

*[Handwritten mark]*



**Ministerio de Fomento**  
Dirección General de Carreteras

# **IAP-96**

**Instrucción sobre las  
Acciones a considerar  
en el Proyecto de  
Puentes de Carretera  
(Provisional)**

A

El largo período de tiempo transcurrido desde la aprobación, por Orden Ministerial de 28 de febrero de 1972, de la "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras", aconsejaba una revisión profunda de la misma. La Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento la ha llevado a cabo, dando como resultado la presente "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera".

El desarrollo técnico en el campo de los puentes, las mejoras en los materiales y elementos constituyentes, los cambios acaecidos en el volumen y tipología del tráfico que circula por las carreteras estatales, han sido causas, entre otras, para acometer la revisión indicada.

La "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera", presenta un cambio sustancial con respecto a la anterior: se refiere exclusivamente a las acciones y su combinación. Al no cuantificar la respuesta de la estructura en función del material, como hacía su predecesora, en su aplicación estará indefectiblemente unida al resto de la normativa que en cada momento exista sobre puentes y sus materiales constituyentes.

Por otro lado, la presente Instrucción surge cuando se está realizando un notable esfuerzo de convergencia en materia normativa dentro del seno de la Unión Europea. Por ello en el momento de elaborarla se han tenido en cuenta todos los conceptos, formatos y valores propugnados desde los comités y grupos de trabajo europeos que la afectan.

Como consecuencia de todo lo anterior, la presente "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera", pone al día la normativa en la materia, teniendo en cuenta las directrices emanadas desde la Unión Europea.

Por tanto se dispone:

- 1º.- Aprobar la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras", cuyo texto se acompaña.
- 2º.- La presente Instrucción, será de aplicación a todos los estudios y proyectos cuya Orden de Estudio se autorice con posterioridad a la fecha de su entrada en vigor.
- 3º.- Quedan derogadas la Orden Ministerial de 28 de febrero de 1972, así como cualesquiera otras disposiciones de igual o inferior rango que se opongan a lo preceptuado en la presente Instrucción.

## ÍNDICE

<b><u>CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN</u></b> .....	<b>1</b>
1.1 OBJETO .....	1
1.2 ÁMBITO DE APLICACIÓN .....	1
1.3 NOTACIÓN Y UNIDADES .....	2
1.4 DEFINICIONES .....	2
<b><u>CAPITULO 2 PLANTEAMIENTO DE LA INSTRUCCIÓN</u></b> .....	<b>3</b>
2.1 CRITERIOS GENERALES .....	3
2.2 CRITERIOS DE COMPROBACIÓN .....	4
2.2.1 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.) .....	4
2.2.2 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.) .....	5
2.2.3 COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA .....	5
<b><u>CAPITULO 3 ACCIONES</u></b> .....	<b>7</b>
3.1 DEFINICIONES Y CLASIFICACIÓN PRINCIPAL .....	7
3.2 VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES .....	8
3.2.1 ACCIONES PERMANENTES (G) .....	8
3.2.1.1 PESO PROPIO .....	9
3.2.1.2 CARGAS MUERTAS .....	9
3.2.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*) ..	10
3.2.2.1 ACCIONES ORIGINADAS POR PRESOLICITACIONES .....	10
3.2.2.1.1 Pretensado .....	10
3.2.2.1.2 Otras presolicitaciones .....	11
3.2.2.2 ACCIONES REOLÓGICAS .....	11
3.2.2.2.1 Fluencia .....	11
3.2.2.2.2 Retracción .....	12
3.2.2.3 ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO .....	12
3.2.2.3.1 Acciones sobre los elementos de la estructura .....	12
3.2.2.3.2 Acciones correspondientes a movimientos del terreno bajo las cimentaciones .....	13

3.2.3 ACCIONES VARIABLES (Q) . . . . .	13
3.2.3.1 SOBRECARGAS DE USO . . . . .	13
3.2.3.1.1 Tren de cargas . . . . .	14
a) Componentes verticales . . . . .	14
b) Componentes horizontales . . . . .	16
b1) Frenado y arranque . . . . .	16
b2) Fuerza centrífuga . . . . .	17
3.2.3.1.2 Tren de cargas para fatiga . . . . .	17
3.2.3.1.3 Sobrecarga en terraplenes adyacentes al puente . . . . .	18
3.2.3.1.4 Empuje sobre barandillas . . . . .	18
3.2.3.2 ACCIONES CLIMÁTICAS . . . . .	19
3.2.3.2.1 Viento . . . . .	19
3.2.3.2.2 Nieve . . . . .	33
3.2.3.2.3 Acciones térmicas . . . . .	36
3.2.3.3 SOBRECARGAS DEBIDAS AL AGUA . . . . .	53
3.2.3.4 OTRAS SOBRECARGAS EN SITUACIONES TRANSITORIAS . . . . .	54
3.2.4 ACCIONES ACCIDENTALES (A) . . . . .	54
3.2.4.1 IMPACTOS . . . . .	54
3.2.4.1.1 Impacto de vehículos contra un elemento estructural del puente . . . . .	54
3.2.4.1.2 Impacto lateral contra sistemas de contención de vehículos . . . . .	55
3.2.4.1.3 Impacto de embarcaciones . . . . .	55
3.2.4.2 ACCIONES SÍSMICAS . . . . .	56
3.2.4.2.1 Aceleración de cálculo . . . . .	56
3.2.4.2.2 Espectro de cálculo . . . . .	60
3.2.4.2.3 Métodos de cálculo . . . . .	66
3.2.4.2.4 Acciones en estribos . . . . .	70
3.2.5 ACCIONES DEBIDAS A LOS APOYOS . . . . .	72
3.3 VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES . . . . .	72
3.3.1 ACCIONES PERMANENTES (G) . . . . .	72
3.3.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*) . . . . .	73
3.3.3 ACCIONES VARIABLES (Q) . . . . .	73
3.3.4 ACCIONES ACCIDENTALES (A) . . . . .	74
3.4 VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES . . . . .	74
3.4.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.) . . . . .	74
3.4.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.) . . . . .	77

<b>Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-96) (provisional)</b>	<b>3</b>
--	----------

---

<b><u>CAPITULO 4 COMBINACIÓN DE ACCIONES</u></b> . . . . .	<b>78</b>
--	-----------

<b>4.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS</b> . . . . .	<b>78</b>
---	-----------

<b>4.1.1 SITUACIONES PERSISTENTES O TRANSITORIAS</b> . . . . .	<b>78</b>
--	-----------

<b>4.1.2 SITUACIONES ACCIDENTALES</b> . . . . .	<b>79</b>
---	-----------

<b>4.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO</b> . . . . .	<b>80</b>
---	-----------

<b><u>CAPITULO 5 PRUEBAS DE CARGA</u></b> . . . . .	<b>82</b>
---	-----------

<b><u>ANEXO DEFINICIONES</u></b> . . . . .	<b>84</b>
--	-----------

## CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 OBJETO

El objeto de la presente Instrucción es la actualización de la vigente "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras", publicada por el Ministerio 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 mas 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, recogida en los Eurocódigos Estructurales, cuyo fin a corto plazo es la convergencia de las normativas de los Estados miembros de la CEE 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 vigente "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras", 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 de la Red de Carreteras del Estado*, cuyas luces sean inferiores a doscientos metros ( $< 200$  m). En puentes de luces iguales o superiores a los 200 m ( $\geq 200$  m), el proyectista podrá utilizar acciones, coeficientes o combinaciones distintos a los aquí definidos, previa justificación y autorización expresa del órgano competente de la Dirección General de Carreteras.

En el concepto *puentes de carretera de la Red de Carreteras del Estado*, 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 del Estado, 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 del órgano competente 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 otras vías de comunicación, ya sean férreas o carreteras, sobre las vías de la Red de Carreteras del Estado.

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

### **1.3 NOTACIÓN Y UNIDADES**

La notación empleada en la presente Instrucción coincide fundamentalmente con la utilizada en la normativa europea (Eurocódigos), 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.

## **CAPITULO 2 PLANTEAMIENTO DE LA INSTRUCCIÓN**

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

### **2.1 CRITERIOS GENERALES**

#### **a) 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 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 las correspondientes Instrucciones,
- 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.

#### **b) 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.

### c) 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 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.

### 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 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (E.L.U.)

Serán aquellos tales que, si se sobrepasan, se produzca 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 adherencia*, por deslizamiento entre los materiales que trabajen solidariamente debido a esta propiedad.
- *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 alguna de las dos condiciones que a continuación se indican:

$$E_d \leq C_d \quad (\text{E.L.S.})$$

$$S_d \leq R_d \quad (\text{E.L.U.})$$

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, definidas 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.

$R_d$  = resistencia de cálculo de la estructura 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 ( $R_d$ ).

## CAPITULO 3 ACCIONES

### 3.1 DEFINICIONES Y CLASIFICACIÓN PRINCIPAL

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.
- una deformación o una aceleración impuesta a la estructura (*acción indirecta*), como son las acciones reológicas, las térmicas, las sísmicas, etc.

Las acciones 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 otras acciones originadas por el terreno cuya magnitud varía no en función del tiempo, sino de la interacción terreno-estructura. Su integración en este grupo se efectúa para facilitar su tratamiento en lo referente a las combinaciones con las restantes acciones.

- **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 para 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 VALORES CARACTERÍSTICOS 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, el órgano competente de la Dirección General de Carreteras podrá autorizar otros valores.

De acuerdo con la clasificación realizada por su variación en el tiempo, se indican a continuación los valores característicos de las acciones.

#### 3.2.1 ACCIONES PERMANENTES (G)

Las cargas permanentes estarán constituidas por los pesos de los distintos elementos que formen parte del puente. Comprenden el peso propio y las cargas muertas.

Sus valores se deducirán de las dimensiones de los elementos especificadas en los planos, y de sus pesos específicos correspondientes.

Salvo justificación expresa, se tomarán para los materiales de construcción mas 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

El peso propio será el que corresponda a los elementos estructurales, y 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 a 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 proyecto del tablero 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.

Así mismo, 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.

A efectos de cálculo, para la acción debida al pavimento se deberán considerar dos valores extremos:

- valor inferior; determinado con los espesores teóricos definidos en el proyecto.
- valor superior; obtenido incrementando un cincuenta por ciento (50%) los espesores teóricos definidos en el proyecto.

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 vacías o llenas.

En el cálculo de las cargas muertas podrán adoptarse los pesos específicos recomendados 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.

### 3.2.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G\*)

#### 3.2.2.1 ACCIONES ORIGINADAS POR PRESOLICITACIONES

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

Al considerar estas acciones se deberá tener presente que, en la mayoría de los casos, la fluencia del hormigón reduce parcialmente las ventajas iniciales que incorporan, por lo que será imprescindible comprobar el valor de esta disminución por 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 presente Instrucción en lo concerniente al citado pretensado,  $P_1$ .
- 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

Las acciones reológicas se obtendrán a partir de los valores característicos de las deformaciones provocadas por la retracción y fluencia, determinados según se indica a continuación.

#### 3.2.2.2.1 Fluencia

La deformación debida a la fluencia del hormigón bajo carga constante, será proporcional a la deformación elástica instantánea. El coeficiente de proporcionalidad,  $\varphi_t$ , 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 ficticio de la pieza, de las condiciones de amasado del hormigón, etc. Su



valor en el instante "t" en el que será necesario evaluar la fluencia, se obtendrá según lo especificado en la normativa vigente.

Los efectos de la fluencia producida al someter al hormigón a sollicitaciones no constantes en el tiempo - ya sean tensiones o deformaciones - se obtendrán según el procedimiento establecido en la normativa en vigor.

#### **3.2.2.2.2 Retracción**

La deformación debida a la retracción del hormigón será función de la humedad relativa del ambiente, del espesor ficticio de la pieza, de la cuantía de armadura, de las condiciones de amasado del hormigón y del tiempo transcurrido desde su puesta en obra.

El valor de la deformación unitaria  $\epsilon_r$  en el instante "t", en el que será 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**

En este apartado se considerarán las acciones originadas por el terreno, natural o de relleno, sobre los elementos del puente en contacto con él, fundamentalmente: estribos, aletas, 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 podrán adoptar 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/m<sup>3</sup>).

Si existiese alguna incertidumbre sobre la posible actuación del empuje de tierras, no se considerará en los casos en que aquél 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 puedan 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 cimientado. 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* sea inferior a veinticinco metros ( $< 25,0$  m). En los casos en que la *plataforma del puente* sea igual o superior a veinticinco metros ( $\geq 25,0$  m), el proyectista deberá justificar y someter a la aprobación del órgano competente de la Dirección General de Carreteras, los valores de las sobrecargas de uso que proponga.

Se define como *plataforma del puente*, la superficie apta para el tráfico rodado, incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura

y marcas viales, situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras, si estas existen, cuando tengan más de ciento cincuenta milímetros (150 mm) de altura, o entre caras interiores de las barreras de seguridad laterales del tablero en posición definitiva, para el resto de los casos.

En el caso de tableros independientes, a efectos del proyecto de la subestructura cuando ésta sea común para ambos tableros, la anchura total de la plataforma a considerar será la suma de las anchuras de plataforma de los tableros.

### 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 kN/m<sup>2</sup>) extendida en toda la *plataforma del puente* 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).

En puentes de *anchura de plataforma* menor o igual que doce metros ( $\leq 12,0$  m) se considerará un sólo vehículo pesado.

