El documento nacional de aplicación del Eurocódigo 4. Un guiso de normas[1)]

Miguel Gómez Navarro
y Peter Tanner
Ingenieros de Caminos, ESTEYCO, Madrid

1. INTRODUCCION

Dentro del plan desarrollado por el Cómite Europeo de Normalización se aprobó, en octubre de 1992, el borrador definitivo de la Parte 1.1 del Eurocódigo 4, *Dimensionamiento de estructuras mixtas de hormigón y acero, Reglas generales y reglas para edificación,* como Prenorma Europea Experimental, ENV 1994-1-1:1992 [1]. Se preveía un período inicial transitorio de tres años para su uso como norma experimental, durante el cual las normas de cada país coexistieran con la norma europea común. Este período se ha prorrogado hasta finales de 1998, y mientras tanto, se recogerán las sugerencias que surjan de su utilización por los técnicos de todos los países, para debatirlas y modificar el texto antes de su aprobación definitiva, como Norma Europea, en dicha fecha.

Para facilitar la aplicación de las Prenormas en este período, se propone la redacción de los Documentos Nacionales de Aplicación (DNA). Los tres objetivos fundamentales de los DNAs deben ser:

- cubrir las lagunas debidas a la ausencia de algunas normativas europeas, a las que se hace referencia en la Prenorma,
- servir como guía de utilización para la utilización de la Prenorma,
- definir los valores recuadrados, que son valores de determinados coeficientes relativos a la seguridad, que a pesar de tener unos valores indicativos en el texto original, cada país puede modificar.

En España se están elaborando, en la actualidad, los DNAs de las Partes 1.1 de los Eurocódigos 2 [2], 3 [3] y 4 [1]. La Comisión V, *Estructuras mixtas* del GEHO (Grupo Español del Hormigón), a través de su grupo de trabajo *Eurocódigo 4*, ha redactado una propuesta de DNA [4] para el EC-4 [1], para su aprobación por parte de la Comisión Permanente del Hormigón. La ausencia de normativa propia de estructuras mixtas en nuestro país, la falta de tradición, salvo notabilísimas excepciones, en el terreno de la edificación con estructura mixta, y el hecho de que algunos documentos imprescindibles para la aplicación del EC-4 no estén todavía disponibles, ha hecho que este trabajo tenga algunas peculiaridades. A eso se añade la dificultad de que el dimensionamiento de estructuras, según los Eurocódigos, está basado en principios y métodos no muy extendidos en nuestro país (métodos probabilistas, razonamientos en términos de situaciones de riesgo (*hazard scenarios*), etc.).

De los documentos que se están todavía terminando de redactar, o que aún no están a disposición de los técnicos, desta-

1) Según la ponencia del segundo autor en la 3ª reunión de la Comisión V *Estructuras Mixtas* del Grupo Español del Hormigón (GEHO), celebrada el 21-12-94 en Madrid.

can los relativos a las bases de cálculo y a los valores de las acciones, incluidos en el Eurocódigo 1 en sus diferentes apartados [5,6,7,8,9]. Esto ha hecho necesario revisar la normativa española de acciones, a la luz de los criterios de seguridad estructural preconizados por los Eurocódigos y las normativas modernas, dando lugar a un documento de marcado carácter transitorio, con vistas al uso global del cuerpo normativo europeo en nuestro país. El presente artículo puede entenderse como un documento de fondo del DNA del EC-4, cuyo objeto consiste en explicar los motivos que han llevado al enfoque actual del documento propuesto. El artículo se estructura de manera que, en el capítulo 2, están resumidos algunos principios del proceso de dimensionamiento de estructuras en general. El cálculo estructural forma parte de este proceso, aunque no es la primera ni la única actividad necesaria para llevar a cabo con éxito un dimensionamiento estructural. El capítulo 3 está dedicado al cálculo, según los principios de las normativas modernas, entre ellas los Eurocódigos. En este contexto se introducen los conceptos básicos de los métodos probabilistas en que se basan los Eurocódigos. Partiendo de las conclusiones del capítulo 3, se presentan, en el capítulo 4, diferentes posibilidades para compaginar normas basadas en diferentes principios, incluyendo una valoración crítica. La más adecuada de estas posibilidades se ha adoptado en la propuesta del DNA del EC-4. En el capítulo 5, finalmente, se justifican los cambios más significativos aportados por el DNA en comparación con la práctica española habitual.

2. DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS

De modo general, el proceso de dimensionamiento de una estructura, ya sea de edificación o de obra civil, debe responder a dos objetivos primordiales [10]:

- Ofrecer al propietario de la obra una construcción que responda a sus necesidades.
- Garantizar a los usuarios un nivel de seguridad adecuado.

Es necesario un dialogo fluido e institucionalizado entre la propiedad y los técnicos encargados de la realización del proyecto, con el fin de definir claramente el uso que se va a dar a la estructura a lo largo del tiempo. El resultado de este diálogo se puede recoger en un documento denominado *Plan de utilización*, dejando así claros estos términos antes de iniciar el proceso de definición de la estructura. Este documento servirá como base para la aplicación de las medidas que permitan satisfacer el primero de los dos objetivos mencionados.

A partir del *Plan de utilización*, el ingeniero debe establecer el *Plan de seguridad* [10]. Este constituye la base de reflexión imprescindible para la definición de las medidas necesarias para garantizar que se alcanza un nivel de seguridad adecuado en la estructura considerada. Entre estas medidas figura el cálculo estructural. Dicho documento debe contener, entre otros apartados, la definición y un análisis profundo de las situaciones que pueden representar un riesgo para una estructura, una definición inequívoca de los riesgos aceptados, así como las hipótesis de cálculo necesarias para poder efectuar las verificaciones oportunas. La importancia del *Plan de seguridad* es obvia, teniendo en cuenta que hipótesis erróneas sobre las situaciones de riesgo (*hazard scenarios*) o las cargas actuantes, necesariamente conducen a resultados erróneos.

Tal y como ya se ha mencionado, existen otras medidas, además del cálculo estructural, que contribuyen a alcanzar el objetivo de "estructuras seguras". Señalamos algunas de ellas:

- Es necesaria una concepción cuidadosa que de lugar a estructuras redundantes (la rotura de un elemento no lleva al colapso total de la misma) y que sean poco sensibles a fenómenos poco conocidos o cuya evaluación sea incierta (efectos térmicos, asientos,...).
- Se deben cuidar los detalles, especialmente aquellos mediante los que se produce la introducción de cargas.

- Tanto en el proyecto como en la construcción, se debe poner especial atención en asegurar la durabilidad de la estructura, diseñando detalles que la faciliten y mediante prácticas constructivas correctas y la utilización de materiales apropiados.

- No se puede eludir un sistema de control que abarque a todas las fases del proyecto, incluyendo la concepción y el dimensionamiento de la estructura, la ejecución, su puesta en servicio y su explotación.

- Además, es indispensable la redacción, para cada estructura, de un *Plan de mantenimiento*. En él se deben recoger las inspecciones necesarias y los plazos de realización de las mismas que aseguren que la estructura se encuentra en un estado aceptable para cumplir su función. También se deben recoger las medidas que es necesario adoptar en caso de incidencias o anomalías observadas en la estructura en el curso de la realización de las operaciones de mantenimiento. La definición y la puesta en marcha de un programa de control y mantenimiento adaptado a la importancia de la estructura, es necesaria para alcanzar la duración prevista de servicio de la misma. Todo este proceso de mantenimiento también debe estar sometido a un control de calidad [11].

Todos estos aspectos son igual de importantes que los cálculos, de cara a conseguir estructuras seguras y que cumplan la función para la que se les ha construido. La abundancia y prolijidad de los cálculos, así como el hecho de que en todo lo que sigue nos referimos a ellos, no nos debe hacer olvidarlo.

3. SEGURIDAD ESTRUCTURAL: VERIFICACION MEDIANTE CALCULOS

3.1. Planteamiento

De un modo general, se puede plantear la comprobación de la seguridad de la estructura mediante la siguiente condición, que compara los valores de cálculo de la solicitación y de la resistencia:

$$S_d \leq R_d \qquad (1)$$

S_d valor de cálculo de la solicitación
R_d valor de cálculo de la resistencia.

En su forma más general, el valor de cálculo de la solicitación se puede definir, para cada situación de riesgo examinada, según la expresión:

$$S_d = S\,(G_d, Q_d, \Sigma Q_a) \qquad (2)$$

S solicitación debida a un conjunto de acciones
G_d valor de cálculo del peso propio de la estructura portante
Q_d valor de cálculo de la acción variable preponderante
ΣQ_a valor de cálculo de las acciones variables concomitantes.

El valor de cálculo de la resistencia se puede definir mediante la relación general:

$$R_d = R\,(X_d, a_d, \ldots) \qquad (3)$$

R resistencia de un elemento estructural
X_d valor de cálculo de las características de los materiales
a_d valor de cálculo de las dimensiones geométricas del elemento.

