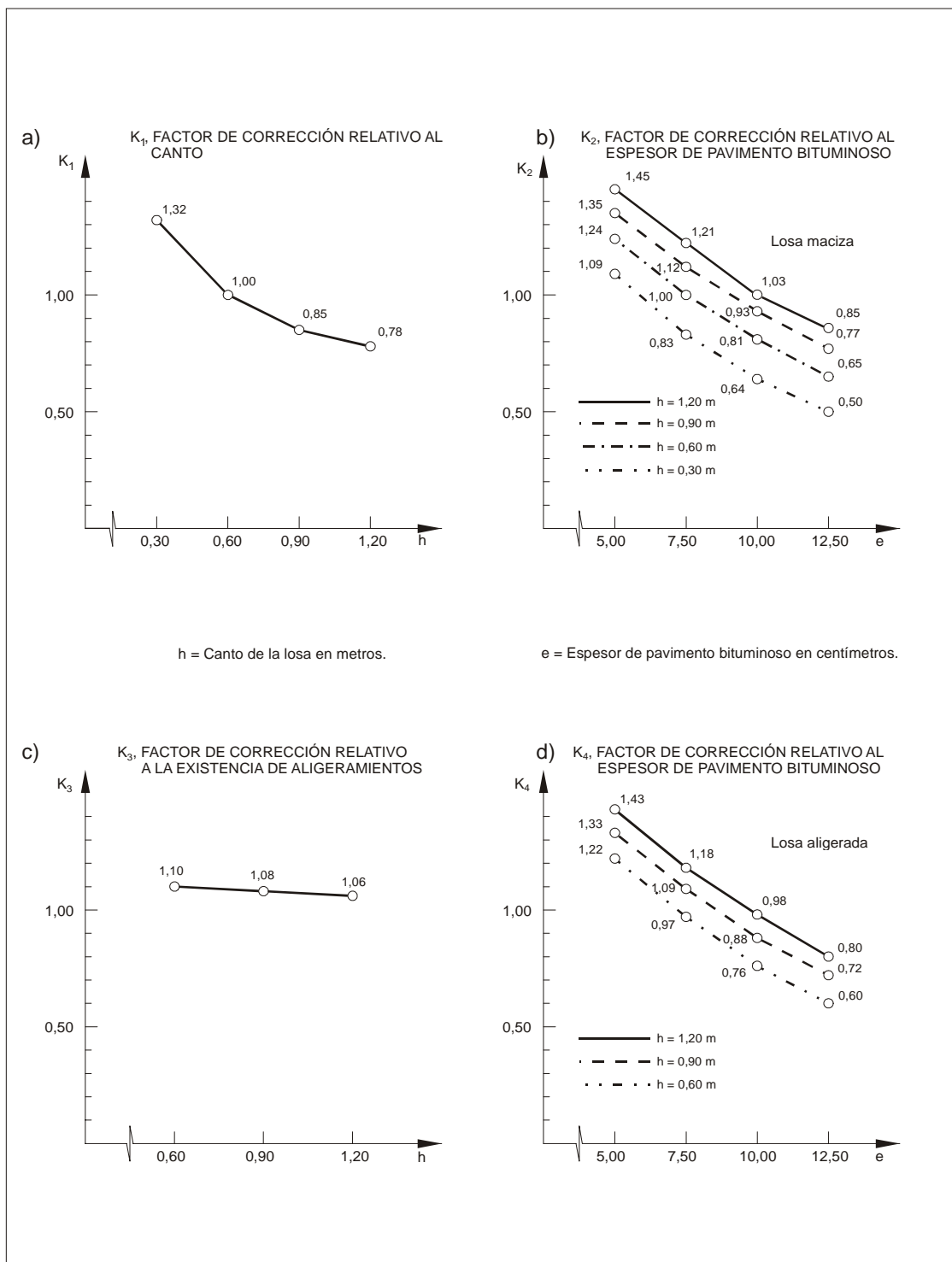


FIGURA 8 - FACTORES DE CORRECCIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL ΔT_{SI} EN TABLEROS DE LOSAS DE HORMIGÓN

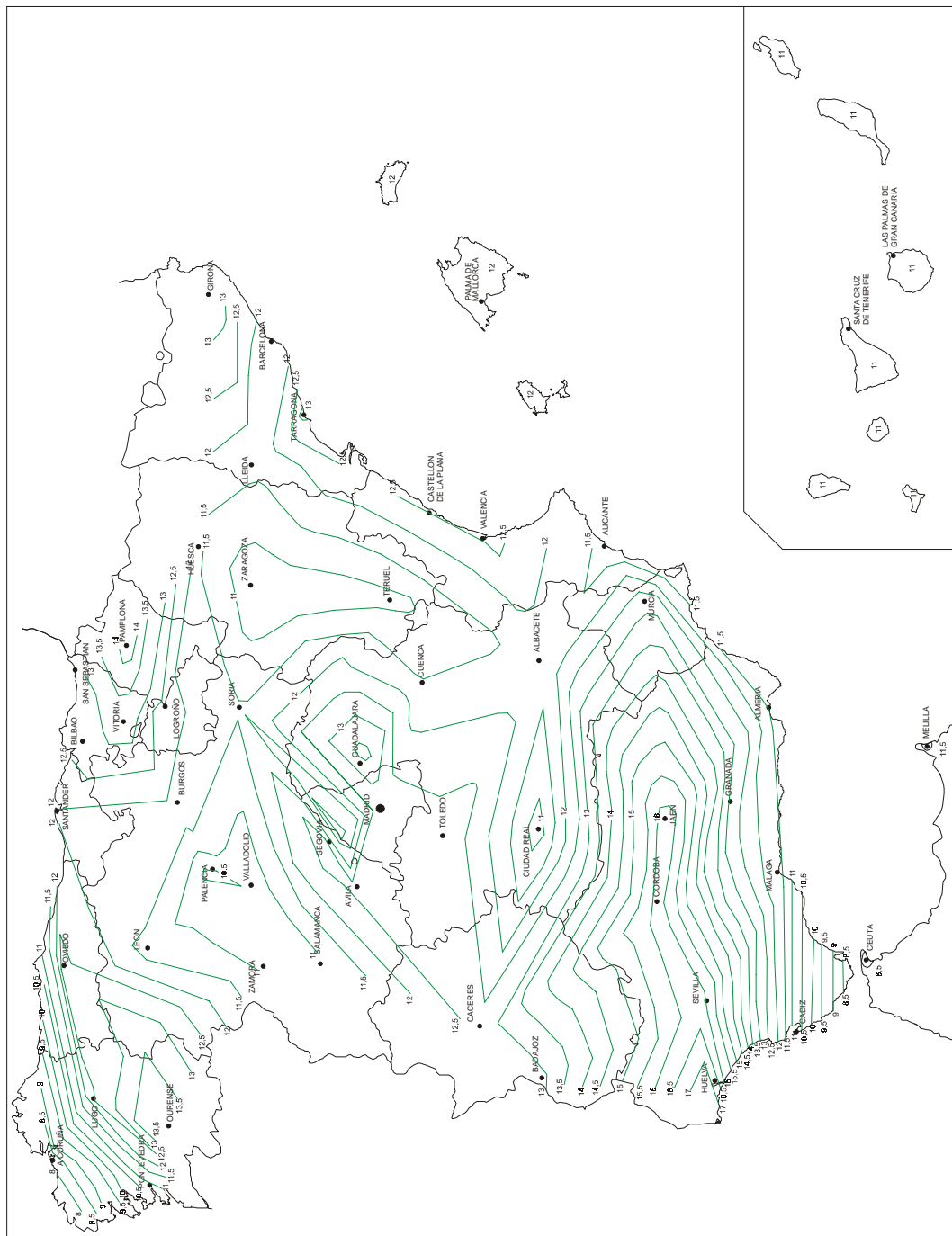


FIGURA 9 - MAPA DE ISOLÍNEAS PARA LA OBTENCIÓN DEL ΔT_g DE REFERENCIA EN TABLEROS DE LOSAS DE HORMIGÓN

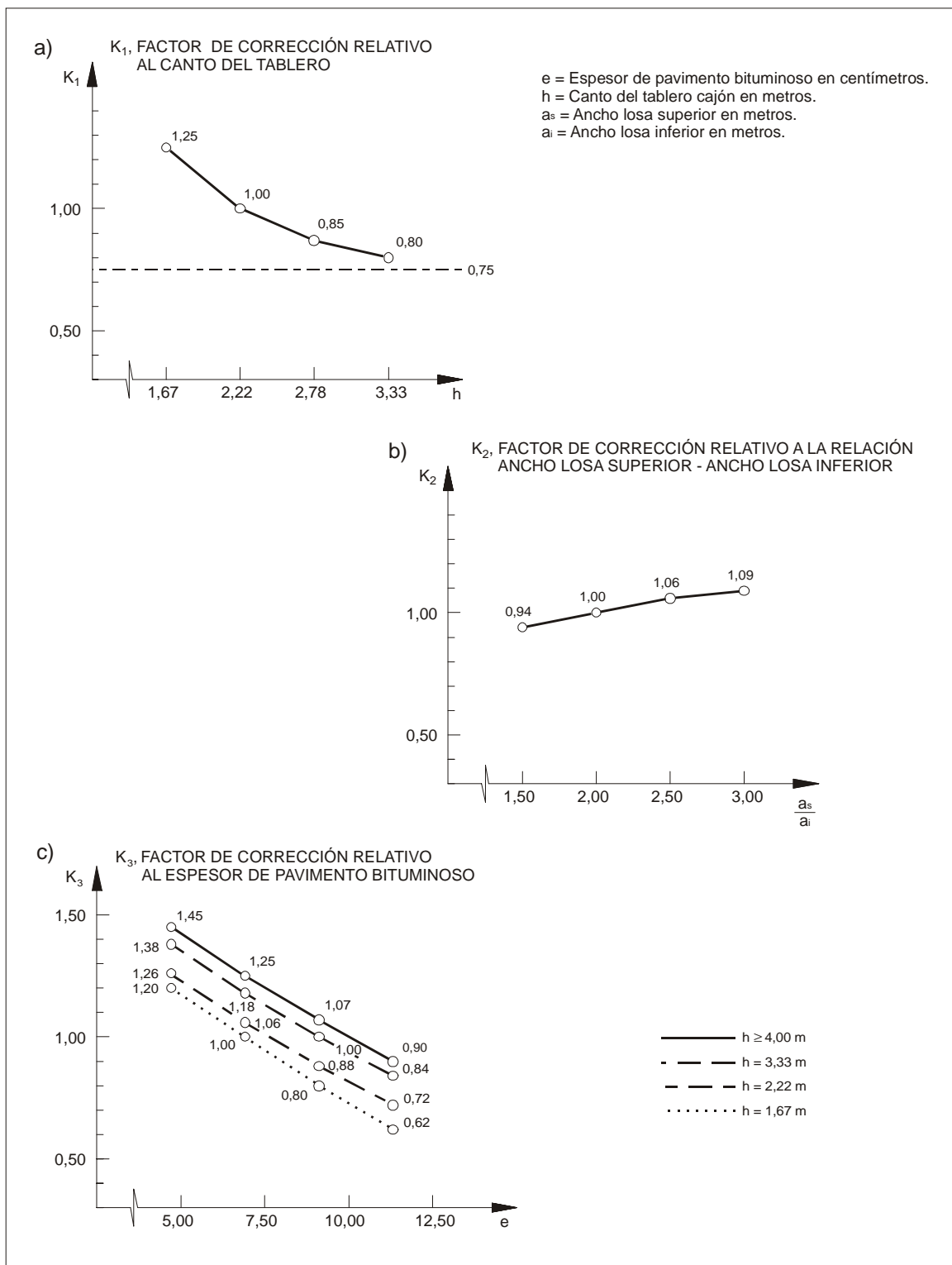


FIGURA 10 - FACTORES DE CORRECCIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL ΔT_{SI} EN TABLEROS DE CAJONES DE HORMIGÓN