En puentes de *anchura de plataforma* mayor que doce metros ( $> 12,0$  m) e inferior a veinticinco metros ( $< 25,0$  m), se considerará la actuación de uno o dos vehículos pesados, según sea más desfavorable.

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* sea, a su vez, superior a doce metros ( $> 12,0$  m).

La disposición transversal de los vehículos pesados dentro de la *plataforma* (figura 2), cumplirá las siguientes prescripciones:

- Distancia mínima de una de las líneas de cargas a bordes de *plataforma*: cincuenta centímetros (0,50 m).

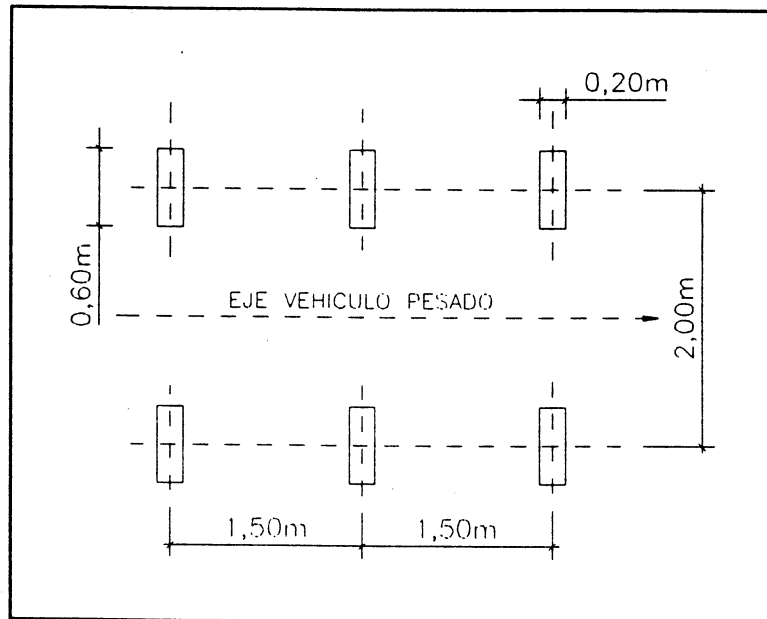


FIGURA 1  
PLANTA CROQUIS DE UN VEHÍCULO PESADO

- Distancia transversal mínima entre líneas de cargas de vehículos pesados diferentes situados en la misma zona de la *plataforma*: dos metros (2,00 m).

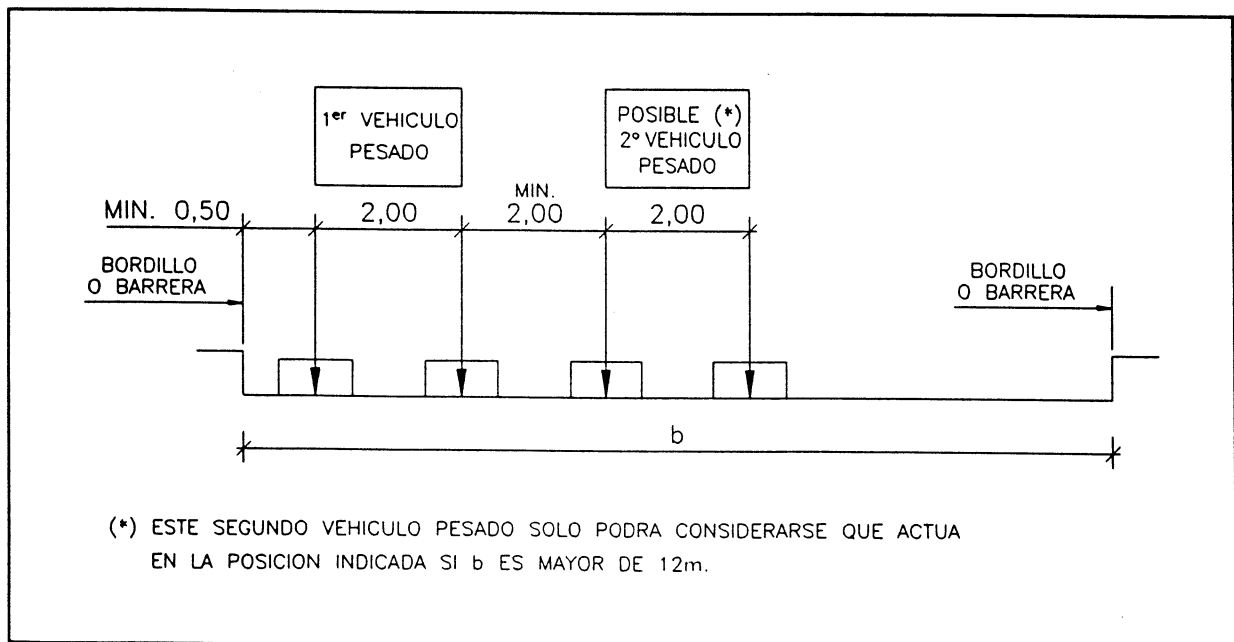


FIGURA 2  
ESQUEMA DEL POSICIONAMIENTO TRANSVERSAL DE LOS VEHÍCULOS PESADOS

- 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, físicamente

separadas de la *plataforma*.

A efectos locales, si dichas zonas no se encuentran protegidas por una defensa 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 x 0,3) m<sup>2</sup>) en la posición mas desfavorable, no compatible con la sobrecarga uniforme definida en este apartado, ni con las sobrecargas definidas en 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 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 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 dirección única si esta hipótesis resulta más desfavorable.

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

$$\begin{aligned} \text{Valor mínimo (kN): } & 20 \cdot b \geq 140 \text{ kN} \\ \text{Valor máximo (kN): } & 60 \cdot b \leq 720 \text{ kN} \end{aligned}$$

donde  $b$  es la anchura de la *plataforma del puente* en metros

Estos valores límite se referirán no sólo a los elementos directamente solicitados, sino también a aquellos otros en que la acción se transmita de forma indirecta, excepto en el caso en que la subestructura sea común para más de un tablero, en cuyo caso el valor máximo vendrá limitado por la suma del valor máximo para cada uno de los tableros.

La acción del frenado y arranque, con los valores definidos anteriormente, se considerará aplicada en la dirección del eje de la *plataforma del puente* 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 puente, 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), esta longitud de frenado y arranque 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 puente*, a cota del pavimento y con el valor deducido de la siguiente fórmula:

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

donde:

$F_c$  = fuerza centrífuga (N).

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

$V_o$  = 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:

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

Al considerar la actuación de la fuerza centrífuga, las componentes verticales del tren de cargas definidas en los puntos 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 repetidas, previsibles durante el período de servicio de una estructura, podrán 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 punto a2) del epígrafe 3.2.3.1.1. a) de la presente Instrucción, 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 y extremas posibles dentro de la *plataforma del puente*, deberán ser modificadas, 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.

A efectos de la ponderación y combinación de acciones a considerar en la comprobación del estado límite de fatiga, serán de aplicación los siguientes criterios:

- Para la comprobación a fatiga de los elementos resistentes de acero estructural, de las armaduras y de los dispositivos de pretensado, se considerará exclusivamente la sollicitación producida por el vehículo descrito, tomando un coeficiente de ponderación de acciones igual a la unidad.
- Para la comprobación a fatiga del hormigón, se tendrán en cuenta las sollicitaciones producidas por las cargas permanentes y por el vehículo descrito anteriormente, tomando un coeficiente de ponderación de acciones igual a la unidad para todas las acciones referidas.

### 3.2.3.1.3 Sobrecarga en terraplenes adyacentes al puente

A efectos del cálculo de empujes 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 ( $10 \text{ kN/m}^2$ ).

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 punto 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 dicho elemento igual a un kilonewton y medio por

metro (1,5 kN/m). La acción de dicha fuerza será simultánea a la de la sobrecarga uniforme de cuatro kilonewtons por metro cuadrado (4 kN/m<sup>2</sup>), definida en el punto 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 m), en cuyo caso se adoptará este valor como altura máxima de aplicación de la solicitud.

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 treinta metros (30 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 del órgano competente 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 del órgano competente 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 posterior-



mente, 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 de proyecto.

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.

$C_r$  = 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 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 de cuatro (4) años ( $C_r = 0,84$ ) para situaciones transitorias (construcción o reparación) cuya duración se haya previsto de un (1) año.

En puentes de importancia excepcional podrá ser necesario aumentar el período de retorno por encima de los cien (100) años recomendados. 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.

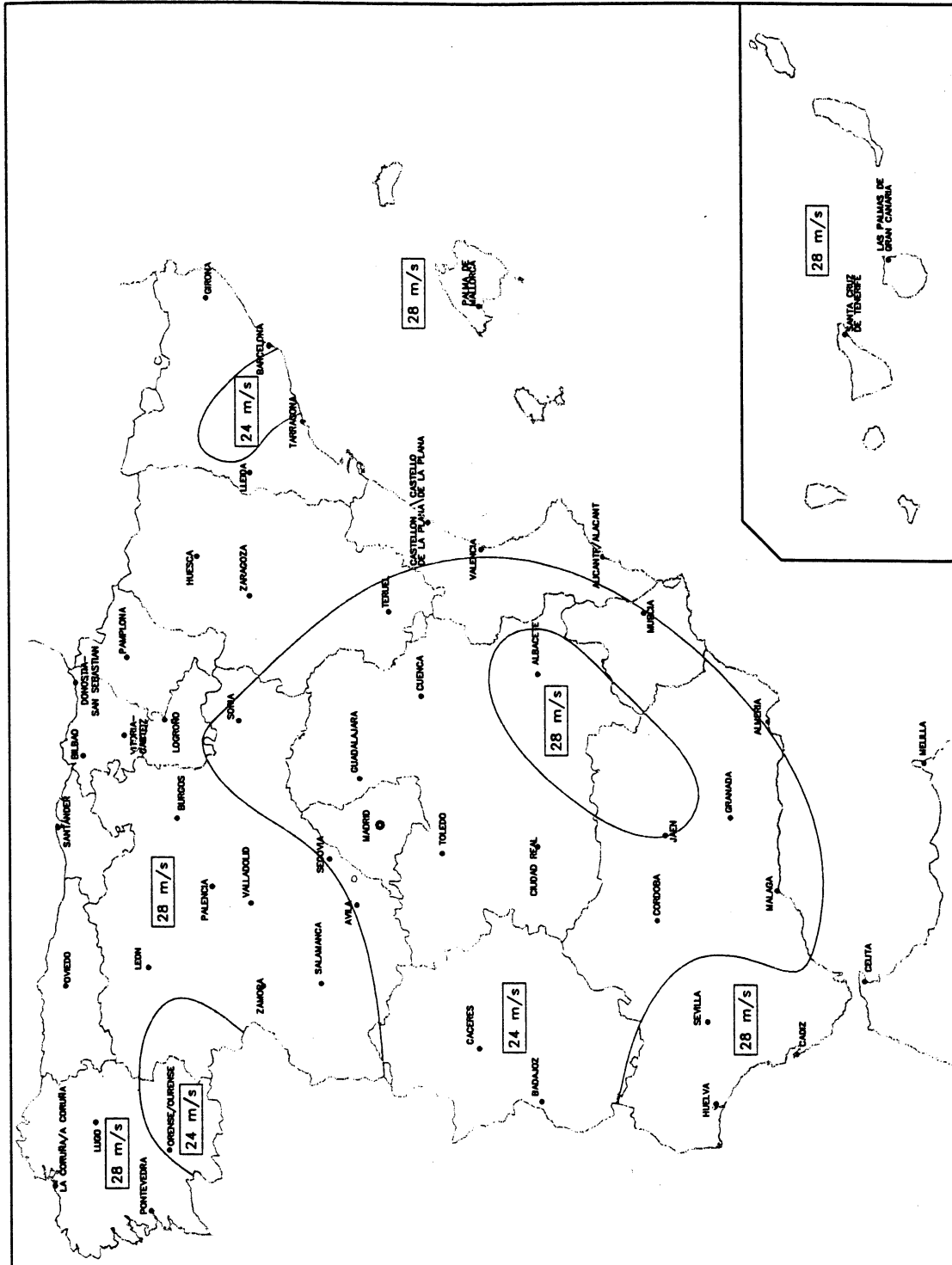


FIGURA 3  
MAPA DE ISOTACAS PARA LA OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD DE REFERENCIA DEL VIENTO

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.

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

$$C_z = k_z \ln(z/z_0) \quad \text{si } z \geq z_{\min}$$

$$C_z = k_z \ln(z_{\min}/z_0) \quad \text{si } z < z_{\min}$$

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 COEFICIENTES  $k_z$ ,  $z_0$  Y  $z_{\min}$  SEGÚN EL TIPO DE ENTORNO

Tipo de entorno	$k_z$	$z_0$ (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 mas 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, o aquellos cuya anchura sea menor de un décimo de la distancia entre puntos de momento transversal nulo bajo la acción del viento transversal.

#### c) 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 este 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 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, según se indica a continuación. Dichos empujes se aplicarán de forma simultánea sobre la estructura.

#### d) 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 presentar 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.

La acción producida sobre cualquier elemento 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 ( $m^2$ ).

$1/2\rho V_c^2$  = presión básica de cálculo ( $N/m^2$ ), en la que  $\rho$  es la masa específica del aire ( $1,25 \text{ kg/m}^3$ ) y  $V_c$  la velocidad de cálculo (m/s).