Los valores de cálculo de la solicitación y de la resistencia tienen en cuenta las siguientes imprecisiones de carácter aleatorio, como más adelante se explicará:

- las desviaciones estadísticas de los valores de las acciones,
- la representación simplificada de las acciones,
- la simplificación del modelo de las acciones que no tiene en cuenta la posible influencia recíproca debida a la simultaneidad de las acciones, ni tampoco acciones de pequeña importancia,
- las simplificaciones e imperfecciones del modelo de resistencia, y
- las imprecisiones relativas a las dimensiones de las secciones.

Para evitar malentendidos es preciso señalar que el uso de valores de cálculo de la solicitación y de la resistencia, para la verificación de la seguridad estructural, no pretende cubrir los errores groseros como pudieran ser:

- errores en los cálculos, cometidos por un ingeniero sin conocimientos y experiencia suficientes,
- acciones no contempladas en el proyecto,
- errores en la construcción (por ejemplo, interpretación errónea de los planos),
- incorrectos usos de la estructura, que conllevan sobrecargas mayores de las previstas en el momento del proyecto,
- etc.

Todos estos errores se deben evitar mediante los controles oportunos, que deben abarcar todas las fases del proyecto: la concepción, el dimensionamiento, la ejecución y la explotación de las estructuras, como ya hemos indicado en el apartado 2.

En la formulación de los Eurocódigos, las funciones que definen los valores de cálculo de la solicitación y la resistencia tienen el siguiente formato:

$$S_d = S\left(\sum_j \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i\geq 2} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki}\right) \qquad (4)$$

$$R_d = R\left(\frac{f_y}{\gamma_a}, \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{sk}}{\gamma_s}\right) \qquad (5)$$

Los diferentes coeficientes γ_i se llaman coeficientes parciales de seguridad. Los coeficientes Ψ_{0i} son los coeficientes de simultaneidad para las acciones variables. El origen y significado de estos coeficientes es el objeto del presente capítulo.

Los parámetros que influyen en el cálculo de la solicitación S de un elemento o de una estructura, y de la resistencia R correspondiente, no son conocidos exactamente: se trata de variables aleatorias que no se pueden definir mediante un único valor. La incertidumbre a la hora de determinar S y R se debe, fundamentalmente, a las imprecisiones relativas a las acciones, a la resistencia y al modelo de cálculo utilizado.

a) Imprecisiones relativas a las acciones

Aunque las acciones debidas al peso propio y las cargas permanentes son, en general, bien conocidas, no ocurre lo mismo con las sobrecargas variables, que en general son difíciles de evaluar de un modo preciso y tienen un carácter fuertemente aleatorio. Como ejemplo, la figura 1 recoge la variación en el tiempo de la altura de la capa de nieve en un lugar determinado [10]: un registro continuo permite determinar el valor máximo, para cada año, durante un período determinado, en el presente caso durante 70 años. La representación de los valores máximos anuales en forma de histograma, permite poner de manifiesto el carácter aleatorio de la altura de la capa de nieve y, por tanto, de la acción correspondiente.

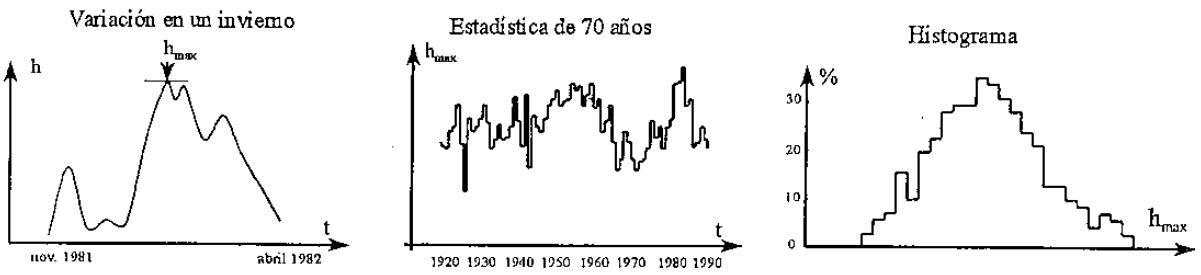

Figura 1. Ejemplo de variación estadística de la altura de la capa de nieve (según [10]).