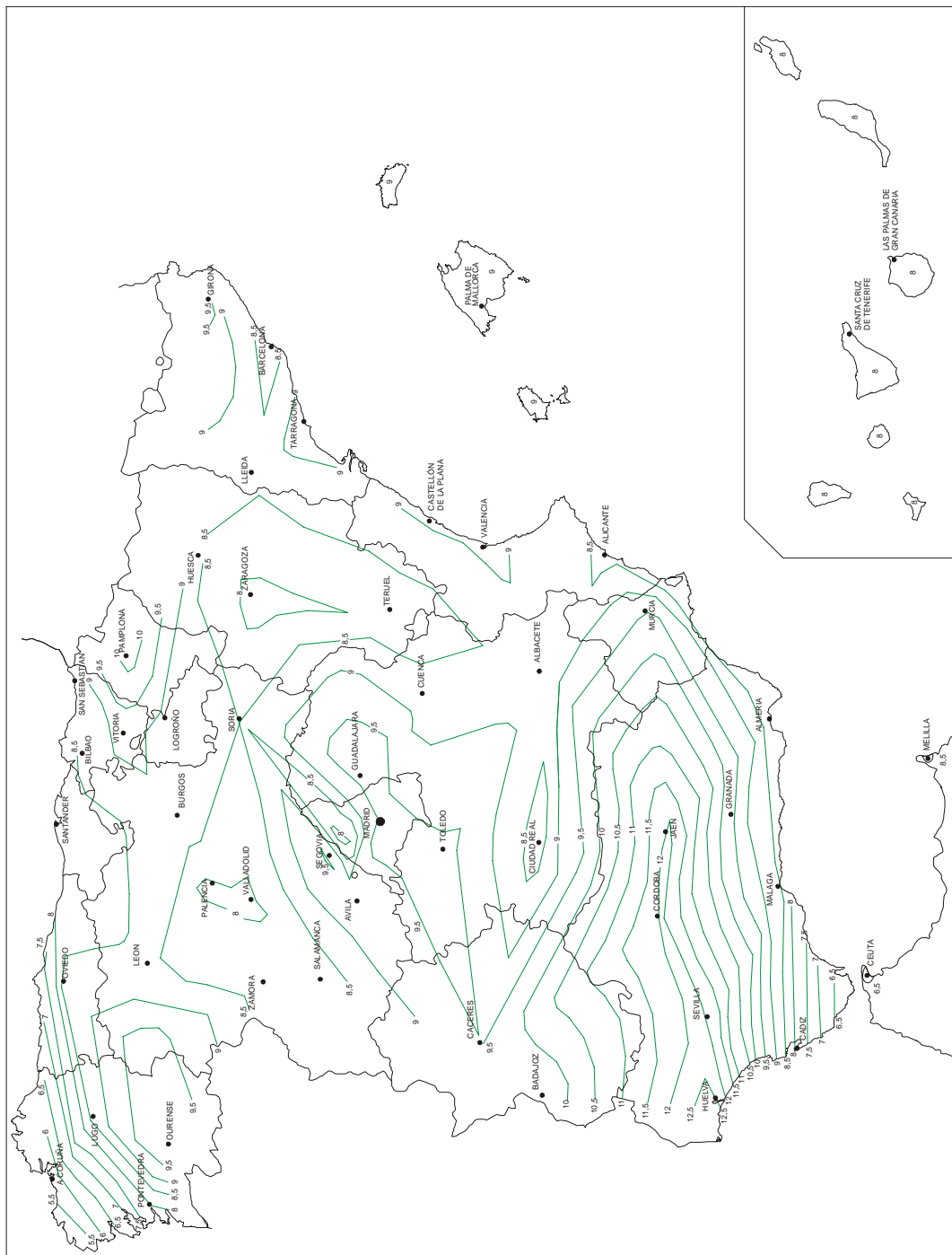


FIGURA 11 - MAPA DE ISOLÍNEAS PARA LA OBTENCIÓN DEL ΔT_{31} DE REFERENCIA EN TABLEROS DE CAJONES DE HORMIGÓN

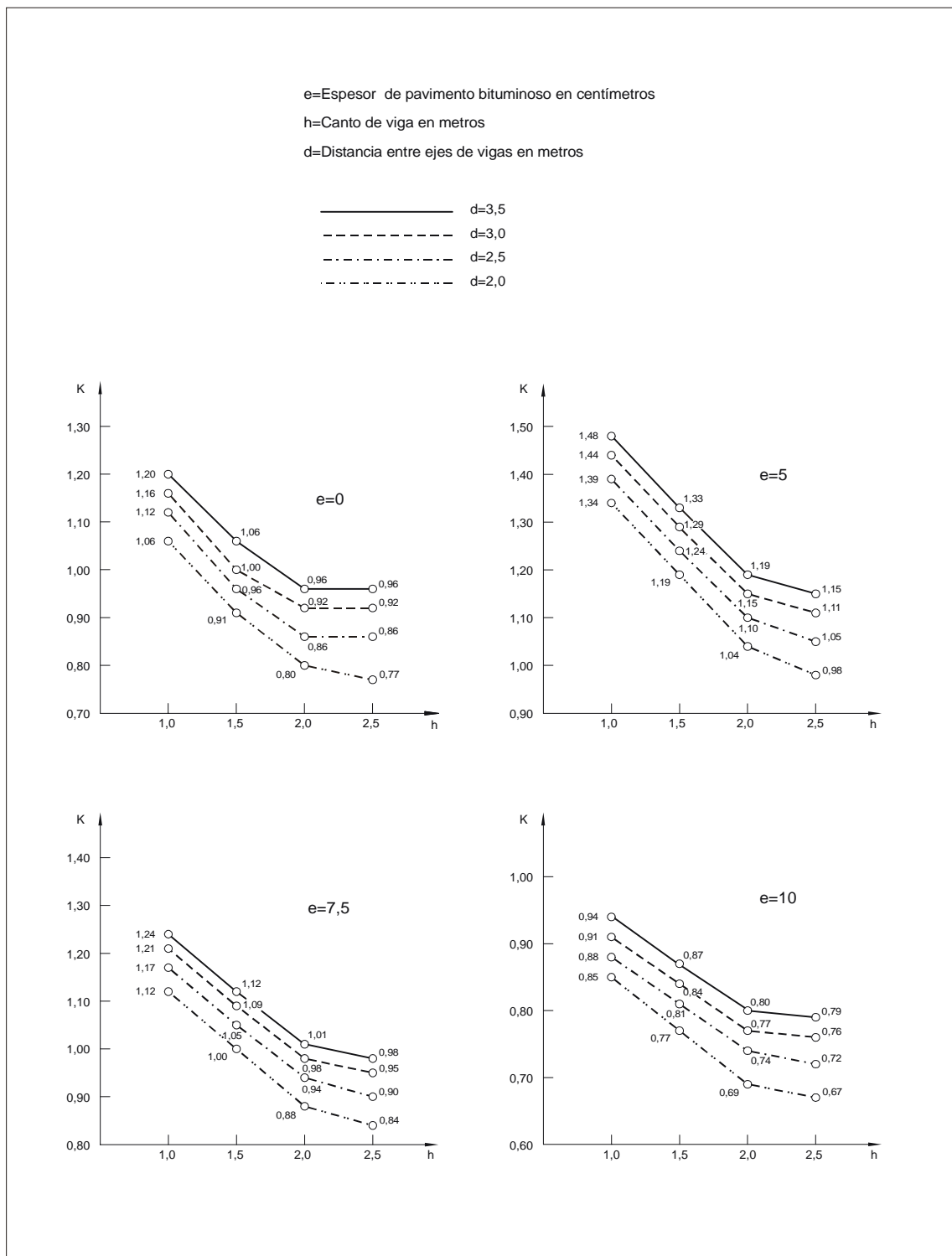


FIGURA 12 - FACTOR DE CORRECCIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL ΔT_{SI} EN TABLEROS DE VIGAS DE HORMIGÓN

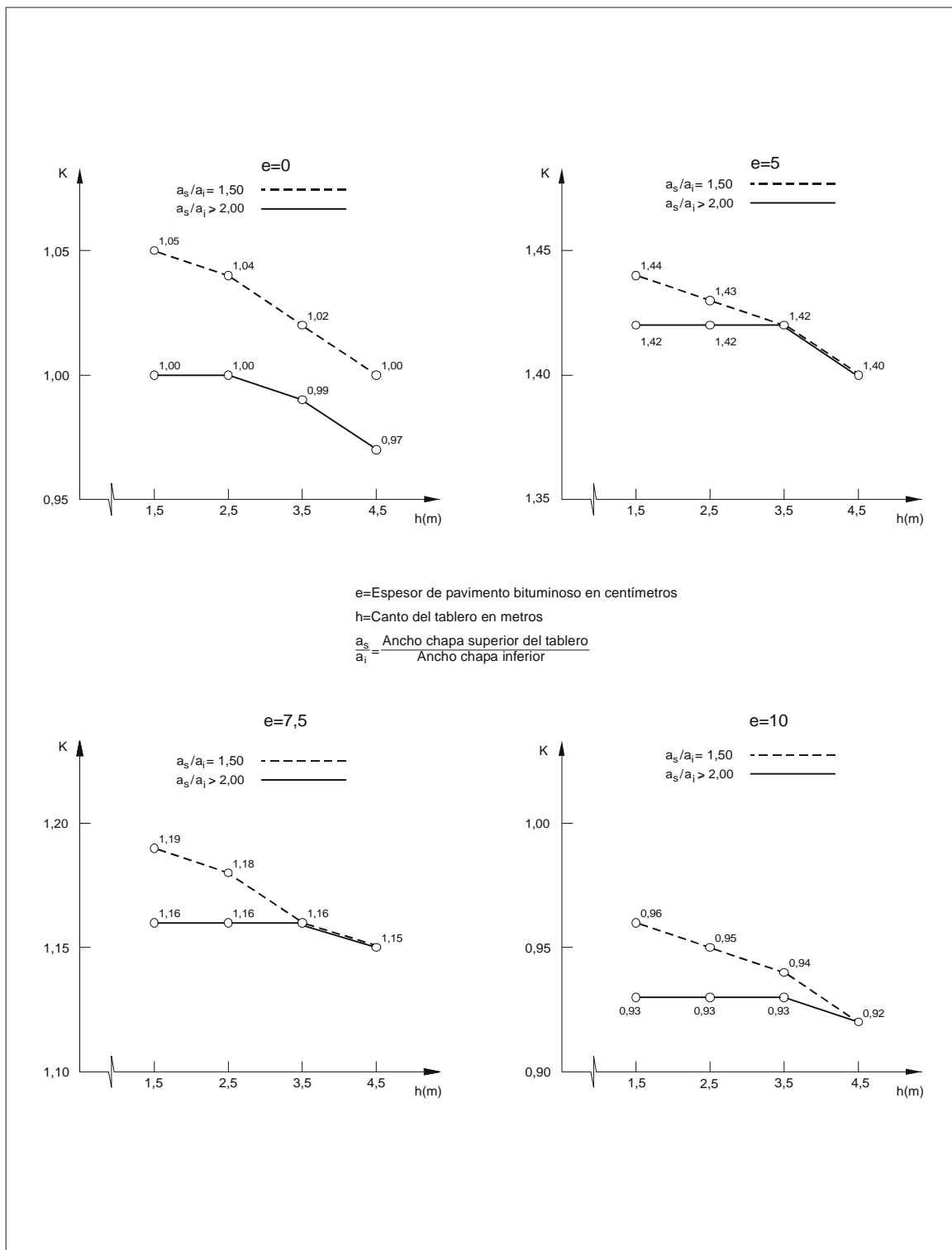


FIGURA 14 - FACTOR DE CORRECCIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL ΔT_{SI} EN TABLEROS DE CAJONES DE METÁLICOS