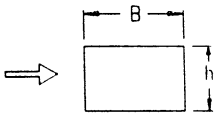
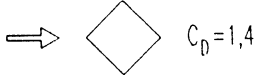
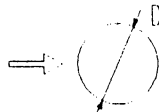





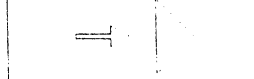

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,25$	0,33	0,50	0,67	1,00	1,50	2,00	3,00	$\geq 4,00$
	$C_D$	2,1	2,2	2,2	2,2	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1
			SECCION CIRCULAR CON SUPERFICIE LISA Y TAL QUE $DV_c > 6m^2/s$ /s: $C_D = 0,7$		SECCION CIRCULAR CON SUPERFICIE RUGOSA, O LISA TAL QUE $DV_c < 6m^2/s$ /s: $C_D = 1,2$					
										
										

FIGURA 4  
COEFICIENTES DE ARRASTRE PARA LAS SECCIONES MAS USUALES

El producto  $C_D A$  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:  $-6^\circ$ ;  $0^\circ$  y  $+6^\circ$ .

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  $\Psi$  definidos en el apartado 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 de aplicación de 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.

**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.

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,  $\eta$ , 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 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**

Espaciamiento relativo	Relación de solidez					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geq 0,6$
0,5	0,75	0,40	0,31	0,22	0,13	0,06
1	1,00	0,82	0,64	0,46	0,28	0,10
2	1,00	0,84	0,68	0,52	0,36	0,20

Espaciamento relativo	Relación de solidez					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	≥0,6
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

### 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 o los tableros de vigas.

Si no existen datos experimentales, el coeficiente de arrastre ( $C_D$ ) se determinará mediante la fórmula:

$$C_D = 2,5 - 0,3(B/h)$$

en la que:

- B es la anchura total del tablero (m).
- h es la altura obtenida al añadir al canto del tablero, la altura de la sobrecarga que pueda actuar sobre él, o la del elemento funcional más alto que pueda estar situado por delante de la sobrecarga en el sentido de actuación del viento que se esté considerando (m).

El coeficiente de arrastre calculado mediante esta fórmula no será en ningún caso menor de 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.

En cuanto al área expuesta se tendrán en cuenta, además de lo ya especificado, las siguientes observaciones:

- Si la superestructura del puente consistiera en dos tableros separados una distancia menor que el canto 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 el canto del de mayor de ambos (figura 5).

Si la separación entre los dos tableros fuese mayor que el canto del menor de ellos, se considerarán como tableros independientes a efectos del cálculo del empuje transversal de viento (figura 5).

- En el caso de un tablero de vigas o de varios cajones, para el cálculo del área expuesta se considerará únicamente la viga o, el cajón de mayor canto, siempre que la distancia existente entre las caras más próximas de ambos elementos sea inferior al canto del menor de ellos.

#### 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 para cada una de las celosías verticales que existan en el puente sobre la base del área sólida expuesta al viento.

Se tendrá en cuenta que para las celosías no directamente expuestas al viento, habrá que multiplicar su coeficiente de arrastre por el coeficiente de ocultamiento anteriormente definido en el epígrafe e1.1, que dependerá de la relación de solidez de la celosía o elemento más próximo situado a barlovento que las tapa, y del espaciamiento relativo entre dicho elemento y la celosía. El empuje total así calculado no deberá ser mayor que el correspondiente a un tablero de sección rectangular del mismo canto y anchura.

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 dependerá de la forma de los elementos que compongan la celosía. 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  $D \cdot V_c$  sea, respectivamente, menor o mayor que seis metros cuadrados por segundo ( $6 \text{ m}^2/\text{s}$ ) (siendo  $D$  el diámetro de estos elementos).



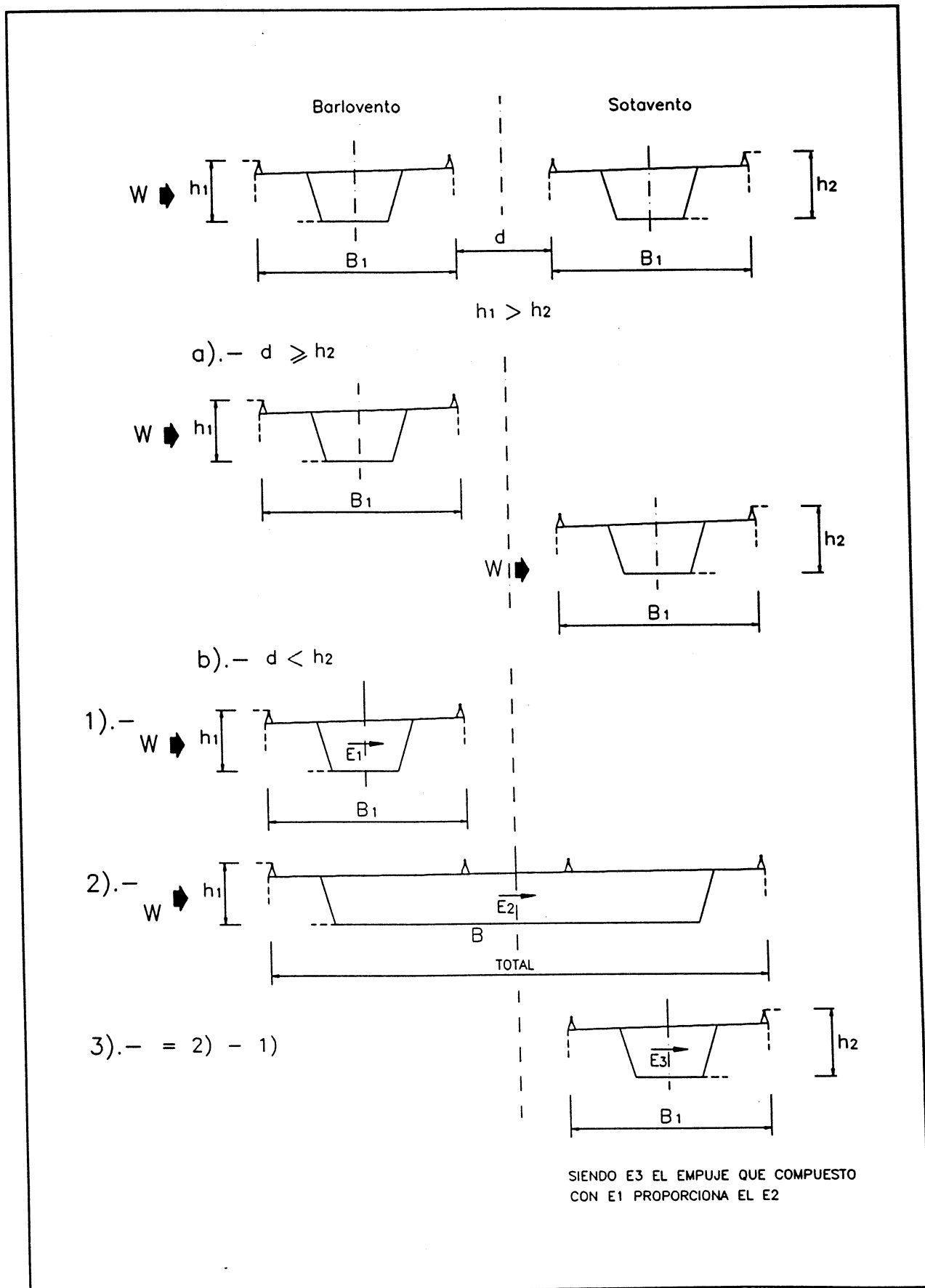


FIGURA 5  
EMPUJE SOBRE TABLEROS DE ALMA LLENA

### e1.2) Empuje vertical sobre el tablero.

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

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

donde:

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

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.d) 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:
  - . en 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 del primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta al viento transversal, que incluía, en su caso, la correspondiente a la sobrecarga.
  - . en el caso de tableros de celosía, se determinará de forma ponderada con respecto a las alturas que presenten las diferentes áreas que compongan el primer frente máximo con respecto 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 de viento longitudinal se calculará como una fracción del empuje de viento 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 tipo cajón, losa o vigas, barreras de seguridad sólidas). 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 (tableros tipo celosía, barreras de seguridad permeables y barandillas más usuales).

#### 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 la sección transversal. En la figura 4 se indican 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:  $(1 - 1,5 r/h) \geq 0,5$ .

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. 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 ( $C_D = 2,2$ ).

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 apantallamiento.

**h) Cálculo simplificado.**

En puentes de menos de cuarenta metros (40 m) de luz (medida entre ejes de pilas) 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, expresados en kilonewtons por metro cuadrado ( $kN/m^2$ ), 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  $C_R = 1,04$ .

**TABLA 3**  
**VALOR DEL EMPUJE SEGÚN LA ALTURA MÁXIMA DE PILAS PARA  $H_{max} \leq 10$  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	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. d) de la presente Instrucción, relativos a la reducción de la presión básica y al aumento correspondiente del área expuesta.

Si la altura máxima de pilas es menor o igual a diez metros ( $\leq 10$  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.

#### i) Efectos aeroelásticos.

No se tendrán en cuenta efectos de vibración producida por desprendimiento de remolinos o galope en los puentes cuya luz sea menor de doscientos metros ( $\leq 200$  m) 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 actuando sobre la sección completa.

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

- luz a efectos del viento menor de doscientos metros (200 m).
- frecuencia fundamental de torsión (expresada en Hz) mayor de  $50/\sqrt{m}$ , siendo  $m$  la masa por unidad de longitud del puente expresada en kg/m.
- frecuencia fundamental de torsión mayor del doble de la de flexión.

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 del puente, 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  $\theta$  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 ( $1 \text{ rad/s}^2$ ), 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 apartado 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 sea del 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 ( $> 2000$  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. La información contenida en ambas se ha tomado de las "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).

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 pretilos o barreras de seguridad 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

**TABLA 5**  
**VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE NIEVE**  
**SOBRE UN TERRENO HORIZONTAL ( $s_k$  en kN/m<sup>2</sup>)**

Altitud (m)	Zona I Norte-Atlántica	Zona II Norte-Mediterránea	Zona III Sur-Peninsular	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.

### 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**

H: Altitud (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
$2000 \geq H \geq 1500$	3,3
$1500 > H \geq 1000$	2,7
$1000 > H \geq 800$	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

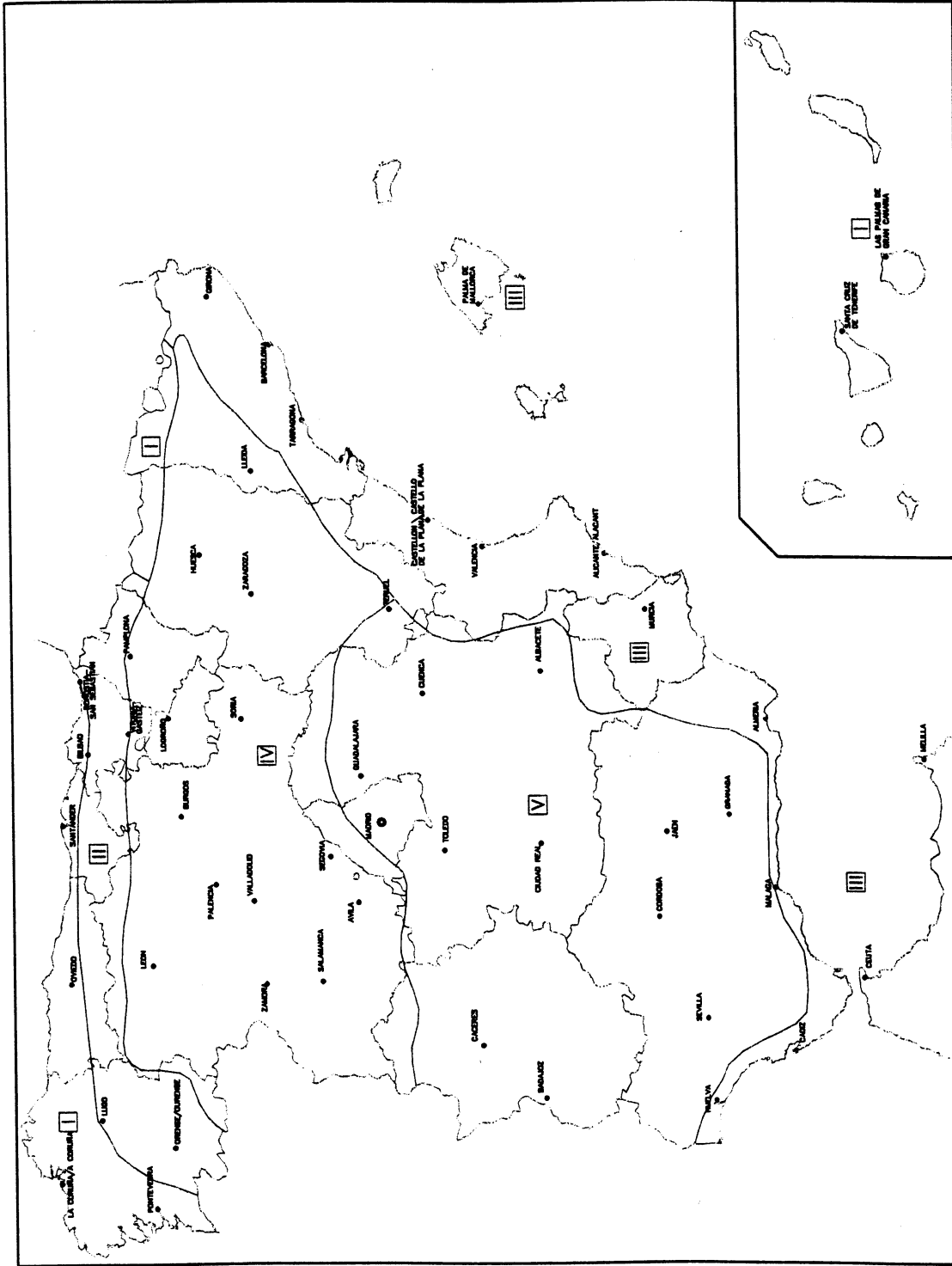
La componente de variación uniforme de temperatura depende de la temperatura efectiva (temperatura media en sus secciones transversales) mínima y máxima que pueda alcanzar el elemento en un período de tiempo determinado.