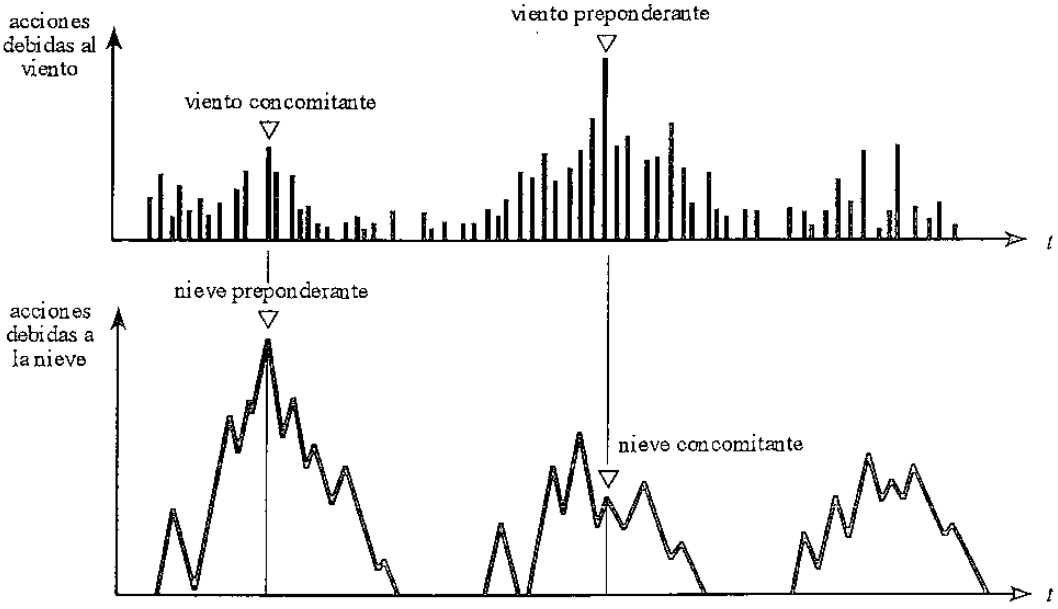

Figura 2. Actuación simultánea de diferentes acciones variables (según [10])

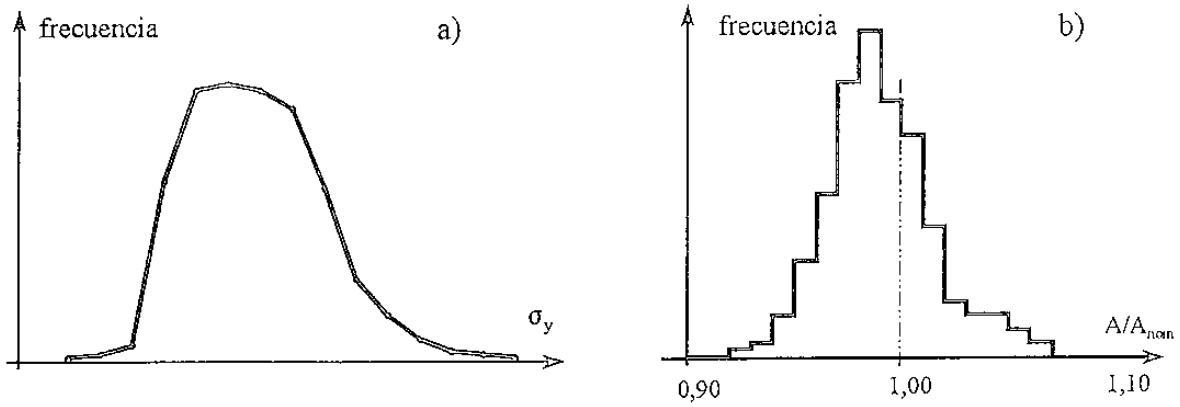

Figura 3. a) Variación estadística del límite elástico del acero y b) del área de la sección transversal de perfiles laminados (según [12]).

Por otro lado, si consideramos la actuación simultánea de varias acciones variables, parece claro que no tienen porqué aparecer en el mismo instante los valores máximos de las diferentes acciones, como se refleja en la figura 2 para las sobrecargas debidas al viento y a la nieve. Para tener en cuenta este fenómeno, aparecen los conceptos de sobrecarga preponderante y sobrecargas concomitantes, cuyos valores se reducen, respecto a los de cálculo (valores extremos), con los coefi-

cientes de simultaneidad Ψ_{0i}, como se recoge en la expresión (4). Este planteamiento permite reflejar, de un modo realista, la combinación de acciones, ya que dichos valores serán distintos según los distintos estados límite considerados.

b) Imprecisiones relativas a la resistencia

Es claro que las dos variables que influyen principalmente en la variación de la resistencia de una pieza, la geometría y las características mecánicas de los materiales, son también variables aleatorias, aunque su dispersión en general esté más acotada. Esto se debe, fundamentalmente, al control de calidad que se lleva a cabo sobre los materiales y la geometría. Sin embargo, las características de los materiales, determinadas mediante ensayos, así como las dimensiones geométricas, varían de un elemento a otro, o incluso de una zona a otra del mismo elemento. La figura 3.a) representa la variación del límite elástico del acero, y la 3.b) la del área de la sección transversal de perfiles laminados [12].