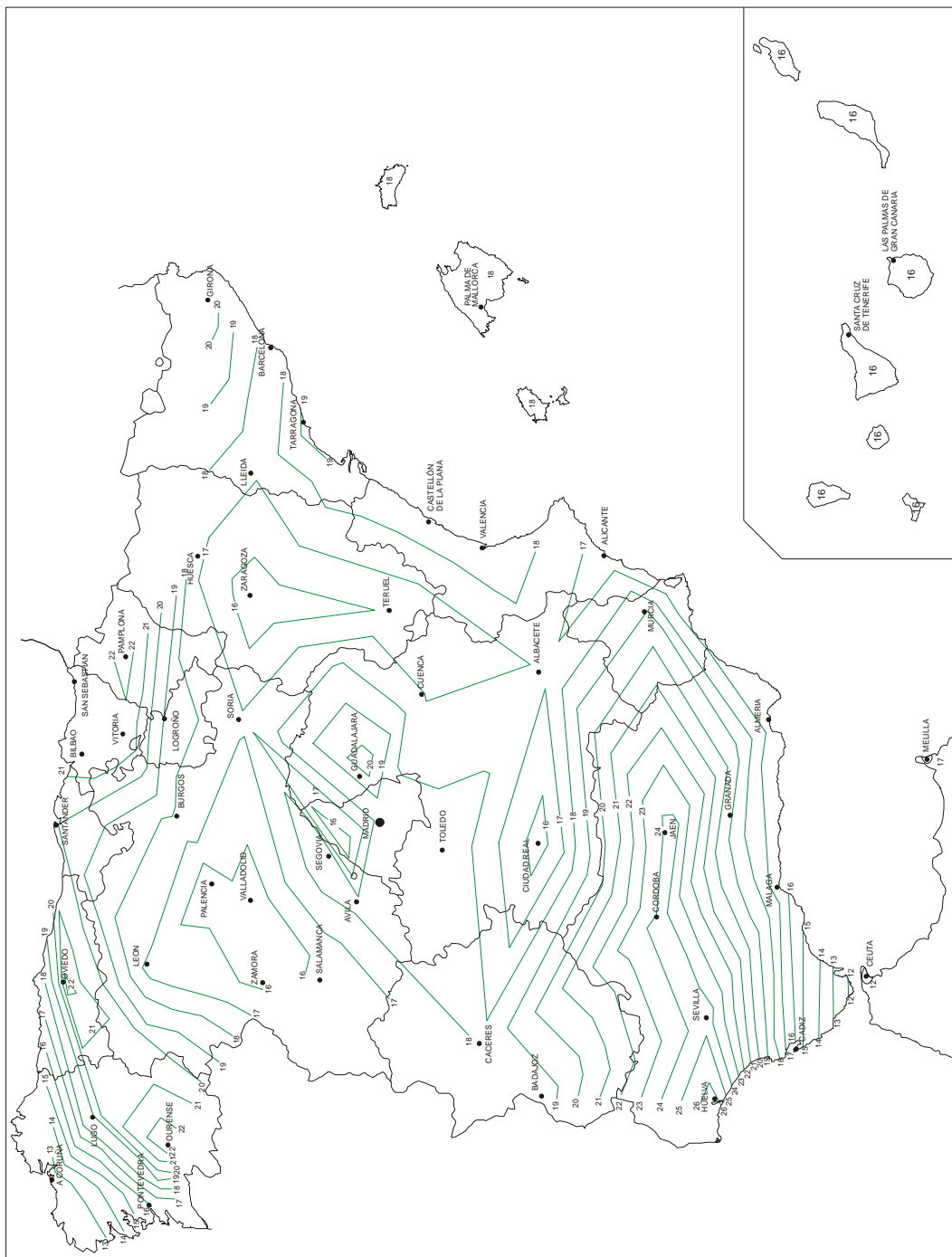


FIGURA 15 - MAPA DE ISOLÍNEAS PARA LA OBTENCIÓN DEL ΔT_{st} DE REFERENCIA EN TABLEROS DE CAJONES METÁLICOS

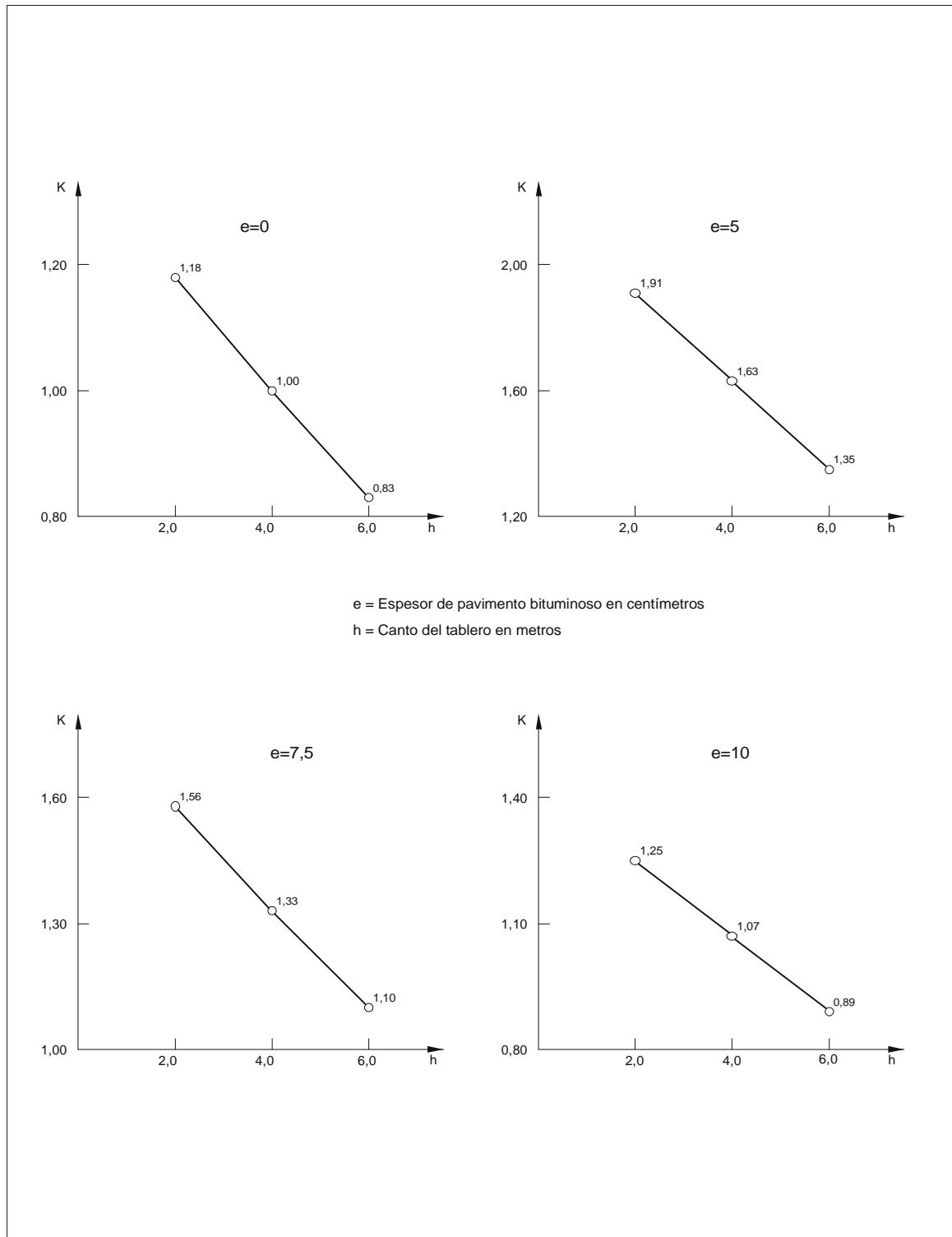


FIGURA 16 - FACTOR DE CORRECCIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL ΔT_{SI} EN TABLEROS DE VIGAS METÁLICAS

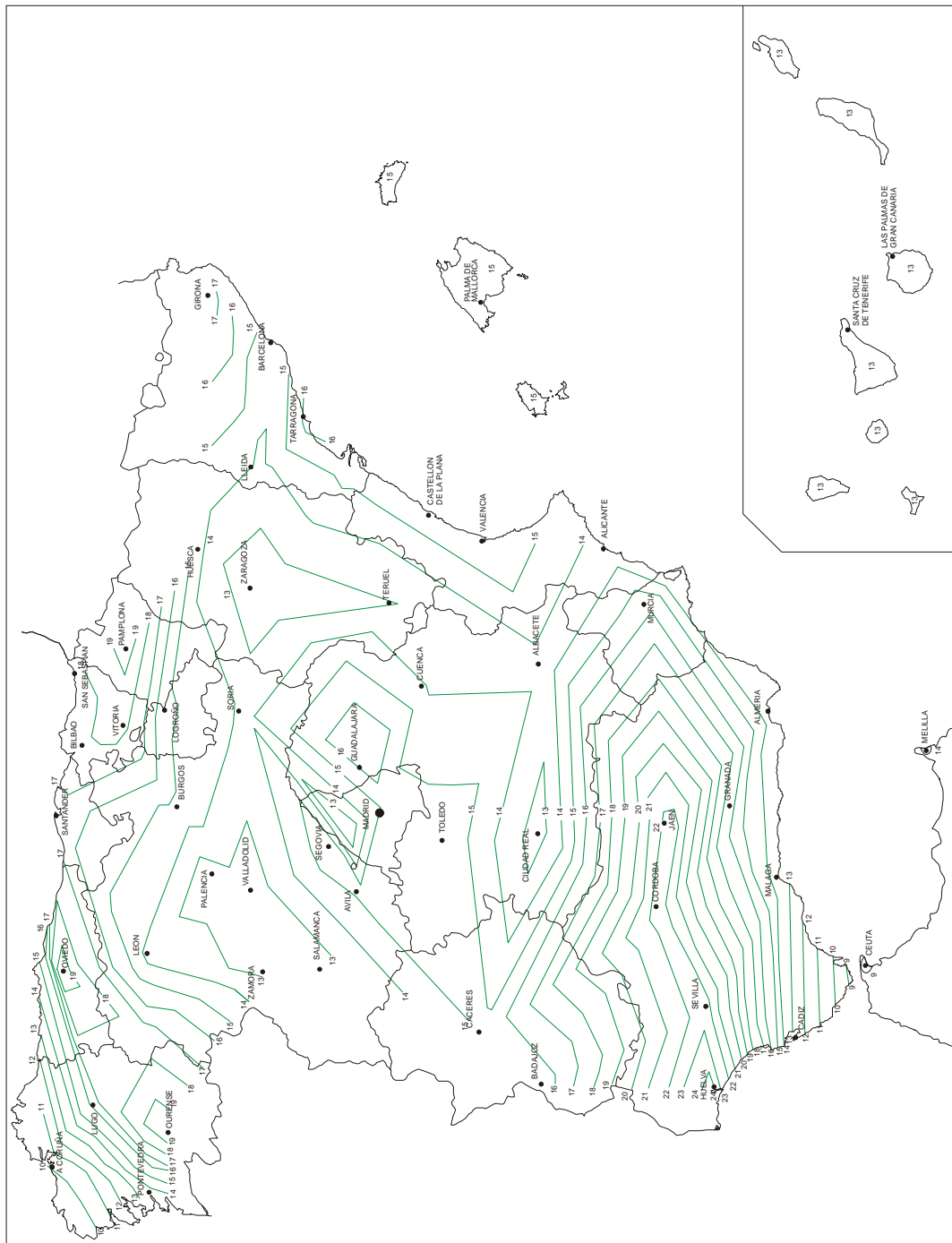


FIGURA 17 - MAPA DE ISOLÍNEAS PARA LA OBTENCIÓN DEL ΔT_{st} DE REFERENCIA EN TABLEROS DE VIGAS METÁLICOS

TABLA 9 - DIFERENCIA DE TEMPERATURA ΔT_{SI} (°C) PARA EL GRADIENTE TÉRMICO VERTICAL INVERSO O NEGATIVO

Tableros de hormigón		Tableros metálicos	
Con pavimento bituminoso	Sin pavimento bituminoso	Con pavimento bituminoso	Sin pavimento bituminoso
0	-3	-3	-1

a2.3) Gradiente térmico transversal del tablero

Esta acción térmica, inducida por la falta de simetría transversal de la distribución de temperaturas, se tendrá en cuenta cuando pueda incidir radiación solar directa sobre los paramentos laterales del tablero del puente: costeros en puentes losa, almas exteriores en puentes cajón y vigas extremas en puentes de vigas.

Esta situación será la normal en puentes que presenten una orientación próxima a la este-oeste, es decir, aquéllos cuya dirección forme un ángulo inferior a veinticinco grados centesimales (25^g) con la dirección este-oeste.

En la tabla 10 se recogen los valores de la diferencia de temperatura entre las dos caras laterales externas del tablero que se deben considerar en las situaciones anteriormente descritas.

TABLA 10 - DIFERENCIA DE TEMPERATURA (°C) TRANSVERSAL ENTRE LAS DOS CARAS LATERALES EXTERNAS DEL TABLERO PARA EL GRADIENTE TÉRMICO TRANSVERSAL

Tableros de hormigón		Tableros metálicos	
$l_v \leq 0,5 h_a$	$l_v > 0,5 h_a$	$l_v \leq 0,5 h_a$	$l_v > 0,5 h_a$
2,5-3,0	0	6,0-8,0	0

siendo:

$$l_v = \text{longitud del voladizo}$$

$$h_a = \text{proyección vertical del paramento lateral del tablero}$$

a2.4) Gradiente local en paredes de secciones en cajón

En el dimensionamiento de las paredes de las células de tableros de sección cajón, especialmente los situados en emplazamientos donde puedan registrarse cambios bruscos de la temperatura ambiente exterior, se considerarán las

diferencias de temperaturas ($T_{int} - T_{ext}$) entre sus caras interior y exterior (en contacto con el ambiente) recogidas en la tabla 11.

TABLA 11 - DIFERENCIA DE TEMPERATURAS $T_{int} - T_{ext}$ (°C) ENTRE LA CARA INTERIOR Y EXTERIOR DE PAREDES DE SECCIONES EN CAJÓN PARA GRADIENTE LOCAL

Cajones de hormigón		Cajones metálicos	
Positiva	Negativa	Positiva	Negativa
14	-6	18	-2

b) Elementos mixtos

El presente apartado se refiere a secciones mixtas constituidas por acero y hormigón. En el caso de que fuesen otros los materiales constituyentes, el proyectista adoptará los criterios que considere oportuno, sometiendo su justificación a la aprobación de la Dirección General de Carreteras.