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,  $\Delta T$ , diferencia entre los valores medios mínimos y máximos a lo largo del año de la temperatura media en sus secciones transversales, se obtendrá para verificación de situaciones persistentes durante la vida útil del puente en el caso de tableros de hormigón y metálicos, a partir de la siguiente expresión:

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



MAPA DE DEFINICIÓN DE ZONAS CLIMÁTICAS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA VARIACIÓN UNIFORME DE TEMPERATURA DEL TABLERO

FIGURA 7

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);  $h_{\min} \leq h \leq h_{\max}$ . En el caso de  $h$  variable a lo largo de la directriz del puente, se considerará el  $h$  medio.

$s$  = Separación entre ejes de vigas (m) para tableros de vigas de hormigón;  $1,5 \text{ m} \leq s \leq 3,5 \text{ m}$ . 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.

TABLA 7  
ZONA CLIMÁTICA SEGÚN REGIÓN GEOGRÁFICA

REGIÓN GEOGRÁFICA	ZONA
Litoral del Cantábrico y de Galicia. Zona Pirenaica. Canarias	I
Prelitoral norte del Cantábrico y de Galicia	II
Litoral Mediterráneo y Atlántico Sur. Baleares. Ceuta y Melilla	III
Centro Septentrional, Meseta Norte y Depresión del Ebro	IV
Centro Meridional y Meseta 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	23,82	0,292	-0,113	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	0,60	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 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 (°C/m). Esta variación de temperatura se supondrá lineal entre ambas fibras.

Para la determinación de esta acción térmica se partirá de unos valores de referencia, obtenidos a través de mapas de isolíneas, a los que se aplicará posteriormente unos coeficientes correctores.

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  $\Delta T_{sl}$ , a considerar en el dimensionamiento de puentes de hormigón y metálicos en función de la tipología transversal de su tablero.

#### a2.1.1) Losa maciza de hormigón

La diferencia de temperaturas vertical positiva entre la fibra superior e inferior,  $\Delta T_{sl}$ , se obtendrá de la expresión:

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

siendo:

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

$K_2$  = Factor de corrección relativo al espesor del pavimento bituminoso (figura 8b). En caso de espesor nulo será igual a 1.

$\Delta T_{sl,ref}$  =  $\Delta T_{sl}$  de referencia (figura 9).

#### a2.1.2) Losa aligerada de hormigón

La diferencia de temperaturas vertical positiva entre la fibra superior e inferior,  $\Delta T_{sl}$ , se determinará con la expresión:

$$\Delta T_{sl} = (K_1 \cdot K_3 \cdot K_4) \cdot \Delta T_{sl,ref}$$

siendo:

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

$K_3$  = Factor de corrección relativo a la presencia de aligeramientos (figura 8c).

$K_4$  = Factor de corrección relativo al espesor del pavimento bituminoso (figura 8d). En caso de espesor nulo será igual a 1.

$\Delta T_{sl,ref}$  =  $\Delta T_{sl}$  de referencia (figura 9).



### a2.1.3) Cajones de hormigón

La diferencia de temperaturas vertical positiva entre la fibra superior e inferior,  $\Delta T_{SI}$ , se obtendrá a través de la expresión:

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

siendo:

$K_1$  = Factor de corrección relativo al canto del tablero (figura 10a)

$K_2$  = Factor de corrección relativo a la relación ancho losa superior tablero-ancho losa inferior (figura 10b).

$K_3$  = Factor de corrección relativo al espesor del pavimento bituminoso (figura 10c). En caso de espesor nulo será igual a 1.

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

### a2.1.4) Vigas de hormigón

La diferencia de temperaturas vertical positiva entre la fibra superior e inferior,  $\Delta T_{SI}$ , se obtendrá mediante la relación:

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

siendo:

$K$  = Factor de corrección relativo al canto del tablero y a la distancia entre ejes de vigas (figura 12).

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

### a2.1.5) Cajones metálicos

La diferencia de temperaturas vertical positiva entre la fibra superior e inferior,  $\Delta T_{SI}$ , se obtendrá por la relación:

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

siendo:

$K$  = Factor de corrección relativo al canto del tablero y a la relación ancho chapa superior tablero-ancho chapa inferior (figura 14).

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

### a2.1.6) Vigas metálicas

La diferencia de temperaturas vertical positiva entre la fibra superior e inferior,  $\Delta T_{SI}$ , se obtendrá por la relación:

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

siendo:

$K =$  Factor de corrección relativo al canto del tablero (figura 16).  
 $\Delta T_{SI,ref} =$   $\Delta T_{SI}$  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  $\Delta T_{SI}$ , para la comprobación de tableros de hormigón y metálicos.

TABLA 9  
DIFERENCIA DE TEMPERATURA  $\Delta T_{SI}$  (°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
--	-3,0°	-3,0°	-1,0°

### 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<sup>º</sup>) 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.

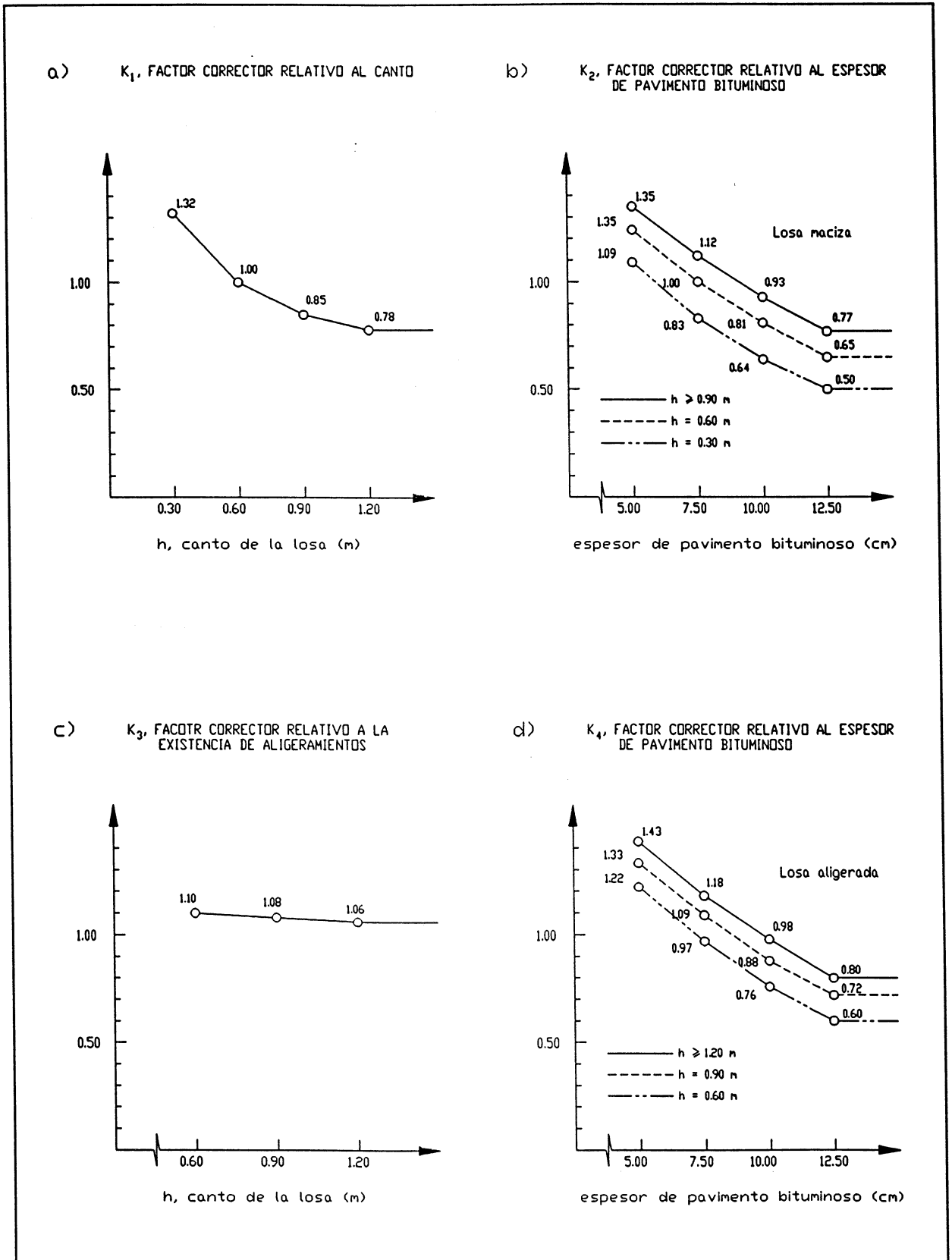
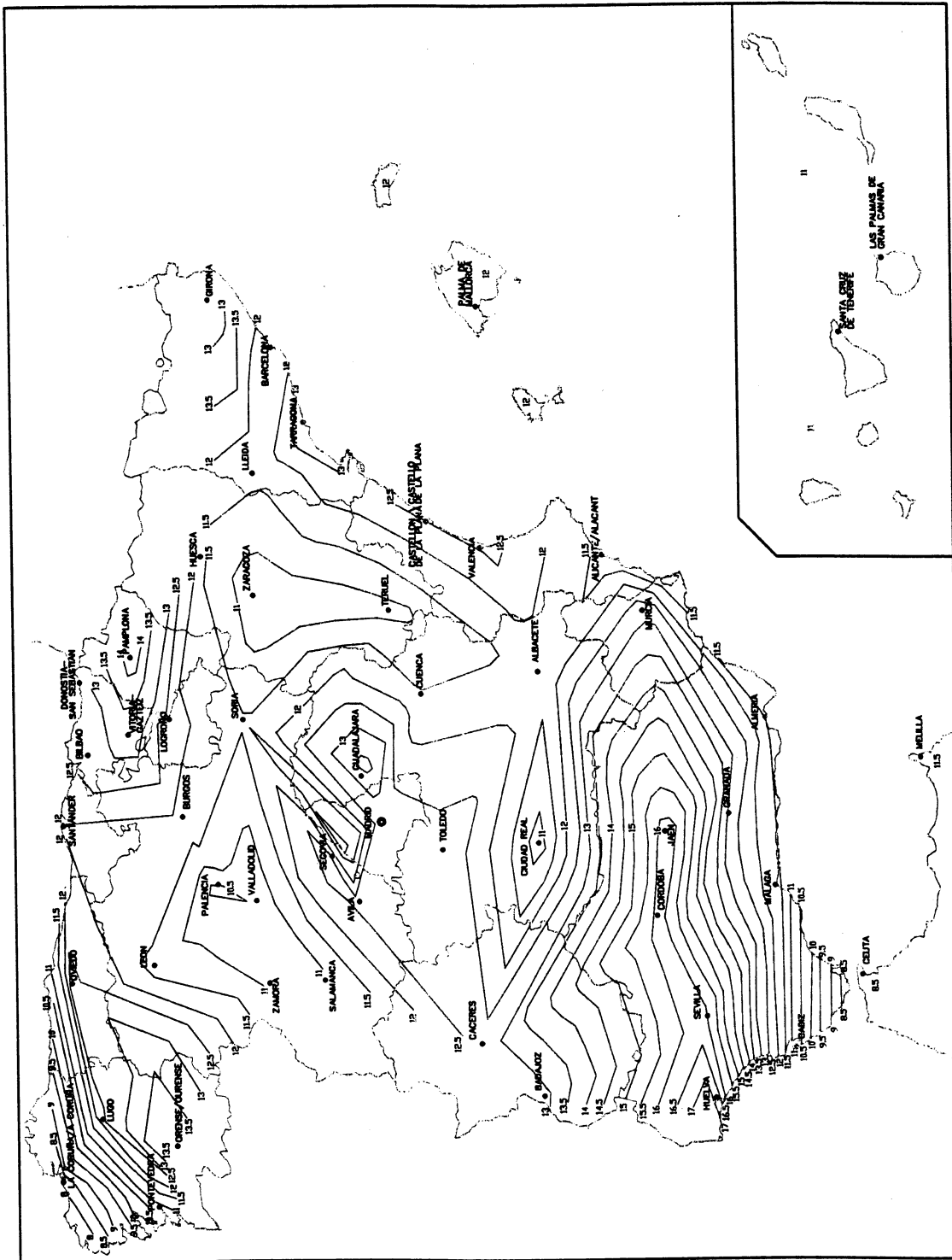


FIGURA 8  
FACTORES DE CORRECCIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL  $\Delta T_{si}$  EN TABLEROS DE LOSAS DE HORMIGÓN