Debido a las características especiales de estos elementos, para el estudio de los efectos térmicos, independientemente de la ubicación del puente, se considerarán, a partir de una temperatura de montaje que en general se tomará de quince grados Celsius (15 °C), las variaciones térmicas (°C) que a continuación se indican:

EFECTO	MATERIAL	
	Hormigón	Acero
Calentamiento	$20 - 0,75 (e)^{1/2}$	35
Enfriamiento	$- 20 + 0,75 (e)^{1/2}$	-35

donde e (cm) es el *espesor ficticio* de las secciones parciales de hormigón, que se deducirá de la expresión:

$$e = B / (P/2)$$

siendo:

B = área de la sección de la pieza (m^2).

P = perímetro de la misma sección (m).

c) Casos especiales

En el caso de puentes constituidos por tableros atirantados o que contengan péndolas metálicas, se puede producir una diferencia de temperatura entre los tirantes o péndolas y el resto de los elementos del tablero. Este hecho se tendrá en cuenta considerando una diferencia de temperatura entre tirantes y péndolas metálicas y el resto de elementos de:

$$\begin{aligned} \text{- Diferencia positiva:} & \quad T_{\text{tirantes}} - T_{\text{resto puente}} = + 33^{\circ}\text{C} \\ \text{- Diferencia negativa:} & \quad T_{\text{tirantes}} - T_{\text{resto puente}} = -10^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

En caso de que los tirantes o péndolas estén pintados de un color poco absorbente de la luz solar, se podrá reducir la diferencia positiva indicada hasta un mínimo de dieciocho grados Celsius (+ 18°C).

3.2.3.3 SOBRECARGAS DEBIDAS AL AGUA

La acción hidrostática se valorará a partir de un peso específico del agua igual a nueve mil ochocientos newtons por metro cúbico (9,8 kN/m³). En el caso de elementos sumergidos se considerará para la subpresión el mismo peso específico.

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

$$E = 1/2 \ \delta \ C_D \ A \ V^2$$

donde:

E = empuje total (N).

δ = masa específica del agua (1000 kg/m³).

C_D = coeficiente de arrastre de la sección que soporta el empuje de la corriente (figura 4). Se tendrá en cuenta que en el caso de una sección circular, el valor límite de DV_c indicado en la figura 4, deberá ser sustituido por cuarenta decímetros cuadrados por segundo (0,4 m²/s).

A = área de la superficie del elemento proyectada sobre un plano perpendicular a la corriente (m²).

V = velocidad de la corriente (m/s).

En el caso de que exista la posibilidad de que algunos elementos flotantes (tales como vegetación arrastrada por la corriente) puedan quedar retenidos por las

pilas o el tablero del puente, se considerará su influencia a efectos de determinar el valor del coeficiente de arrastre, C_D , y el área de la superficie proyectada que se consideren en el cálculo.

3.2.3.4 OTRAS SOBRECARGAS EN SITUACIONES TRANSITORIAS

Se tendrán en cuenta todas las acciones debidas a equipos, maquinaria, material almacenado, etc., que se prevea puedan actuar durante la construcción o el mantenimiento de la estructura, considerando siempre su actuación sobre el esquema resistente que en ese momento presente el puente.

3.2.4 ACCIONES ACCIDENTALES (A)

3.2.4.1 IMPACTOS

3.2.4.1.1 Impacto de vehículos contra un elemento estructural del puente

El impacto de un vehículo contra un elemento estructural se asimilará a la actuación de una carga estática cuya resultante se encuentre situada a un metro y veinte centímetros (1,2 m) sobre la superficie del pavimento, e igual en valor a mil kilonewtons (1000 kN) en la dirección del tráfico y a quinientos kilonewtons (500 kN) en sentido perpendicular a dicha dirección. Esta carga podrá considerarse aplicada sobre una superficie o zona de choque no mayor de dos metros (2 m) de ancho por dos metros (2 m) de altura. A efectos de cálculo no será necesario considerar la actuación simultánea de ambos esfuerzos.

La transmisión de la acción de un impacto en los elementos conectados al que lo recibe requerirá, en cada caso, el oportuno estudio.

No será necesario considerar la acción de un impacto cuando se disponga de una protección adecuada o el elemento se encuentre a una distancia del borde de la calzada superior a diez metros (10 m).

3.2.4.1.2 Impacto lateral contra sistemas de contención de vehículos

El posible impacto lateral de un vehículo contra el sistema de contención instalado, según la normativa actualmente vigente (O.C. 321/95 "Recomendaciones

sobre sistemas de contención de vehículos"), se asimilará a una carga estática con los siguientes criterios:

- Si el sistema de contención actúa absorbiendo energía por deformación plástica (sistemas deformables), se supondrá actuando una fuerza puntual de cuarenta y cinco kilonewtons (45 kN) aplicada a sesenta centímetros (0,6 m) sobre la superficie del pavimento, perpendicularmente al elemento considerado.
- Si el sistema de contención no absorbe energía por deformación plástica propia (sistemas rígidos), se supondrá actuando una fuerza puntual de trescientos kilonewtons (300 kN), aplicada perpendicularmente al elemento considerado y a una altura igual a la altura útil del mismo. Esta fuerza se podrá suponer repartida uniformemente, en la base de la barrera de seguridad, en un ancho de tres metros (3 m).
- Simultáneamente se considerará, en todos los casos, una fuerza puntual horizontal de treinta kilonewtons (30 kN), aplicada longitudinalmente a nivel de la superficie del pavimento.

3.2.4.1.3 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 de la estructura. Estas acciones serán función de las características geométricas (eslora, manga, calado) y máxicas de la embarcación, 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.

Para la aplicación de la presente Instrucción, a falta de datos más precisos por parte de la autoridad competente, y salvo en los casos en que la importancia y especiales características del tráfico marítimo aconsejen la realización de estudios o ensayos específicos, se podrá asimilar el choque de una embarcación a la aplicación de una carga estática puntual, horizontal, cuyo valor se obtendrá mediante la expresión:

$$P = 0,98 (TPM)^{1/2} \cdot (V/8)$$

donde:

- | | | |
|-----|---|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| P | = | carga estática equivalente (MN). |
| TPM | = | toneladas de peso muerto de la embarcación (t) (correspondientes a la carga máxima y todo el combustible). |

V = velocidad absoluta de la embarcación (m/s).

En el caso de barcazas, se podrá reducir el valor obtenido mediante la expresión anterior en un cincuenta por ciento (50%).

Los efectos locales producidos por el impacto de embarcaciones se estudiarán teniendo en cuenta la aplicación de una presión, en la zona de impacto, de un megapascal (1 MPa).

3.2.4.2 ACCIONES SÍSMICAS

Las acciones sísmicas en puentes se considerarán únicamente cuando el valor de la aceleración de cálculo sea superior o igual a seis centésimas de g ($\approx 0,06 g$), siendo g la aceleración de la gravedad.

3.2.4.2.1 Aceleración de cálculo

La aceleración de cálculo en el terreno (a_c) a considerar en el estudio sísmico para una estructura en servicio, adoptará la expresión:

$$a_c = f_d \cdot a_b$$

siendo a_b la aceleración sísmica básica y f_d el coeficiente de nivel de daño, definidos a continuación.

a) Aceleración sísmica básica

De acuerdo con la "Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-94)", las aceleraciones sísmicas básicas, a_b , pueden obtenerse de la figura 18, o de forma detallada en el anejo 1 de dicha Norma para los municipios con valores de dicha aceleración iguales o superiores a 0,04g.

La aceleración sísmica básica está relacionada con la intensidad MSK (I_{MSK}) mediante la siguiente fórmula:

$$\log_{10} a_b = 0,3 I_{MSK} - 2,23$$

donde a_b es la aceleración sísmica básica (m/s²).

b) Coeficiente de nivel de daño, f_I

Según la importancia del puente, la aceleración de cálculo en el terreno se obtendrá multiplicando los valores básicos por un coeficiente que se indica en la tabla 12.

TABLA 12 - COEFICIENTE f_I SEGÚN LA IMPORTANCIA DEL PUENTE

IMPORTANCIA DEL PUENTE	COEFICIENTE DE NIVEL DE DAÑO f_I
MODERADA	0,0
NORMAL	1,0
ESPECIAL	1,3

Los coeficientes de nivel de daño aquí definidos, representan un período de retorno T y un coeficiente de riesgo E (considerando para este último la vida útil del puente de cien (100) años) de:

$$T = 500 \text{ años; } E = 20\% \quad \text{para } f_I = 1,0$$

$$T = 1015 \text{ años; } E = 9,8\% \quad \text{para } f_I = 1,3$$

Las categorías de los puentes, atendiendo a criterios de afección y acciones sísmicas, se definirán de acuerdo con el uso a que se destine la estructura y con los daños que puede ocasionar su destrucción. Exclusivamente a estos efectos se distinguirán las siguientes categorías:

1) Puentes de importancia moderada

Se incluyen aquellos puentes con probabilidad despreciable de que su destrucción pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario u ocasionar daños económicos significativos a terceros.

2) Puentes de importancia normal

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

Se incluyen en este grupo los pasos superiores, los pasos inferiores y las pequeñas obras de paso pertenecientes a carreteras de una red de alta capacidad (autovías, autopistas y vías de conexión) y los puentes y viaductos ubicados en el resto de la red de carreteras.

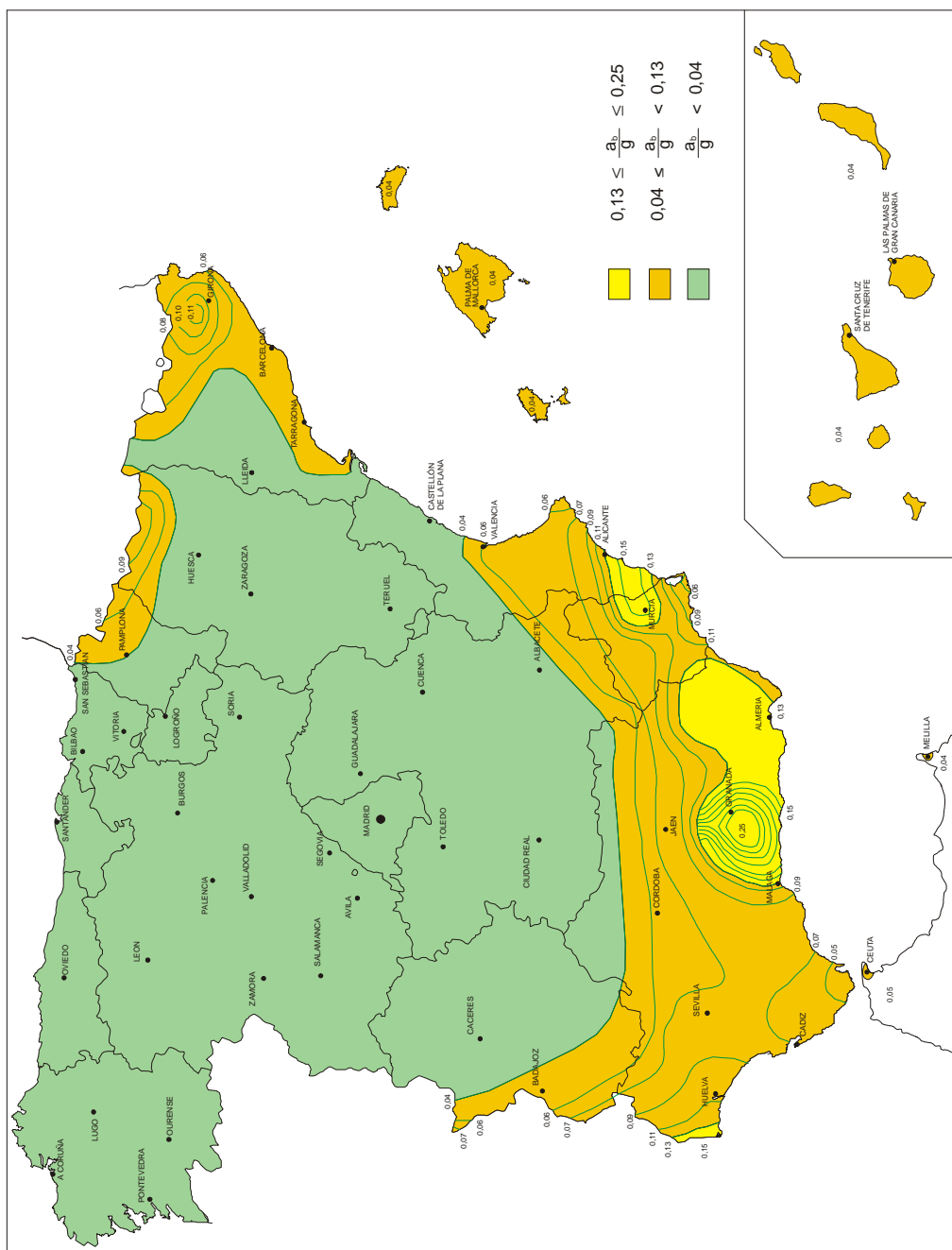


FIGURA 18 - MAPA DE ZONIFICACIÓN DE LAS ACELERACIONES SÍSMICAS BÁSICAS PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 500 AÑOS

Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación (NCSE-94)

3) *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. En este grupo se incluyen al menos los siguientes:

- Puentes situados en accesos a:
 - 5 Edificios sanitarios, hospitales, clínicas.
 - 5 Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria.
 - 5 Instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.
 - 5 Puertos y aeropuertos de Interés General del Estado.
 - 5 Edificios e instalaciones básicas de comunicaciones: radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas.
 - 5 Edificaciones donde esté previsto albergar los centros de organización y coordinación en caso de un terremoto destructivo.
 - 5 Parques de maquinaria o almacenes que alojen instrumental o maquinaria imprescindible para la ayuda inmediata.
 - 5 Grandes presas y sus instalaciones vitales.
 - 5 Edificios donde existan acumuladas materias tóxicas, inflamables o explosivas.
 - 5 Centrales nucleares o edificios donde se procesen materiales radiactivos.
- Puentes urbanos situados en arterias o vías principales.
- Puentes situados en los accesos principales a núcleos urbanos.
- Puentes que por sus características estén comprendidos en la categoría 2), pero cuya destrucción, a juicio de la autoridad competente, ocasione daños muy importantes o afecte gravemente a algún servicio imprescindible.
- Puentes situados en la red de alta capacidad (autovías, autopistas, vías de conexión y vías rápidas) de la red de carreteras que no estén incluidos en la categoría 2).

c) Aceleración sísmica durante la construcción

Durante la fase de construcción, la aceleración de cálculo puede obtenerse multiplicando la aceleración básica por el factor: $0,3 L_c^{0,37}$, donde L_c es la duración del período constructivo en años.

3.2.4.2.2 Espectro de cálculo

La cuantificación de las aceleraciones sísmicas de la estructura se realizará basándose en un espectro de cálculo, normalizado a una aceleración de cálculo de un g (1 g).

a) Componentes horizontales

$$\alpha(T) = 1 + \left[\frac{\alpha(T_0) v}{q} - 1 \right] \frac{T}{T_0}; \quad \text{para } 0 < T < T_0$$

$$\alpha(T) = \frac{\alpha(T_0) v}{q}; \quad \text{para } T_0 \leq T \leq T_1$$

$$\alpha(T) = \frac{\alpha(T_0) v}{q} \left(\frac{T_1}{T} \right)^{\frac{2}{3}}; \quad \text{para } T > T_1$$

donde:

$$\alpha(T_0) = (3C - 3,8) (K - 1,25) + 2,3$$

$$T_0 = 0,125 C + 0,2 K - 0,175$$

$$T_1 = \frac{0,215 K (5C - 1)}{\alpha(T_0)}$$

T = período de la estructura (segundos)

C = coeficiente de suelo

K = coeficiente de contribución de la falla Azores-Gibraltar

v = coeficiente de amortiguamiento

q = factor de comportamiento

a.1) Coeficiente de suelo, C

Dependerá de las características del terreno existente en los primeros treinta metros (30 m) bajo la estructura. En el caso de que las cimentaciones se encuentren sobre distintos tipos de suelo, o que una de ellas sea necesario situarla sobre capas de diferente naturaleza, se determinará como espectro resultante para el puente, la envolvente de los espectros de dichos tipos de

suelo.

A los efectos de estas determinaciones, los terrenos se clasificarán en:

- TIPO I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Deben alcanzar como características mecánicas: velocidad de ondas de cortante superior a setecientos cincuenta metros por segundo (750 m/s), más de cuarenta (40) golpes en el ensayo SPT normalizado al 60% de la energía de caída libre, o una resistencia en punta de penetrómetro superior a veinte megapascales (20 MPa).
- TIPO II: Suelos granulares o cohesivos de compacidad media a dura situados sobre el nivel freático. Deben alcanzar como características mecánicas: velocidad de ondas de cortante superior a cuatrocientos metros por segundo (400 m/s). Los granulares, más de diez (10) golpes en ensayos SPT y resistencia en punta mayor de ocho megapascales (8 MPa); y los cohesivos, resistencia a compresión simple superior a doscientos kilopascales (200 kPa).
- TIPO III: Suelo granular suelto a medio, o suelo cohesivo medio a blando. Se clasifican también como tipo III los terrenos tipo II situados bajo el nivel freático o los que no alcancen a clasificarse como tipo II.

Para el coeficiente de suelo C se adoptarán los siguientes valores:

Terreno TIPO I: $C = 1,0$

Terreno TIPO II: $C = 1,4$

Terreno TIPO III: $C = 1,8$

a.2) Coeficiente de contribución de la falla Azores-Gibraltar, K

El coeficiente K tendrá en cuenta la contribución de la falla de Azores-Gibraltar a la peligrosidad sísmica de todas las zonas de territorio nacional y su valor podrá variar entre uno y uno y medio (1 a 1,5). Cuando $K = 1$ la peligrosidad estará motivada por terremotos continentales o de áreas marítimas adyacentes, y cuando $K = 1,5$ será debida prácticamente a los terremotos originados por la propia falla.

En la figura 19 se presenta el mapa con las isolíneas que definen puntos con igual coeficiente K. En el anejo 1 de la "Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-94)", se especifican los valores del coeficiente K a considerar en las principales poblaciones españolas.

a.3) Coeficiente de amortiguamiento, v

El valor de dicho coeficiente, dependerá del *índice de amortiguamiento* ζ (porcentaje del amortiguamiento respecto al crítico), según la fórmula:

$$v = \left[\frac{5}{\zeta} \right]^{0,4} \quad \text{con } 1 < \zeta < 10$$

donde ζ se expresará en tanto por ciento (%).

En general, y salvo estudios más detallados, se puede considerar un índice de amortiguamiento, ζ , del cinco por ciento (5%).

a.4) Coeficiente de comportamiento, q

Para tener en cuenta que algunas estructuras puedan proyectarse de tal forma que su comportamiento sea dúctil y, por lo tanto, que parte de la energía de la acción sísmica pueda disiparse por deformaciones plásticas, se deberá considerar un factor que tenga en cuenta la posibilidad real de la formación de rótulas plásticas en las pilas, que garanticen el comportamiento descrito. Se obtendrá aplicando los criterios siguientes:

- En puentes de tablero recto apoyado sobre pilas de hormigón armado, este comportamiento se conseguirá si se forman rótulas plásticas sólo en las pilas. En este caso las pilas deben estar dimensionadas para que la armadura longitudinal se plastifique y la rotura se produzca por alargamiento del acero. Además las secciones en la zona de la rótula plástica deberán disponer de una armadura transversal de confinamiento adecuada y con un espaciamiento tal que evite el pandeo de las barras longitudinales comprimidas.

En estos casos la ductilidad de cada pila podrá estimarse utilizando como parámetro el axil reducido (\ddot{O}) y, consecuentemente, éste también deberá resultar un indicador adecuado para estimar el factor de comportamiento, cuyo valor será:

$$\begin{array}{ll} q = 3,5 & \ddot{O} \leq 0,3 \\ q = 3,5 - (\ddot{O}/0,3 - 1) 2,5 & 0,3 < \ddot{O} \leq 0,6 \\ q = 1 & \ddot{O} > 0,6 \end{array}$$

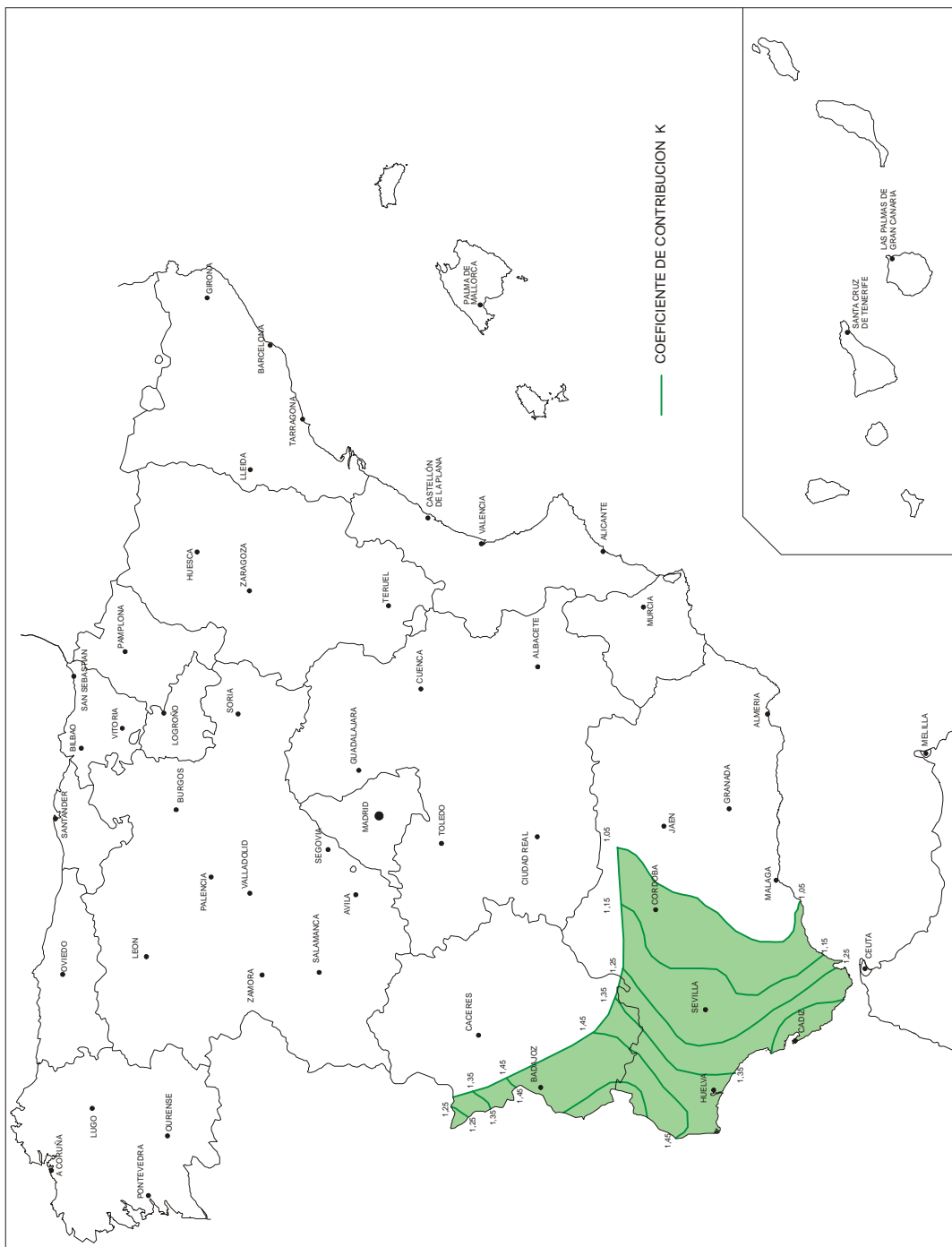


FIGURA 19 - MAPA PARA LA OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE K DE CONTRIBUCIÓN DE LA FALLA AZORES-GIBRALTAR
Norma de construcción sismorresistente. Parte general y edificación (NCSE-94)

donde:

$$\bar{N} \text{ (axil reducido)} = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{ck}}$$

El comportamiento de los estribos tanto longitudinalmente por la interacción con el terreno, como transversalmente por sus dimensiones, suele ser muy rígido y, consecuentemente, poco dúctil.

- En el caso de puentes de un solo vano apoyado en estribos deberá tomarse $q < 1,2$.
- Para puentes soportados verticalmente sobre estribos y pilas, deberá decidirse el mecanismo resistente frente a las acciones horizontales del sismo.

Si el tablero se fijase horizontalmente a los estribos el comportamiento de la subestructura será rígido y el factor a considerar será: $q < 1,2$.

Si el tablero es soportado por las pilas, el factor de comportamiento dependerá de las características de ductilidad de las mismas, pero, en todo caso, deberá estudiarse adecuadamente el comportamiento conjunto para que las rótulas se produzcan simultáneamente en todas ellas.

- Para puentes tipo pórtico o arco, con fuertes axiles, será difícil establecer un criterio general ya que la formación de rótulas y su situación dependerá de muchos factores. En todo caso los valores del factor de comportamiento deberán limitarse a $q \leq 2$.

En estos casos podrá considerarse:

$$\begin{array}{ll} q = 2 & \ddot{\theta} \leq 0,3 \\ q = 2 - (\ddot{\theta}/0,3 - 1) & 0,3 < \ddot{\theta} \leq 0,6 \\ q = 1 & \ddot{\theta} > 0,6 \end{array}$$

- Para otras tipologías estructurales deberá plantearse un análisis especial para la definición de q , en caso contrario el proyecto se realizará considerando $q = 1$.

En la tabla 13 se recogen los valores de T_0 , T_1 y ω (T_0), en función de los coeficientes C y K .

TABLA 13 - VALORES DE T_0 , T_1 y τ (T_0) EN FUNCIÓN DE LOS COEFICIENTES C y K⁽¹⁾

	C	K					
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
T_0	1,0	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25
	1,4	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30
	1,8	0,25	0,27	0,29	0,31	0,33	0,35
T_1	1,0	0,34	0,39	0,44	0,50	0,55	0,61
	1,4	0,59	0,63	0,68	0,72	0,77	0,81
	1,8	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96
τ (T_0)	1,0	2,50	2,42	2,34	2,26	2,18	2,10
	1,4	2,20	2,24	2,28	2,32	2,36	2,40
	1,8	1,90	2,06	2,22	2,38	2,54	2,70

En la figura 20 se representan los espectros de cálculo para los tres tipos de terreno definidos y diferentes valores del coeficiente K. El espectro así obtenido se deberá modificar en función:

- del amortiguamiento, para poder considerar estructuras con índices de amortiguamiento distintos del cinco por ciento (5%) (coeficiente de amortiguamiento ν), y de
- la ductilidad, que tendrá en cuenta la posibilidad de la estructura para soportar deformaciones plásticas (coeficiente de comportamiento q).

b) Componentes verticales

El espectro de cálculo para la componente vertical del movimiento sísmico, se obtendrá a partir del horizontal multiplicado por un factor igual a siete décimas (0,7).

c) Acciones conjuntas en distintas direcciones

Se deberá considerar la actuación conjunta de las componentes en las distintas direcciones descritas anteriormente. Se podrá utilizar en el cálculo la siguiente composición de los efectos de las acciones mencionadas con el criterio que se expone a continuación:

- 1) $x + 0,3 y + 0,3 z$
- 2) $0,3 x + y + 0,3 z$
- 3) $0,3 x + 0,3 y + z$

⁽¹⁾ Norma de construcción sismorresistente. Parte general y edificación (NCSE-94).

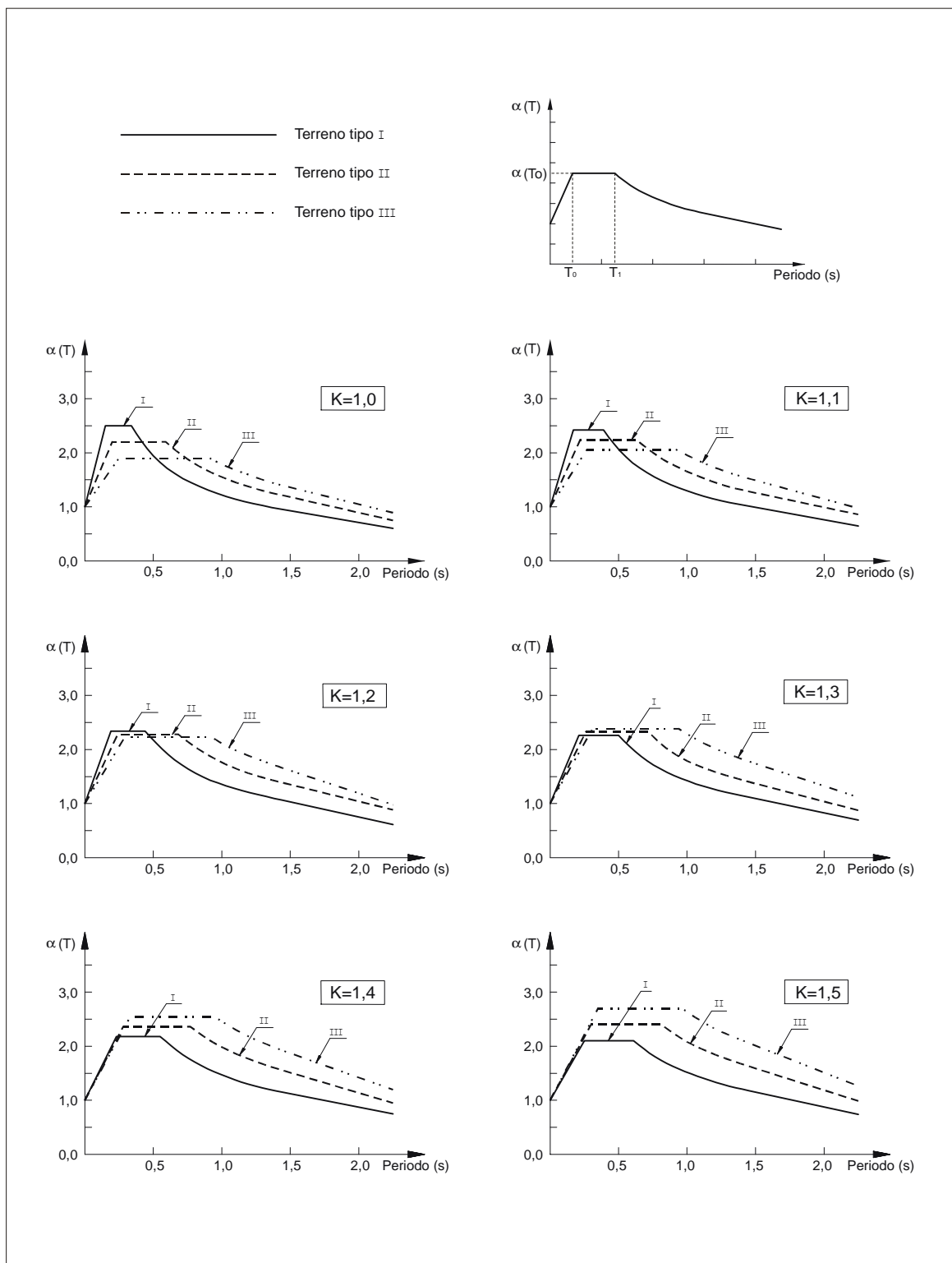


FIGURA 20 - ESPECTROS DE CÁLCULO PARA LOS TRES TIPOS DE TERRENO Y DIFERENTES VALORES DE K

siendo x , y , z los valores absolutos de los efectos de las acciones sísmicas en las direcciones longitudinal al puente, transversal al puente y vertical, respectivamente.

3.2.4.2.3 Métodos de cálculo

El cálculo sísmico podrá ser efectuado mediante cualquiera de los métodos siguientes:

- Análisis no lineal en el tiempo.
- Análisis por espectros de potencia.
- Análisis espectral con superposición modal.
- Análisis simplificado mediante sistemas de un grado de libertad.

Este último método podrá ser usado únicamente para obtener acciones sísmicas en forma de fuerzas, mediante el empleo de cargas estáticas equivalentes, y sólo cuando el comportamiento dinámico de la estructura pueda ser suficientemente aproximado mediante un modelo dinámico de un solo grado de libertad.

Esta condición se considerará cumplida en los siguientes casos:

- En la dirección longitudinal, en el caso de puentes aproximadamente rectos con tablero continuo, cuando las fuerzas sísmicas sean soportadas por pilas cuya masa total efectiva⁽¹⁾ sea menor que un quinto (1/5) de la del tablero.
- En la dirección transversal, cuando el sistema estructural sea aproximadamente simétrico respecto al centro del tablero, es decir, cuando la excentricidad en la dirección longitudinal e_o , entre el centro de rigidez⁽²⁾ de los elementos sustentadores y el centro de las masas del tablero, no supere el cinco por ciento (5%) de la longitud del tablero.

(1) La *masa efectiva* m_{ef} de un pilar se obtiene calculando la integral:

$$m_{ef} = \int_0^L m(s) \phi(s)^2 ds$$

a lo largo de la pieza, siendo:

- s = la coordenada a lo largo del eje
- $m(s)$ = la masa por unidad de longitud en el punto s
- $B(s)$ = la deformada del pilar utilizada para la reducción a un (1) grado de libertad, normalizada de modo que su valor a la altura de los aparatos de apoyo sea la unidad.

(2) El *centro de rigidez* es el c.d.g. de las masas virtuales proporcionales a las rigideces transversales de cada elemento sustentador.

- En el caso de pilas que soporten vanos isostáticos, en el que no exista una interacción significativa entre las diferentes pilas, cuando la masa total efectiva de cada pila sea menor que un quinto (1/5) de la masa de la parte de tablero soportada por dicha pila.

En función de las características específicas del puente, el método deberá aplicarse utilizando uno de los tres modelos simplificados que se exponen a continuación:

- a) Modelo de tablero rígido.
- b) Modelo de tablero flexible.
- c) Modelo de pila aislada.

a) Modelo de tablero rígido

Este modelo podrá aplicarse cuando, bajo la acción sísmica, la deformación del tablero en un plano horizontal sea despreciable en comparación con los desplazamientos de las caras superiores de los aparatos de apoyo.

En la dirección longitudinal se podrá suponer que esta condición se cumple siempre en puentes aproximadamente rectos con tablero continuo.

En la dirección transversal, el tablero podrá considerarse rígido si:

$$\frac{L}{B} \leq 4,0$$

o, en general, si se satisface la siguiente condición:

$$\frac{\Delta d}{d_a} \leq 0,20$$

donde:

- L = longitud del tablero continuo (m)
- B = anchura total del tablero (m)
- Δd y d_a = la máxima diferencia y la media de los desplazamientos, respectivamente, en la dirección transversal, de todas las caras superiores de los aparatos de apoyo bajo la acción sísmica transversal o bajo la acción de una carga transversal de distribución similar.

En puentes con tablero rígido los efectos sísmicos se podrán determinar aplicándole una carga estática horizontal equivalente F , dada por la expresión:

$$F = M \cdot \ddot{(T)} \cdot a_c$$

donde:

- F = carga estática horizontal equivalente (N)
 M = masa total efectiva, igual a la del tablero más la de la sobrecarga concomitante con el sismo, más en su caso, en función del tipo de sustentación, la parte correspondiente a la de las pilas (kg).
 $\ddot{(T)}$ = aceleración espectral del espectro de cálculo, correspondiente al período fundamental T del puente, en segundos, estimado con la expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_s}}$$

donde la rigidez equivalente K_s es la suma de las rigideces de los elementos de la subestructura: $K_s = \sum K_i$ (N/m)

- a_c = aceleración de cálculo en el terreno (m/s^2).

La fuerza F se deberá distribuir a lo largo del tablero, de forma proporcional a la distribución de las masas efectivas.

b) Modelo de tablero flexible

Este método se puede considerar, en esencia, un caso particular del indicado en el apartado anterior, en el que se supone que la mayor parte de la respuesta de la estructura corresponde a una distribución de desplazamientos tipo d que se pueden obtener, en las tres direcciones del espacio, mediante la aplicación de las siguientes cargas estáticas de proyecto: fuerza de frenado en la dirección longitudinal, fuerza de viento en la transversal y peso propio en la vertical. Sólo será de aplicación si la diferencia máxima entre las luces de los diferentes vanos que componen el puente no supera el veinte por ciento (20%).

El método suele presentar la ventaja de poder emplear cálculos ya realizados, aún cuando en ellos se han utilizado características mecánicas de las secciones brutas que pueden ser incompatibles con la situación de cálculo prevista. No obstante, a efectos de esfuerzos, la hipótesis de sección no fisurada implicará mayor rigidez, menor período propio y por tanto, casi siempre, mayores cargas que las que se obtendrían con propiedades de sección fisurada y, por el contrario, menores desplazamientos. Los valores así obtenidos, serán suficientemente aproximados, a efectos prácticos, en la mayoría de los casos normales.

Para cada dirección de la acción sísmica se podrá obtener un sistema de fuerzas equivalentes a dicha acción, que sobre cada grado de libertad de traslación i , de los N en que se ha discretizado la estructura, adoptará la siguiente expresión:

$$F_{eq}^i = \frac{a_c}{g} \cdot \alpha(T) \cdot P_i \cdot d_i \frac{\sum_{j=1}^N P_j d_j l_j}{\sum_{j=1}^N P_j d_j^2}$$

donde:

- F_{eq}^i = fuerza equivalente en el grado de libertad i (N)
 a_c = aceleración de cálculo definida en el apartado 3.2.4.2.1 de la presente Instrucción (m/s^2).
 P_i = peso en el grado de libertad i (N).
 d_i = valor de la deformada tipo definida, en el grado de libertad de traslación i , nulo en el caso de que éste sea de rotación.
 l_j = 1 si la dirección del grado de libertad i coincide con la del terremoto y 0 en caso contrario.
 $\alpha(T)$ = valor de amplificación del espectro para el período asociado T a los desplazamientos tipo definidos, siendo T (en segundos):

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N m_j^* d_j^2}{\sum_{j=1}^N F_j d_j}}$$

en la que:

- F_j = la carga, en el grado de libertad j , originada por la acción utilizada para el cálculo de la deformada tipo (N).
 m_j^* = la masa, en el grado de libertad j , utilizada en el cálculo de la deformada tipo (kg).

c) Modelo de pila aislada

En los casos en que la acción sísmica sea soportada por cada pila, sin que exista una interacción con las adyacentes, el valor de la fuerza estática aplicada será:

$$F_i = M_i \cdot \alpha(T) \cdot a_c$$

donde:

- F_i = fuerza estática aplicada a la pila i (N).
 M_i = masa efectiva atribuida a la pila i (Kg).