MAPA DE ISOLÍNEAS PARA LA OBTENCIÓN DEL  $\Delta T_{e1}$  DE REFERENCIA EN TABLEROS DE LOSAS DE HORMIGÓN

FIGURA 9



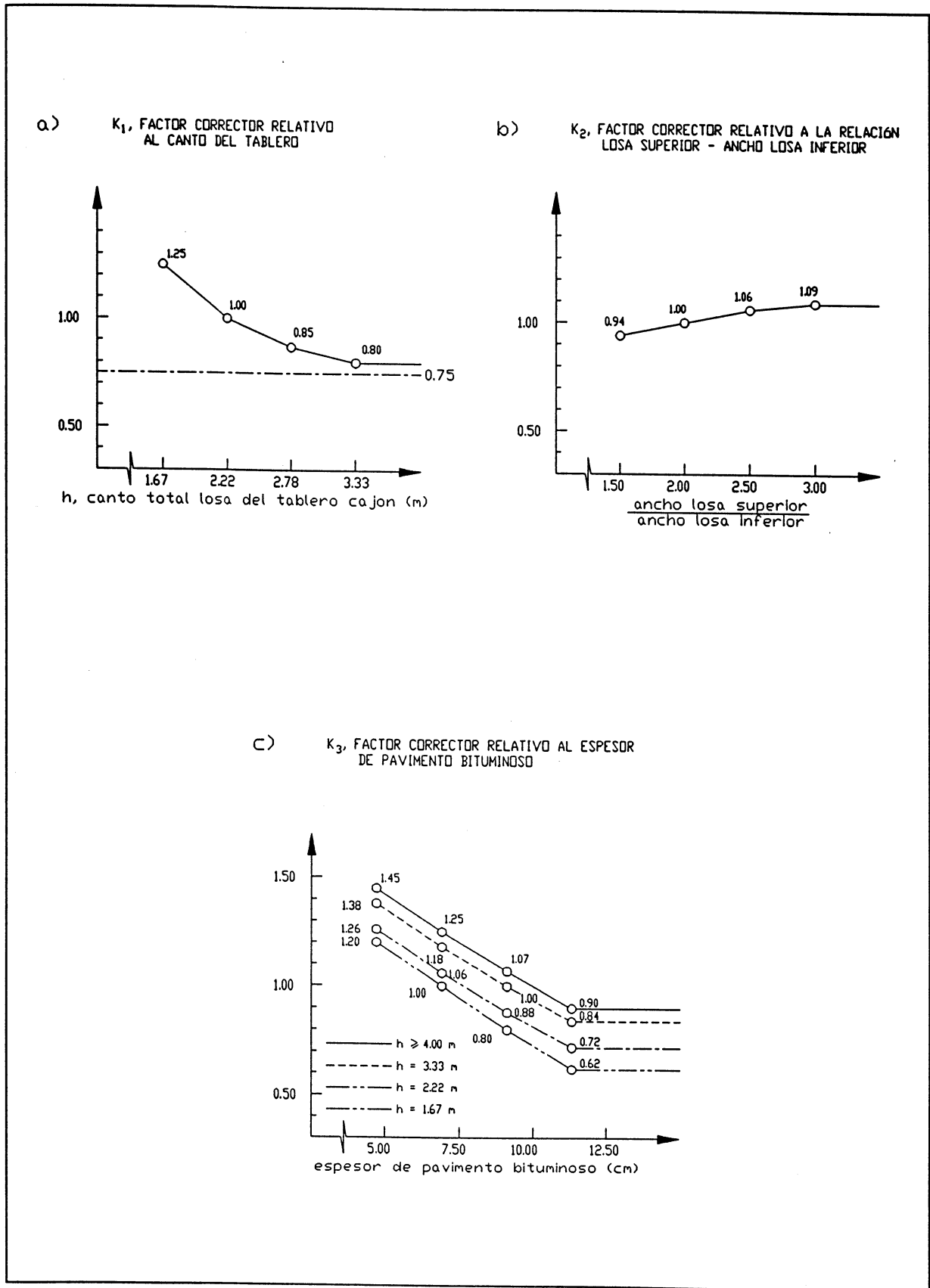
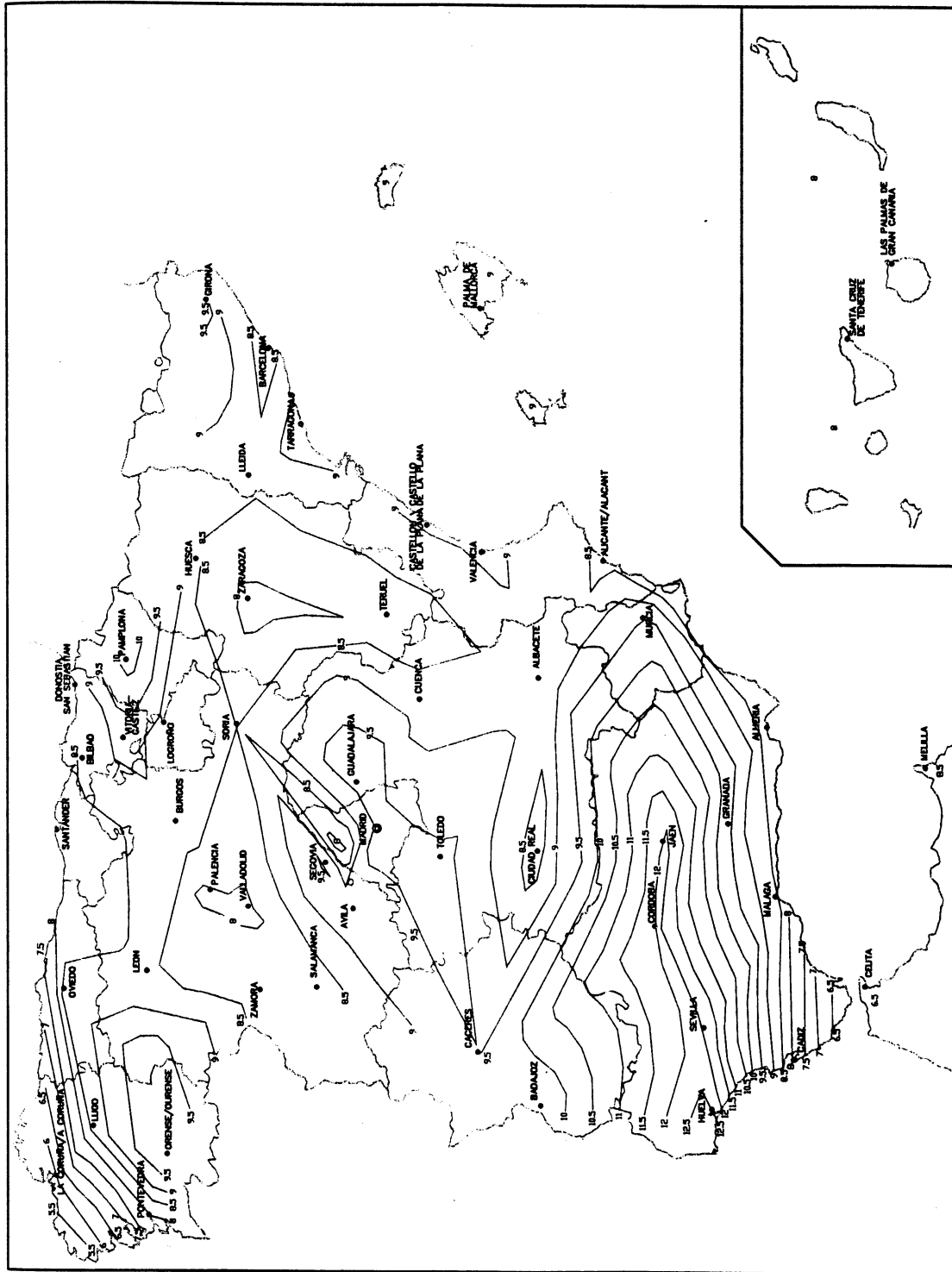


FIGURA 10  
FACTORES DE CORRECCIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL  $\Delta T_{SI}$   
EN TABLEROS DE CAJONES DE HORMIGÓN



MAPA DE ISOLÍNEAS PARA LA OBTENCIÓN DEL  $\Delta T_c$  DE REFERENCIA EN TABLEROS DE CAJONES DE HORMIGÓN

FIGURA 11

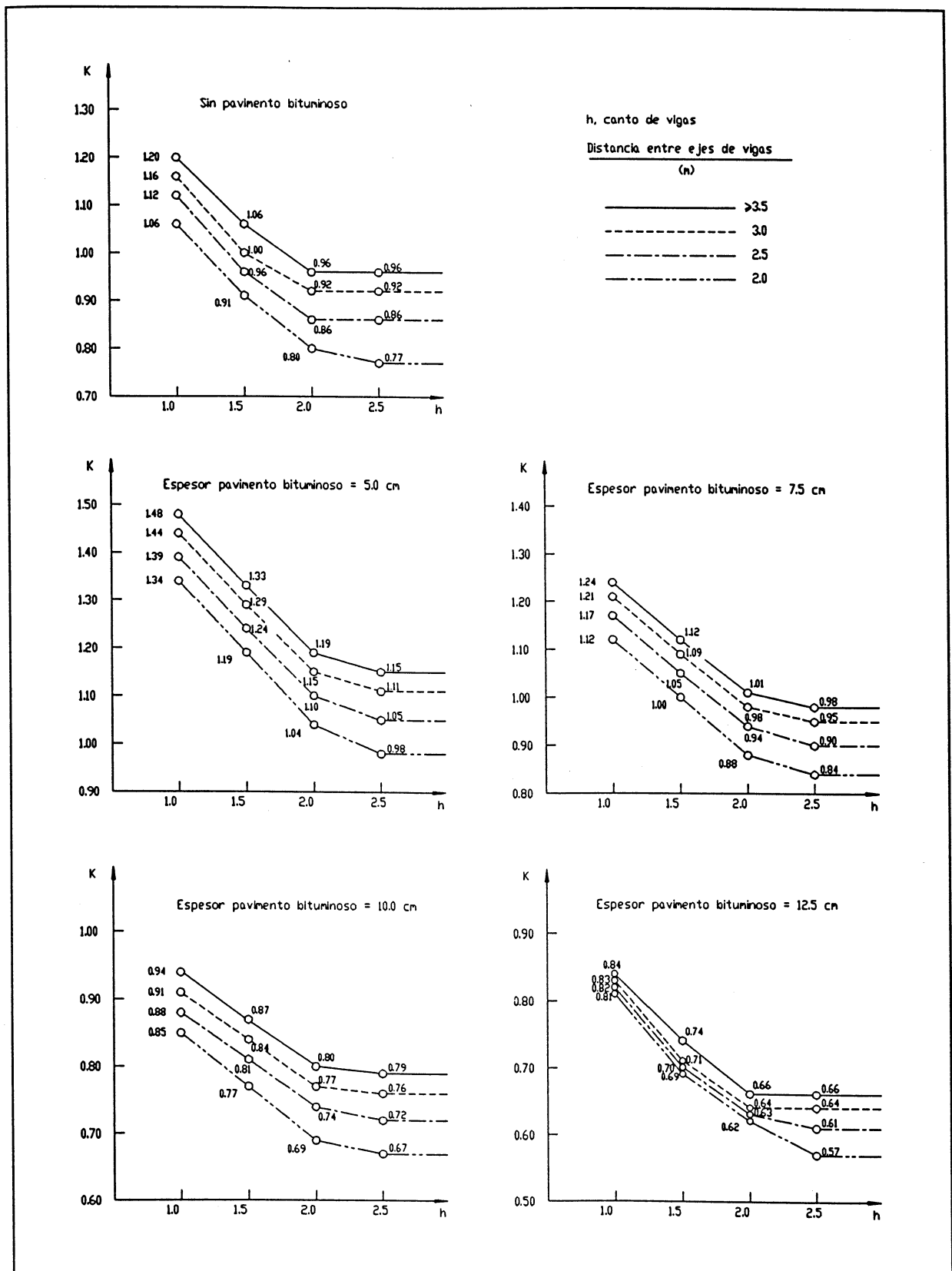


FIGURA 12  
FACTOR DE CORRECCIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL  $\Delta T_{SI}$   
EN TABLEROS DE VIGAS DE HORMIGÓN



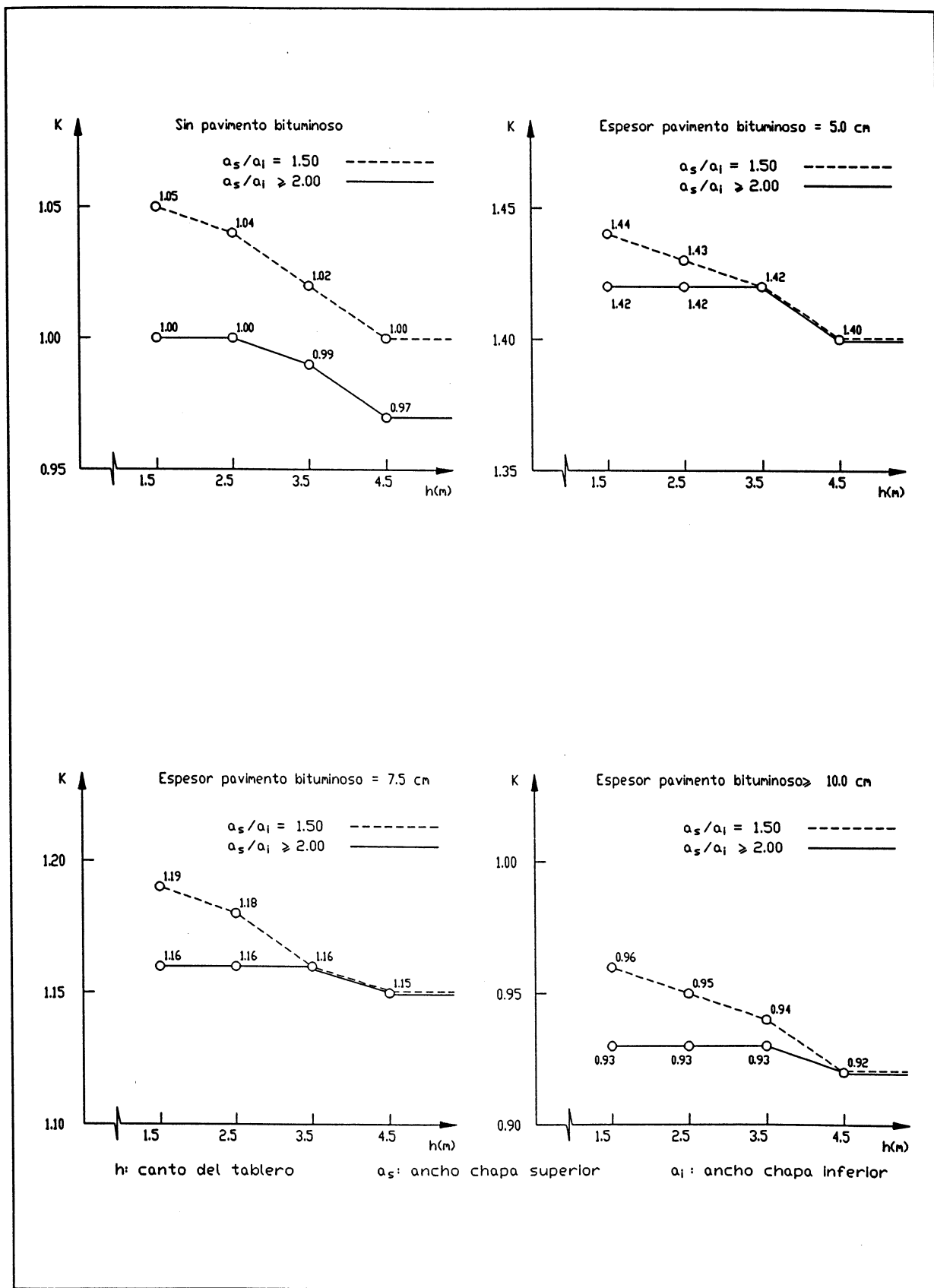
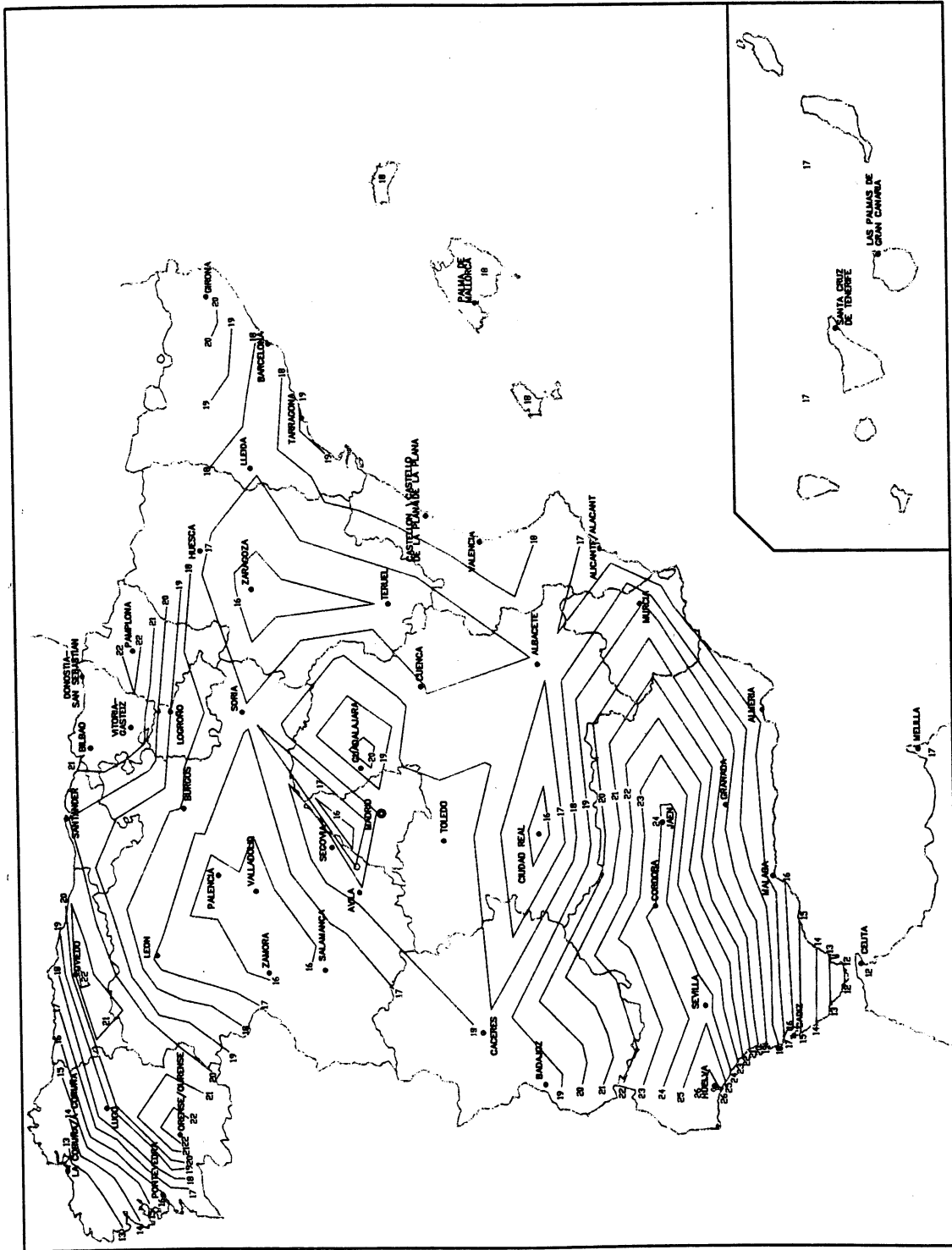


FIGURA 14  
FACTOR DE CORRECCIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL  $\Delta T_{SI}$   
EN TABLEROS DE CAJONES METÁLICOS



MAPA DE ISOLÍNEAS PARA LA OBTENCIÓN DEL  $\Delta t_{61}$  DE REFERENCIA EN TABLEROS DE CAJONES METÁLICOS

FIGURA 15

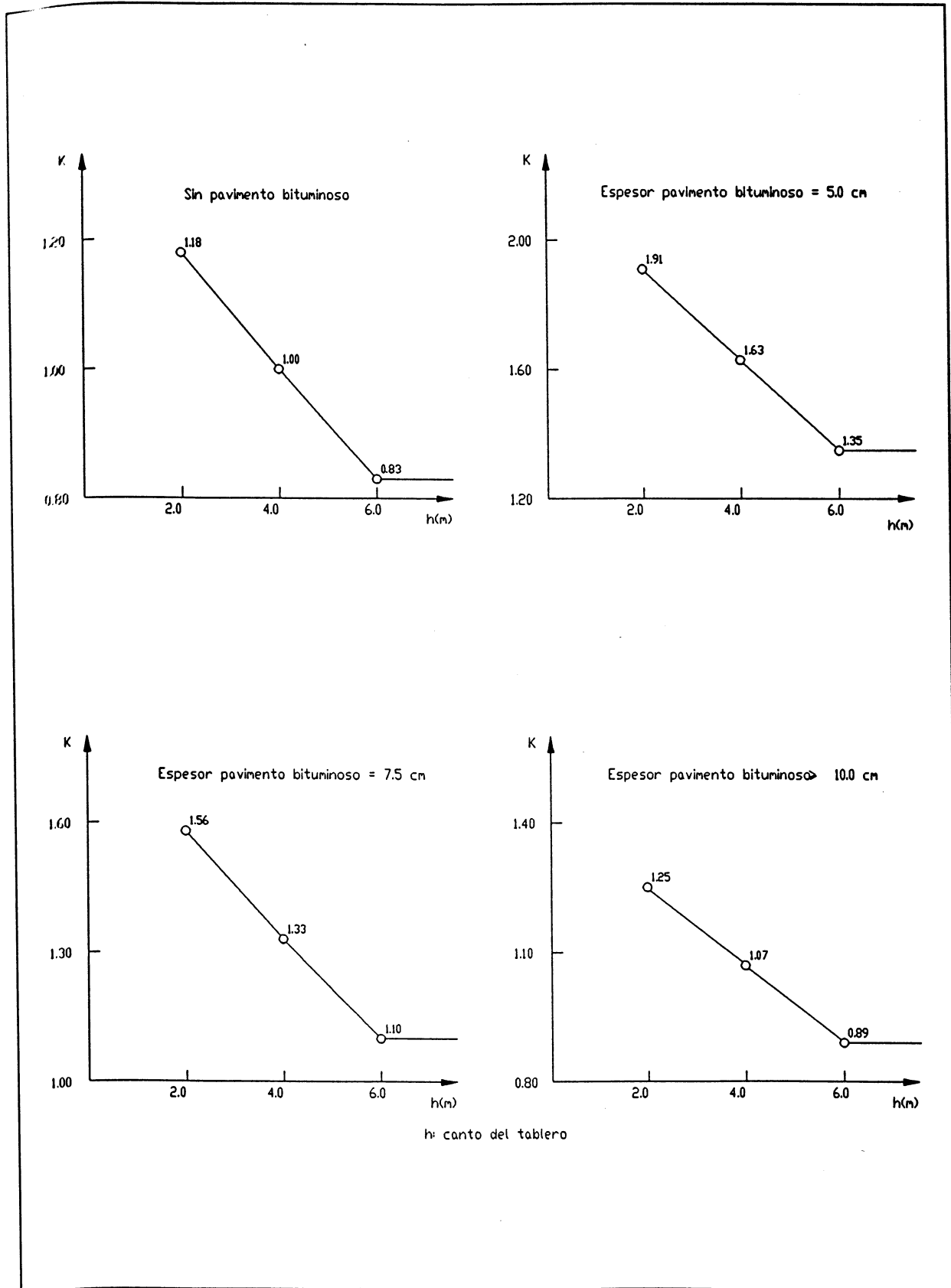


FIGURA 16  
 FACTOR DE CORRECCIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL  $\Delta T_{s1}$  EN TABLEROS DE VIGAS METÁLICAS

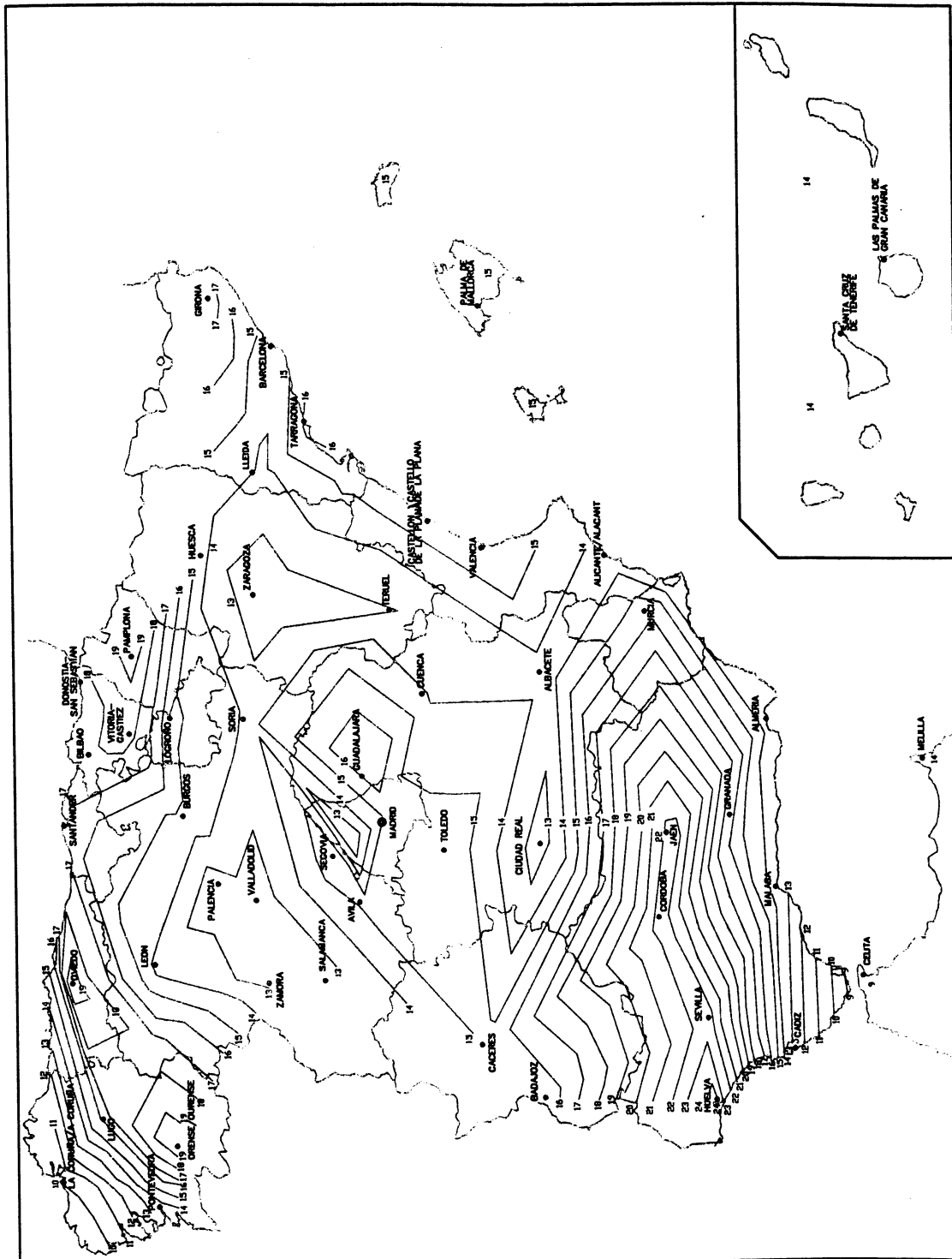


FIGURA 17  
MAPA DE ISOLÍNEAS PARA LA OBTENCIÓN DEL AT<sub>61</sub> DE REFERENCIA EN TABLEROS DE VIGAS METÁLICAS





**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	
$l_v \leq 0,5 h_s$	$l_v > 0,5 h_s$	$l_v \leq 0,5 h_s$	$l_v > 0,5 h_s$
2,5-3,0	--	6,0-8,0	--

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

En el dimensionamiento de las paredes de las células de tableros de sección en 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
14,0	-6,0	18,0	-2,0

#### 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 del órgano competente de la Dirección General de Carreteras.

Debido a las especiales características 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 que a continuación se indican:

	Hormigón	Acero
Calentamiento	$20 - 0,75 \sqrt{e} \text{ °C}$	35 °C
Enfriamiento	$-20 + 0,75 \sqrt{e} \text{ °C}$	-35 °C

donde  $e$  es el espesor ficticio de las secciones parciales de hormigón, que se deducirá de la expresión:

$$e = \frac{B}{P/2}$$

siendo:

$B$ , el área de la sección de la pieza ( $m^2$ ).