- a_c = aceleración de cálculo definida en el apartado 3.2.4.2.1 de la presente Instrucción (m/s^2).
- "(T)= valor de amplificación del espectro para el período T, obtenido en segundos de la siguiente expresión:

$$T = 2 \pi \sqrt{\left(\frac{M_i}{K_i}\right)}$$

donde K_i son las rigideces de los elementos de la subestructura.

3.2.4.2.4 Acciones en estribos

A efectos de aplicación de la presente Instrucción, en el estudio sísmico de estribos se diferenciarán básicamente dos casos: estribos continuos con el tablero (puentes integrales) y estribos flotantes o muros.

En los primeros, donde el estribo forma parte del tablero o es totalmente solidario con él, la acción sísmica que deberá soportar será la máxima transmitida por el tablero durante el terremoto. Cuando la acción sísmica sea también soportada por las pilas, deberán tenerse en cuenta las rigideces de éstas y la del estribo para establecer la carga sísmica transferida. Si por otro lado se pretenden minimizar daños en los estribos, éstos deberán ser diseñados para soportar el empuje pasivo capaz de ser movilizado por el relleno del estribo, que suele ser mayor que la fuerza máxima estimada transferida al estribo. Para ello se puede utilizar en una primera aproximación, la formulación que más adelante se expone.

En los estribos flotantes o en muros, las expresiones de Mononobe-Okabe pueden proporcionar una primera aproximación para los empujes activo y pasivo (E_a y E_p):

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 (1 - K_v) \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\left(\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right)} \right]^2}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 (1 - K_v) \frac{\cos^2(\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\left(\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + i - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right)} \right]^2}$$

donde:

- γ = peso específico del terreno (N/m^3).
- h = altura del muro o estribo (m).

$$\alpha = \arctg \frac{K_h}{1 - K_v}$$

$\delta, \delta', \delta'', \delta''', \delta''''$ = ángulos indicados en la figura 21, tomados con el criterio de signos en ella especificado.

B = ángulo de rozamiento interno.

K_v = coeficiente de aceleración vertical, que, como primera aproximación, puede tomarse como: $K_v = 0$.

K_h = coeficiente de aceleración horizontal cuyo valor será:

$a_c/2g$ si no existiesen restricciones importantes en el movimiento del estribo.

$1,5 a_c/g$ si existiesen restricciones significativas del movimiento del estribo (p.e. pilotes inclinados, anclajes, etc.).

siendo a_c la aceleración de cálculo (m/s^2) y g la aceleración de la gravedad ($9,8 m/s^2$).

En el caso en que no existan restricciones significativas para el movimiento del estribo, deberán preverse valores de este movimiento aproximadamente de dos décimas de la relación entre la aceleración de cálculo y la aceleración de la gravedad ($0,2 a_c/g$) en metros.

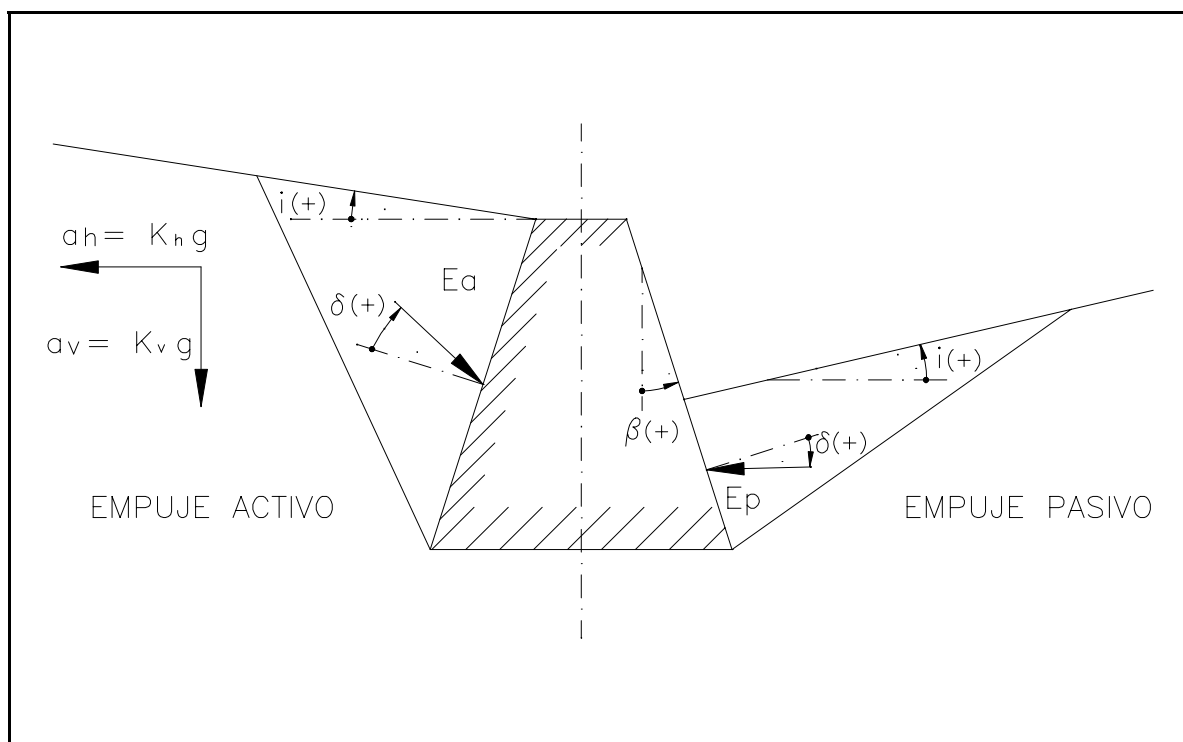


FIGURA 21 - ESQUEMA REPRESENTATIVO DE LOS ÁNGULOS Y CRITERIOS DE SIGNOS EN LOS ESTRIBOS O MUROS

3.3 VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

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

Una misma acción podrá tener un único o varios valores representativos en función del tipo de acción.

3.3.1 ACCIONES PERMANENTES (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k , excepto en el caso de la acción correspondiente al peso del pavimento y , en su caso, las acciones producidas por los servicios situados en el puente, para las que se considerarán dos valores representativos, coincidentes con $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, definidos en el punto 3.2.1.2 de la presente Instrucción.

3.3.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*)

- Acciones originadas por presolicitaciones: Se considerará, para las acciones originadas por las presolicitaciones definidas en el punto 3.2.2.1 de la presente Instrucción, un único valor representativo, coincidente con el valor característico $P_{k,t}$, correspondiente al instante "t" en el que se realiza la comprobación.
- Reológicas: Se considerará para las acciones de origen reológico un único valor representativo, coincidente con el valor característico $R_{k,t}$, correspondiente al instante "t" en el que se realiza la comprobación.
- Acciones debidas al terreno:

5 Acciones sobre los elementos de la estructura:

- * Peso del terreno que gravita sobre elementos de la estructura: se considerará un único valor representativo, coincidente con el característico.
- * Empuje del terreno: se considerará el valor representativo de acuerdo con lo expuesto en el punto 3.2.2.3.1 de la presente Instrucción.

5 Acciones correspondientes a movimientos del terreno bajo las cimentaciones: el valor representativo de estas acciones se considerará de acuerdo con lo expuesto en el punto 3.2.2.3.2 de la presente Instrucción.

3.3.3 ACCIONES VARIABLES (Q)

Cada una de las acciones variables, excepto el tren de carga para fatiga que tendrá un único valor representativo coincidente con el valor característico de dicha acción, podrá considerarse con los siguientes valores representativos:

- *Valor característico*, Q_k : será el valor de la acción cuando actúe aisladamente, como ha sido definido en el punto 3.2.3 de la presente Instrucción.
- *Valor de combinación*, $F_o \cdot Q_k$: 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.
- *Valor frecuente*, $F_1 \cdot Q_k$: será el valor de la acción que sea sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente (5% del tiempo). Corresponde a un período de retorno de una semana.
- *Valor casi-permanente*, $F_2 \cdot Q_k$: será el valor de la acción que sea sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente (el 50% o más del tiempo), o bien el valor medio.

Los valores de los coeficientes F serán los recogidos en la tabla 14.

TABLA 14 - VALORES DE LOS COEFICIENTES F

F_o	F_1	F_2
0,60	0,50	0,20

3.3.4 ACCIONES ACCIDENTALES (A)

Para las acciones accidentales se considerará un único valor representativo coincidente con el valor característico A_k , definido en el apartado 3.2.4 de la presente Instrucción, o fijado, en su caso, por la Dirección General de Carreteras.

3.4 VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Los *valores de cálculo de las diferentes acciones* serán los obtenidos aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad, f_k , a los valores representativos de las acciones definidos en el apartado anterior.

3.4.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.)

Para los coeficientes parciales de seguridad, f_l , se adoptarán los valores básicos recogidos en la tabla 15, excepto para la acción del tren de cargas para fatiga cuyos valores, al depender del material, se tomarán de las normas de materiales correspondientes.

TABLA 15 - VALORES DE LOS COEFICIENTES f_l

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS		SITUACIONES ACCIDENTALES	
		Efecto Favorable	Efecto Desfavorable	Efecto Favorable	Efecto Desfavorable
PERMANENTE (1),(2)		$f_l = 1,0$	$f_l = 1,35$	$f_l = 1,0$	$f_l = 1,0$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado P ₁ (3)	$f_{l^*} = 1,0$ (*)	$f_{l^*} = 1,0$ (*)	$f_{l^*} = 1,0$ (*)	$f_{l^*} = 1,0$ (*)
	Pretensado P ₂ (4)	$f_{l^*} = 1,0$	$f_{l^*} = 1,35$	$f_{l^*} = 1,0$	$f_{l^*} = 1,0$
	Otra presolicitación	$f_{l^*} = 0,95$	$f_{l^*} = 1,05$	$f_{l^*} = 1,0$	$f_{l^*} = 1,0$
	Reológica	$f_{l^*} = 1,0$	$f_{l^*} = 1,35$	$f_{l^*} = 1,0$	$f_{l^*} = 1,0$
	Acción del terreno	$f_{l^*} = 1,0$	$f_{l^*} = 1,50$	$f_{l^*} = 1,0$	$f_{l^*} = 1,0$
VARIABLE		$f_l = 0$	$f_l = 1,50$	$f_l = 0,0$	$f_l = 1,0$
ACCIDENTAL		---	---	$f_A = 1,0$	$f_A = 1,0$

(*) Los valores f_{l^*} para la acción del pretensado P1 serán los definidos en la vigente "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado (EP-93)" o normativa que la sustituya.

(1) Los coeficientes $f_l = 1,0$ y $f_l = 1,35$ se aplicarán a la totalidad de la acción según su efecto sea favorable o desfavorable.

Cuando el comportamiento de la estructura pueda ser muy sensible a variaciones de las acciones permanentes de una a otra zona de la estructura, las partes favorables y desfavorables de la misma acción deberán ser consideradas como acciones separadas, aplicándose unos coeficientes f_l distintos y específicos para cada una de ellas. Los valores de estos coeficientes serán:

- Para la parte favorable de la acción, $f_{l1} = 0,9$.
- Para la parte desfavorable de la acción, $f_{l2} = 1,1$.

Se considerará en el cálculo el resultado más desfavorable de los obtenidos aplicando los dos criterios aquí definidos.

No obstante, los anteriores valores podrán reemplazarse por:

$$f_{l_{G1}} = 0,95 \text{ y } f_{l_{G2}} = 1,05$$

si se disponen sistemas de control adecuados que permitan conocer, durante la ejecución de la obra, el valor real del desequilibrio y si se pueden adoptar las medidas correctoras necesarias para mantener este valor dentro de los límites que garanticen la seguridad de todos y cada uno de 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 y utilización en la obra, incluyéndose una descripción detallada de las medidas correctoras que deberán adoptarse caso de ser necesarias.