$P$ , el 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 puente. Este hecho se tendrá en cuenta considerando una diferencia de temperatura entre tirantes y péndolas metálicas y el resto de elementos de:

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

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 ( $+18^{\circ}\text{C}$ ).

### 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 ( $9,8 \text{ kN/m}^3$ ). En el caso de elementos sumergidos se considerará la subpresión con el mismo peso específico.

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

$$E = 1/2 \rho C_d A V^2$$

donde:

- $E$  = empuje total (N).
- $\rho$  = masa específica del agua ( $1000 \text{ kg/m}^3$ ).
- $C_d$  = coeficiente de arrastre de la sección que soporta el empuje de la corriente (figura 4); en el caso de una sección circular, el valor límite de  $DV_c$  indicado en la figura 4, deberá ser cuarenta decímetros

cuadrados por segundo ( $0,4 \text{ m}^2/\text{s}$ ).

$A$  = área de la superficie del elemento proyectada sobre un plano perpendicular a la corriente ( $\text{m}^2$ ).

$V$  = velocidad de la corriente ( $\text{m}/\text{s}$ ).

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 pueden 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 sobre 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 <sup>(1)</sup> 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:

---

(1) Se considera altura útil de un sistema de contención, la altura desde el pavimento hasta la parte superior del elemento resistente al impacto más elevado, en ningún caso se considerarán valores de altura útil superiores a un metro (1 m).

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

donde:

P = carga estática equivalente (MN).

TPM = toneladas de peso muerto de la embarcación (t) (correspondientes a la carga máxima más el combustible completo).

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

En el caso de barcasas 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 ( $\geq 0,06$  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:

$$a_c = \gamma_i \cdot a_b$$

siendo  $a_b$  la aceleración sísmica básica y  $\gamma_i$  el coeficiente de funcionalidad, definidos a continuación.

#### a) Aceleración sísmica básica

De acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-94), las aceleraciones sísmicas básicas,  $a_b$ , pueden obtenerse de la figura 18. Esta aceleración sísmica básica estará relacionada con la intensidad MSK mediante la siguiente fórmula:

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

donde  $a_b$  es la aceleración sísmica básica ( $m/s^2$ ).

**b) Coeficiente de nivel de daño,  $\gamma_i$**

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  $\gamma_i$  SEGÚN LA IMPORTANCIA DEL PUENTE

IMPORTANCIA DEL PUENTE	COEFICIENTE DE NIVEL DE DAÑO $\gamma_i$
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:

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

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

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 del Estado.

### 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:
  - Edificios sanitarios, hospitales, clínicas.
  - Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria.
  - Instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.
  - Puertos y aeropuertos de Interés General del Estado.
  - Edificios e instalaciones básicas de comunicaciones: radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas.
  - Edificaciones donde esté previsto albergar los centros de organización y coordinación en caso de un terremoto destructivo.
  - Parques de maquinaria o almacenes que alojen instrumental o maquinaria imprescindible para la ayuda inmediata.
  - Grandes presas y sus instalaciones vitales.
  - Edificios donde existan acumuladas materias tóxicas, inflamables o explosivas.
  - 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 el grupo 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 del Estado.

#### c) Aceleración sísmica durante la construcción

Durante la fase de construcción, la aceleración de cálculo puede obtenerse multiplicando la aceleración básica, definida en el mapa de la figura 9, por el factor:  $0,3 L_c^{0,37}$ , donde  $L_c$  es la duración del período constructivo (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

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

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

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

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

$\nu$  = 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 cincuenta 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) figuran los valores del coeficiente K a considerar en las principales poblaciones españolas.

#### a.3) Coeficiente de amortiguamiento " $\nu$ "

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

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

donde  $\zeta$  se expresará en tanto por ciento (%).

En general, y salvo estudios más detallados, se considerará un índice de amortiguamiento,  $\zeta$ , 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 rotulas 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 rotulas 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 rotula plástica deberán disponer de una armadura transversal de confinamiento adecuada y con un espaciamiento tal que evite el pandeo de las barras longitudinales comprimidas.
- La ductilidad local en estos casos podrá estimarse utilizando como parámetro el axil reducido ( $\bar{N}$ ) y, consecuentemente, éste también deberá resultar un indicador adecuado para estimar el factor de comportamiento, cuyo valor será:

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

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, o transversalmente por sus dimensiones, suele ser muy rígido y, consecuentemente, poco dúctil.

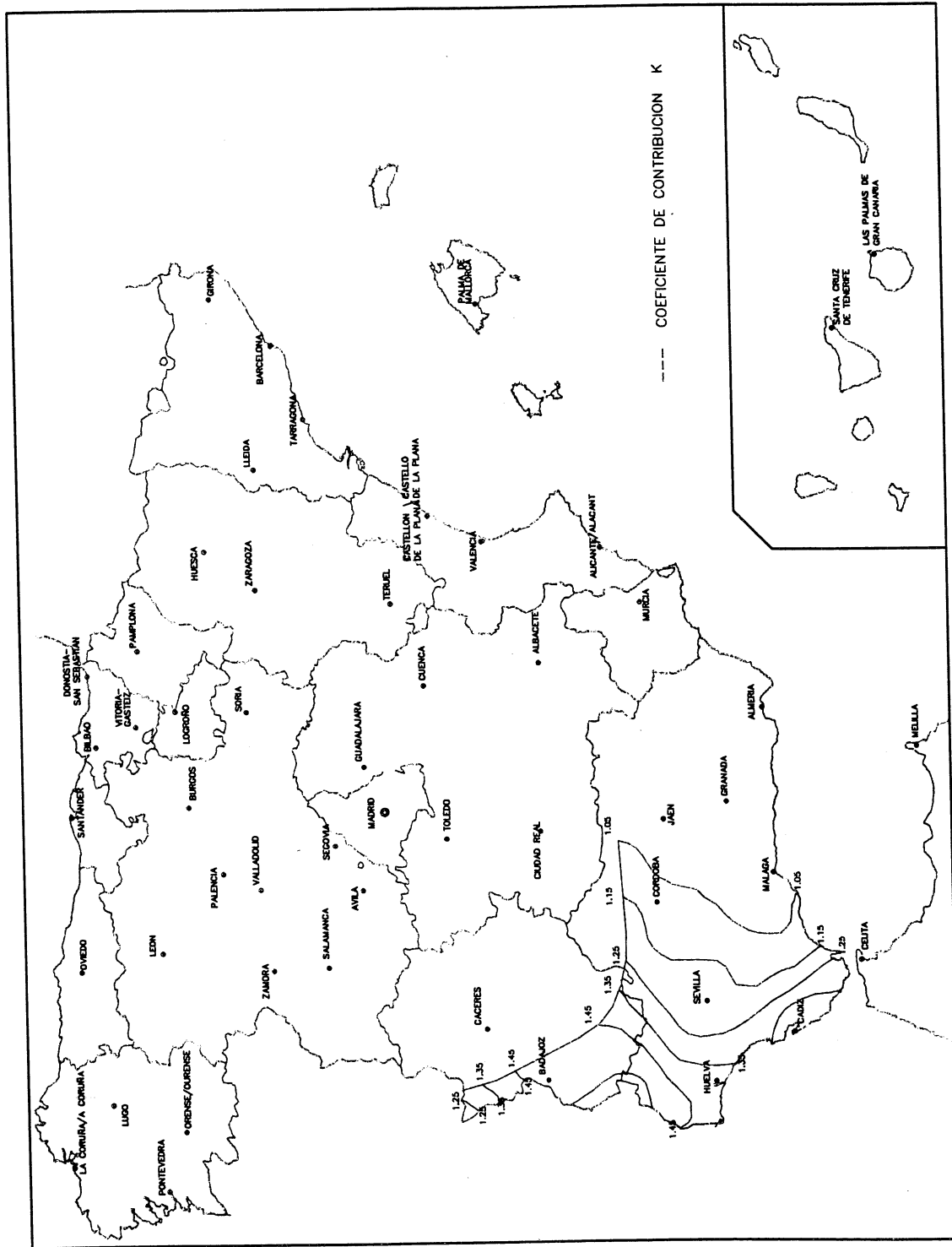


FIGURA 19  
MAPA PARA LA OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE K DE CONTRIBUCIÓN DE LA FALLA AZORES-GIBRALTAR

- 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 arcos, 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:

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

- Para otras tipologías estructurales deberá plantearse un análisis especial para la definición de  $q$ . En general, el proyecto se realizará con  $q = 1$ .

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

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 definido se deberá modificar en función de los dos características indicadas:

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

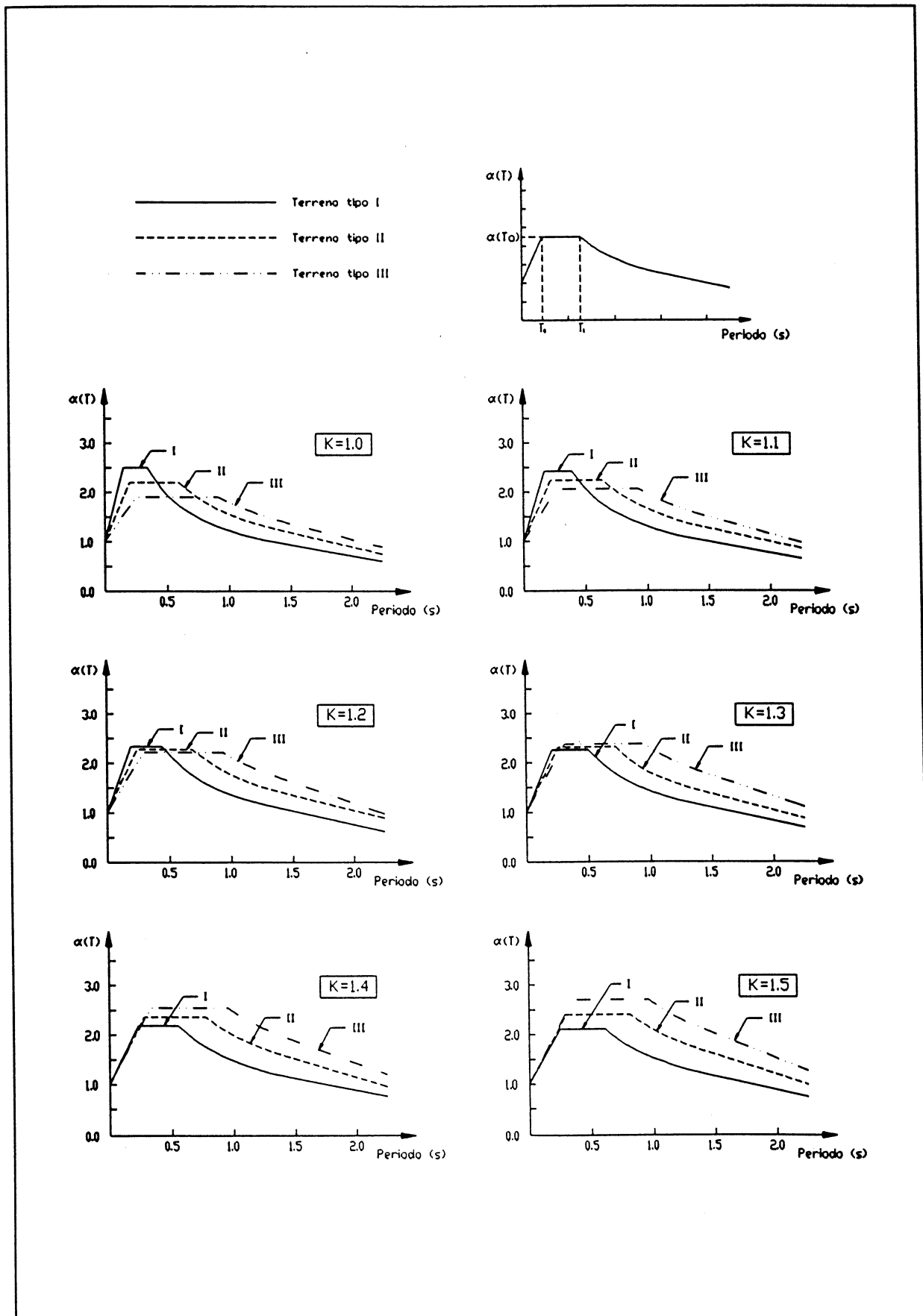


FIGURA 20  
ESPECTROS DE CÁLCULO PARA LOS TRES TIPOS DE TERRENO Y DIFERENTES VALORES DE K

TABLA 13  
VALORES DE  $T_0$ ,  $T_1$  y  $\alpha(T_0)$  EN FUNCIÓN DE LOS COEFICIENTES C y K

	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
$\alpha(T_0)$	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

#### 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.  $0,3 x + 0,3 y + z$

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 espectral con superposición modal.

- Análisis por espectros de potencia.
- Análisis no lineales en el tiempo.
- 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, 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 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<sup>(1)</sup> de los elementos sustentadores y el centro de las masas del tablero, no supere el cinco por ciento (5%) de la longitud del tablero.
- 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:

- Modelo de tablero rígido.
- Modelo de tablero flexible.
- 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.

Esta condición se podrá suponer que se cumple siempre, en la dirección

---

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



longitudinal, 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)

$\Delta d$  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:

$$F = M \cdot \alpha(T) \cdot a_c$$

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).

$\alpha(T)$  = aceleración espectral del espectro de cálculo, correspondiente al período fundamental T del puente, estimado con la expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \text{ (s)}$$

donde la rigidez equivalente K es la suma de las rigideces de los elementos de la subestructura:  $K = \sum K_i$  (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  $T$ :

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

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 ( $m/s^2$ ).

$\alpha(T)$  = valor de amplificación del espectro para el período  $T$ , obtenido de la siguiente expresión:

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

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 (integrales) y estribos flotantes o muros.

En los primeros, donde el estribo forme parte del tablero o sea 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, deberá 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.

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:

$\gamma$  = peso específico del terreno ( $\text{N/m}^3$ ).

$h$  = altura del muro o estribo (m).

$$\theta = \text{arctg} \frac{K_h}{1 - K_v}$$

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

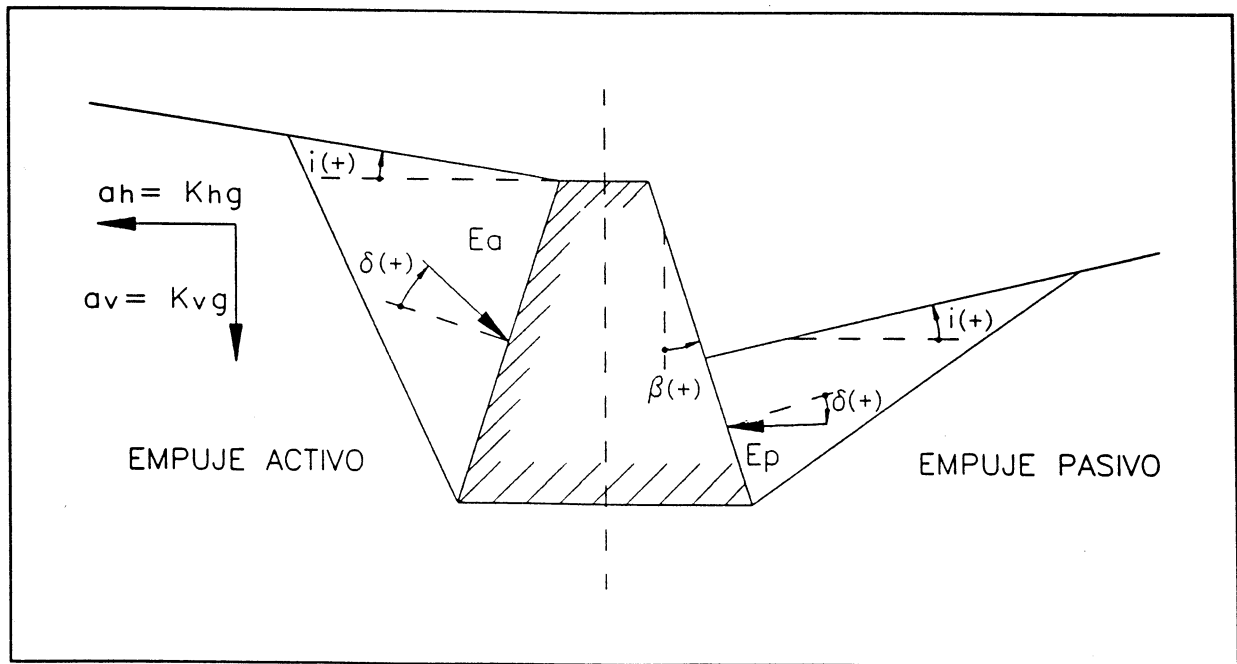


FIGURA 21

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

$\phi$  = 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 (p.e. apoyos deslizantes del tablero).

$1,5 a_c/g$  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 en metros ( $0,2 a_c/g$  m).

### 3.2.5 ACCIONES DEBIDAS A LOS APOYOS

Independientemente de las acciones específicas correspondientes a los movimientos de los apoyos que se han definido anteriormente en la presente Instrucción, el proyectista deberá considerar, en función de los esquemas de sustentación y de la tipología y características de los apoyos previstos en el proyecto, las solicitaciones que se puedan producir en los diferentes elementos de la estructura debidas a la actuación de acciones tales como: retracción, fluencia, temperatura, viento, frenado, etc., considerándolas siempre asociadas a la acción que las origina.

## 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  $G_{k,t}$ , 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 la que se considerarán dos valores representativos, coincidentes con  $G_{k,sup}$  y  $G_{k,inf}$ , definidos en el apartado 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 apartado 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:

- Acciones sobre los elementos de la estructura:
  - . el peso del terreno que gravita sobre elementos de la estructura, se considerará un único valor representativo, coincidente con el característico.
  - . el empuje del terreno, se considerará el valor representativo de acuerdo con lo expuesto en el apartado 3.2.2.4 de la presente Instrucción.
- Acciones correspondientes a movimientos del terreno bajo las cimentaciones: el valor representativo de estas acciones se considerará de acuerdo con lo expuesto en el apartado 3.2.2.3 de la presente Instrucción.

### 3.3.3 ACCIONES VARIABLES ( $Q$ )

Cada una de las acciones variables 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 apartado 3.2.3 de la presente Instrucción.

Valor de combinación  $\psi_0 \cdot Q_k$ : 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  $\psi_1 \cdot Q_k$ : 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  $\psi_2 \cdot Q_k$ : 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  $\psi$  serán los recogidos en la tabla 14.

TABLA 14  
VALORES DE LOS COEFICIENTES  $\psi$

$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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 el órgano competente de la Dirección General de Carreteras.

## 3.4 VALORES DE CALCULO DE LAS ACCIONES

Los valores de cálculo de las diferentes acciones serán los obtenidos aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad,  $\gamma_F$ , 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,  $\gamma_F$ , se adoptarán los valores básicos recogidos en la tabla 15.

TABLA 15  
VALORES DE LOS COEFICIENTES  $\gamma_f$

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS		SITUACIONES ACCIDENTALES	
		Efecto Favorable	Efecto Desfavorable	Efecto Favorable	Efecto Desfavorable
PERMANENTE (1),(2)		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado ( $P_1$ ) (3)	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$
	Pretensado ( $P_2$ ) (4)	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Otra presolicitación	$\gamma_{G^*} = 0,9$	$\gamma_{G^*} = 1,10$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acción del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
VARIABLE		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,0$
ACCIDENTAL		---	---	$\gamma_A = 1,0$	$\gamma_A = 1,0$

(\*) Los valores  $\gamma_{G^*}$  para la acción del pretensado ( $P_1$ ) serán los definidos por la vigente "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado (EP-93)" o normativa que la sustituya.

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

Quando 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  $\gamma_G$  distintos y específicos para cada una de ellas. Los valores de estos coeficientes serán:

- Para la parte favorable de la acción,  $\gamma_{G1} = 0,9$ .
- Para la parte desfavorable de la acción,  $\gamma_{G2} = 1,1$ .

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

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

Cuando 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:  $G_{k,inf} \cdot \gamma_{G1}$ , con  $\gamma_{G1} = 0,9$
- Para la parte desfavorable de la acción:  $G_{k,sup} \cdot \gamma_{G2}$ , con  $\gamma_{G2} = 1,1$

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, se aplicará la nota (4).

- (3) Se considerará la acción hiperestática producida por el pretensado, teniendo en cuenta el valor de la presión 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 de la presente Instrucción, que se trate 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  $\gamma_{G*1} = 1,05$   
Acción de Pretensado  $P_2$  con  $\gamma_{G*2} = 0,95$
  - b) Acciones permanentes contrarrestadas con  $\gamma_{G*1} = 0,95$   
Acción de Pretensado  $P_2$  con  $\gamma_{G*2} = 1,05$

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 LIMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

Para los coeficientes parciales de seguridad,  $\gamma_F$ , se tomarán los valores recogidos en la tabla 16.

TABLA 16  
VALORES DE LOS COEFICIENTES  $\gamma_F$

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	
		Efecto Favorable	Efecto Desfavorable
PERMANENTE		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado ( $P_1$ )	$\gamma_{G^*} = 0,9(*)$	$\gamma_{G^*} = 1,1(*)$
	Pretensado ( $P_2$ )	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Otra presolicitación	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acción del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
VARIABLE		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,0$

(\*) Los valores  $\gamma_{G^*}$  para la acción del pretensado ( $P_1$ ) serán los definidos por la vigente Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado (EP-93) o instrucción que la sustituya.

## CAPITULO 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 LIMITE 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:

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

donde:

- $G_{k,j}$  = Valor representativo de cada acción permanente.
- $G_{k,i}^*$  = Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- $Q_{k,1}$  = Valor representativo (valor característico) de la acción variable dominante.
- $\Psi_{0,i} Q_{k,i}$  = Valores representativos (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) - Componentes verticales (definidas en el apartado 3.2.3.1.1.a de la presente Instrucción).

- Componente horizontal de frenado (definidas en el apartado 3.2.3.1.1.b1 de la presente Instrucción).
- b) - Componentes verticales reducidas (según criterio definido en el apartado 3.2.3.1.2.b2 de la presente Instrucción).
- Componentes horizontales de frenado y fuerza centrífuga.

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

- Para la comprobación del estado límite de fatiga se seguirán los criterios expuestos en el apartado 3.2.3.1.2 de la presente Instrucción.
- 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 epígrafe 3.2.3.2.1, aplicándose además los coeficientes  $\psi_i$  indicados en el apartado 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., sobre los distintos elementos del puente.
- 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:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_G \cdot G_{k,j} + \sum_{l \geq 1} \gamma_G \cdot i \cdot G_{k,l} + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \gamma_A \cdot A_k$$

donde:

$G_{k,j}; G^*_{k,i}$  = Valores representativos definidos en el apartado 4.1.1 de la presente Instrucción.

$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$  = Valor representativo frecuente de la acción variable dominante.

$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$  = Valores representativos casi-permanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental.

$A_k$  = Valor representativo característico de la acción accidental.

Serán de aplicación las observaciones indicadas al final del apartado 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:

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

donde:

$G_{k,j}; G^*_{k,i}$  = Valores representativos definidos en el apartado 4.1.1 de la presente Instrucción.

$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$  = Valor representativo 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 representativo característico de la acción sísmica.

## 4.2 ESTADOS LIMITE 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):*

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

*Combinación frecuente:*

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

*Combinación casi-permanente:*

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

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

## CAPITULO 5 PRUEBAS DE CARGA

Todo puente proyectado de acuerdo a la presente Instrucción deberá ser sometido a pruebas de carga antes de su puesta en servicio, de acuerdo con 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 necesarias 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, la redacción del proyecto de prueba de carga podrá ser revisado y adaptado una vez finalizada la construcción del puente para tener en cuenta las disponibilidades de vehículos existentes realmente en obra, así como para recoger, si fuera oportuno, en la modelización de la estructura las variaciones que se hayan podido producir en las características de los materiales con respecto a las supuestas en proyecto.





## **ANEXO DEFINICIONES**

**Acción:** Es toda causa capaz de originar una solicitud 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, para 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 acompaña en ella a la barrera 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. Dependen más del rozamiento entre ellas 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 del 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, hormigón 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 puente.

**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.

**Plataforma del puente:** 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 comprendida entre los bordillos de la acera, si estas existen, cuando tengan más de ciento cincuenta milímetros (150 mm) de altura, o entre caras interiores de las barreras de seguridad laterales del tablero en posición definitiva, para el resto de los casos.

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

**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 los trozos 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.

## EQUIPO COLABORADOR EN LA REDACCIÓN DEL DOCUMENTO

Alarcón Álvarez, Enrique.  
Alcalá Sánchez, Juan Luis.  
Arrieta Torrealba, José M<sup>a</sup>.  
Astiz Suárez, Miguel Ángel.  
Azparren Calvo, Carlos. (Presidente)  
Calvo Lucas, Olga.  
Corres Peiretti, Hugo.  
Crespo Rodríguez, Pilar.  
Del Cuvillo Jiménez, Ramón.  
Manterola Armisén, Javier.  
Mellado Fernández, Javier.  
Mirambell Arrizabalaga, Enrique.  
Talero Muñoz, José Simón.  
Villar Luengo, José M<sup>a</sup>. (Coordinador)