(2) 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 $f_{l_G} = 1,0$, cuando su efecto sea favorable.
- El valor representativo superior $G_{k,sup}$ ponderado por $f_{l_G} = 1,35$, cuando su efecto sea desfavorable.

Cuando el comportamiento de la estructura pueda ser muy sensible a variaciones de las acciones permanentes de una a otra parte de la estructura, se considerará:

- Para la parte favorable de la acción: $G_{k,inf} f_{l_{G1}}$, con $f_{l_{G1}} = 0,9$
- Para la parte desfavorable de la acción: $G_{k,sup} f_{l_{G2}}$, con $f_{l_{G2}} = 1,1$

Se adoptará para el cálculo el resultado más desfavorable de los obtenidos aplicando ambos criterios.

Cuando parte del peso propio se compense con el pretensado P_2 , se aplicará la nota (4).

(3) Se considerará la acción hiperestática producida por el pretensado, teniendo en cuenta el valor de la fuerza de pretensado $P_{k,t}$ en el instante "t" en que se realiza la comprobación, aplicándosele los coeficientes parciales de seguridad aquí indicados.

(4) Para la acción de pretensado P_2 , definida en el apartado 3.2.2.1.1 de la presente Instrucción, que se trata como acción asociada a las cargas permanentes, se considerarán, además del criterio de mayoración indicado en la tabla 15, en el que se aplica a la acción del pretensado los mismos coeficientes que a las acciones permanentes que se quieren contrarrestar, los siguientes criterios complementarios:

- a) Acciones permanentes contrarrestadas con $f_{G_1} = 1,05$
 Acción de Pretensado P_2 con $f_{G^*2} = 0,95$
- b) Acciones permanentes contrarrestadas con $f_{G_1} = 0,95$
 Acción de Pretensado P_2 con $f_{G^*2} = 1,05$

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

Los dos criterios a) y b) expuestos 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 por el proyectista.

3.4.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

Para los coeficientes parciales de seguridad, f_{Γ} , se tomarán los valores recogidos en la tabla 16.

TABLA 16 - VALORES DE LOS COEFICIENTES f_{Γ}

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	
		Efecto Favorable	Efecto Desfavorable
PERMANENTE		$f_{\Gamma} = 1,0$	$f_{\Gamma} = 1,0$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado P_1 Armaduras postesas	$f_{\Gamma^*} = 0,9(*)$	$f_{\Gamma^*} = 1,1(*)$
	Pretensado P_1 Armaduras pretesas	$f_{\Gamma^*} = 0,95(*)$	$f_{\Gamma^*} = 1,05(*)$
	Pretensado P_2	$f_{\Gamma^*} = 1,0$	$f_{\Gamma^*} = 1,0$
	Otra presolicitación	$f_{\Gamma^*} = 1,0$	$f_{\Gamma^*} = 1,0$
	Reológica	$f_{\Gamma^*} = 1,0$	$f_{\Gamma^*} = 1,0$
	Acción del terreno	$f_{\Gamma^*} = 1,0$	$f_{\Gamma^*} = 1,0$
VARIABLE		$f_{\Gamma} = 0$	$f_{\Gamma} = 1,0$

(*) Los valores f_{Γ^*} para la acción del pretensado P_1 serán los definidos en la vigente "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado (EP-93)" o Instrucción que la sustituya.

CAPÍTULO 4 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Las hipótesis de carga a considerar se formarán combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según los criterios generales que se indican a continuación:

4.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

4.1.1 SITUACIONES PERSISTENTES O TRANSITORIAS

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, excepto en ELU de fatiga, se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

$G_{k,i}$ = valor representativo de cada acción permanente.

$G_{k,j}^*$ = valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$Q_{k,1}$ = valor característico de la acción variable dominante.

$\psi_{0,l} Q_{k,l}$ = valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

En general 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.

Además, se deberán tener en cuenta las siguientes observaciones:

- En puentes de planta curva se considerará la acción de la sobrecarga de uso constituida por:
 - a) Las componentes verticales (definidas en el apartado 3.2.3.1.1 a) de la presente Instrucción), y

5 la componente horizontal de frenado (definida en el apartado 3.2.3.1.1 b1) de la presente Instrucción).

b) 5 las componentes verticales reducidas (según criterio definido en el apartado 3.2.3.1.1 b2) de la presente Instrucción), y

5 las componentes horizontales de frenado y fuerza centrífuga.

Aplicándose la que resulte más desfavorable para el elemento del puente en estudio.

- Si la acción de la sobrecarga de uso es considerada como dominante, se tomará ésta con su valor representativo y la acción del viento con su valor reducido, indicado en el punto 3.2.3.2.1, aplicándose además los coeficientes F_i indicados en el punto 3.3.3 de la presente Instrucción.
- Si la acción del viento es considerada como dominante, se tomará ésta con su valor representativo y no se considerará la actuación simultánea de la acción de la sobrecarga de uso.

4.1.2 SITUACIONES ACCIDENTALES

Se distinguirán dos tipos de situaciones accidentales:

- las provocadas por choques de vehículos, locomotoras, barcos, etc., contra los distintos elementos del puente, y
- las provocadas por la acción sísmica.

a) Situaciones accidentales sin sismo

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{i \geq 1} Y_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + Y_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{l > 1} Y_{Q,l} \cdot \Psi_{2,l} \cdot Q_{k,l} + Y_A \cdot A_k$$

donde:

$G_{k,i}$, $G_{k,j}^*$ = valores representativos definidos en el punto 3.3 de la presente Instrucción.

$E_{1,1} Q_{k,1}$ = valor frecuente de la acción variable dominante.

$E_{2,l} Q_{k,l}$ = valores casi-permanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental.

A_k = valor característico de la acción accidental.

Serán de aplicación las observaciones indicadas al final del punto 4.1.1 de la presente Instrucción.

b) Situaciones accidentales de sismo

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

$G_{k,i}, G_{k,j}^*$ = valores representativos definidos en el punto 3.3 de la presente Instrucción.

$E_{2,1} Q_{k,1}$ = valor casi-permanente de la acción relativa a la sobrecarga de uso. En puentes de baja o media intensidad de tráfico, no será necesario considerar esta acción.

$A_{E,k}$ = valor característico de la acción sísmica.

4.1.3 FATIGA

Debido a la dependencia del material, la verificación del E.L.U. de fatiga se realizará según se indique en las normas de materiales correspondientes.

4.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para estos estados se considerarán únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones,

se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{i \geq 1} Y_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + Y_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{l > 1} Y_{Q,l} \cdot \Psi_{0,l} \cdot Q_{k,l}$$

Combinación frecuente:

$$\sum_{i \geq 1} Y_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + Y_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{l > 1} Y_{Q,l} \cdot \Psi_{2,l} \cdot Q_{k,l}$$

Combinación casi-permanente:

$$\sum_{i \geq 1} Y_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \sum_{l \geq 1} Y_{Q,l} \cdot \Psi_{2,l} \cdot Q_{k,l}$$

Para las tres combinaciones indicadas serán de aplicación las observaciones indicadas al final del punto 4.1.1 de la presente Instrucción.

CAPÍTULO 5 PRUEBAS DE CARGA

Todo puente proyectado de acuerdo con la presente 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 siempre obligatorias, las segundas serán preceptivas en aquellas estructuras en las que sea necesario verificar que las vibraciones que se puedan producir no afectarán a la funcionalidad de la obra.

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

ANEXO
DEFINICIONES

ANEXO. DEFINICIONES

Acción: Es toda causa capaz de originar una sollicitación o efecto en la estructura o sus elementos.

Acera: Franja longitudinal de la carretera, elevada o no, destinada al tránsito de peatones.

Aleta: Elemento del estribo que contiene lateralmente el terraplén, evitando que sus taludes invadan el obstáculo inferior que el puente salva.

Andén: Acera elevada.

Apoyo: Elemento que sustenta una estructura o un elemento de ella.

Arcén: Franja longitudinal pavimentada, contigua a la calzada, no destinada al uso de vehículos automóviles más que en circunstancias excepcionales.

Arco: Elemento estructural de directriz curva destinado a salvar un vano.

Barandilla: Antepecho compuesto, generalmente, de balaustres y barandales de poco espesor, destinada a evitar la caída de personas.

Barrera de seguridad: Sistema de contención de vehículos empleado en los márgenes o en las medianas de la carretera.

Barrera flexible: Son las que se deforman durante el impacto del vehículo, pudiendo sufrir una deformación permanente. Estas barreras pueden determinar la posición y magnitud de las fuerzas de contacto. Detrás de esta clase de barreras hay que contar con espacio suficiente para su deformación sin que el vehículo que la acompaña incurra en peligros adicionales. Pertenecen a esta clase las barreras metálicas y las de hormigón prefabricadas no ancladas al cimiento.

Barrera rígida: Son las proyectadas de manera que los desplazamientos que puedan sufrir en caso de impacto resulten de menor orden de magnitud que la base de apoyo de la barrera. Estas barreras pueden determinar la posición, pero no la magnitud de las fuerzas de contacto, las cuales dependen de la deformación del vehículo. Las fuerzas de contacto dependen más del rozamiento entre estas barreras y el vehículo, y entre éste y el terreno, que las deformables. Pertenecen a esta clase las barreras de hormigón ancladas a un cimiento.

Bordillo: Encintado de una acera o arcén. En la presente Instrucción, el de altura

superior a cinco centímetros (5 cm.) sobre la calzada.

Calzada: Parte de la carretera destinada a la circulación de vehículos que se compone de un cierto número de carriles.

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.

Cimentación: Elemento de la estructura que transmite las cargas al terreno.

Defensa: Elemento longitudinal del tablero cuyo fin es impedir que los vehículos invadan ciertas zonas reservadas a otros usos, o que sirven de protección de las pilas de un puente contra choques originados por el tráfico de la vía que el puente salva (vehículos, barcos, etc.).

Dispositivo de apoyo: Dispositivo destinado a transmitir las acciones de sustentación en el apoyo.

Encepado: En el caso de cimentaciones profundas, macizo de hormigón que transmite las cargas a los pilotes.

Estribo: Estructura de soporte en el extremo de un puente que permite la conexión estructura-terraplén.

Estructura: Conjunto de elementos de una construcción que forman la parte resistente y sustentante de la misma.

Mediana: Franja longitudinal no destinada a la circulación que delimita la plataforma en dos zonas separadas.

Obra de fábrica: Construcción hecha con piedra, ladrillo y, en general, con materiales pétreos.

Obra de hormigón: Construcción en la que la mayoría de sus secciones resistentes son de hormigón, ya sea en masa, armado o pretensado.

Obra metálica: Construcción en la que la mayoría de sus secciones resistentes son metálicas.

Obra mixta: Construcción en la que la mayoría de sus secciones resistentes son mixtas, es decir, aquellas en las que los materiales que las constituyen, generalmente acero estructural y hormigón, trabajan solidariamente.

Obra de paso: Obra que salva una discontinuidad en el trazado de una vía para conseguir el paso de ella.

Parapeto: Antepecho con escaso porcentaje de huecos para evitar la caída de vehículos y personas.

Pasarela: Puente para el paso, principalmente, de peatones y bicicletas, y en el que está prohibida la circulación de vehículos o trenes.

Pila: Soporte intermedio de un tablero.

Pilote: Elemento longitudinal, hincado o perforado en el terreno que transmite las cargas a capas profundas del mismo.

Pista para ciclistas: Zona de una vía reservada al tránsito de bicicletas.

Pretil: Barrera de seguridad específicamente diseñada para bordes de tableros de obras de paso, coronaciones de muros de sostenimiento y obras similares.

Puente: Obra de paso sustentada en sus extremos y, en su caso, en soportes intermedios, que salva un obstáculo permitiendo el tránsito de personas, animales o vehículos.

Soporte: Elemento de la estructura que transmite las acciones del elemento portante de las cargas a los cimientos o a otro elemento intermedio.

Subestructura: Conjunto de elementos de un puente que constituyen el soporte de la superestructura. En general, está formada por todos los elementos que se encuentran debajo del tablero, tales como cimentaciones, pilas, estribos y dispositivos de apoyo.

Superestructura: Conjunto de elementos de un puente sometidos a la acción directa del tránsito de personas, vehículos o animales y/o cuya función sea la de salvar el vano correspondiente. Incluye tanto los elementos resistentes, por ejemplo, tablero, arco, etc., como los equipamientos tales como aceras, barreras de seguridad, barandillas, pavimento, impermeabilización, juntas de dilatación, desagües, etc.

Tablero de un puente: Elemento directamente portante de las cargas debidas al tránsito de personas, animales o vehículos.

Tramo de un puente: Cada uno de las partes en que el tablero está dividido en su longitud.

Vía: Camino destinado al tráfico de vehículos automóviles.

Zapata: Macizo de hormigón que transmite las cargas al terreno.



Ministerio de Fomento
Centro de Publicaciones