Finalmente, hay que tener en cuenta también las imprecisiones inherentes a los procedimientos de montaje (tolerancias de ejecución, diferencias entre planos y ejecución).

c) Imprecisiones relativas a los métodos de cálculo

Por último, existe una incertidumbre acerca de los métodos de cálculo, debido a las simplificaciones que ineludiblemente es necesario realizar para estudiar los fenómenos. Es necesario realizar simplificaciones, tanto al definir el sistema estático con el que se calculan los esfuerzos, como al estudiar los mecanismos resistentes de las secciones y las piezas, así como al modelizar las cargas que actúan sobre las estructuras. A mayor complejidad del fenómeno, mayor grado de simplificación y, también, mayor incertidumbre.

De todo lo anterior se deduce que los parámetros que intervienen en un cálculo estructural son variables, o más precisamente, variables estocásticas en el tiempo y en el espacio. Para tener en cuenta el carácter aleatorio de las solicitaciones y de la resistencia de una estructura, es necesario recurrir a un análisis probabilista.

3.2. Métodos probabilistas

Si planteamos un análisis probabilista, la solicitación, S, y la resistencia, R, de la estructura, en un determinado punto de la misma, se pueden representar mediante variables aleatorias, cuyas funciones de densidad de probabilidad se representan en la figura 4. De este modo se simplifica considerablemente el problema, ya que, como únicas variables se consideran R y S. Las curvas S y R se solapan, lo que significa que, para determinadas combinaciones de solicitaciones y resistencias, la estructura puede fallar ya que S puede ser superior a R: la probabilidad de que colapse la estructura es superior a cero.

La verificación de la seguridad de una estructura se efectúa comparando el valor de la solicitación, S, con el de la resistencia, R, o sea verificando la relación general

$$S \leq R \qquad (6)$$

Esta condición se puede escribir en la forma

$$Z = R - S \geq 0 \qquad (7)$$

Si suponemos que S y R corresponden a distribuciones normales, con medias m_s, m_R y desviaciones típicas s_S, s_R, la nueva variable Z también tiene una distribución normal, con los siguientes parámetros:

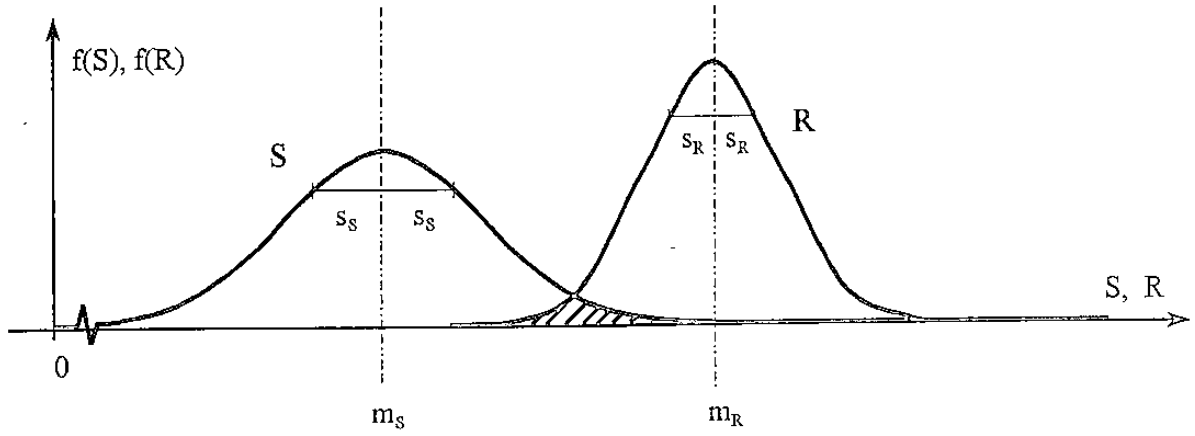

Figura 4. Funciones de densidad de probabilidad de la solicitación y de la resistencia.

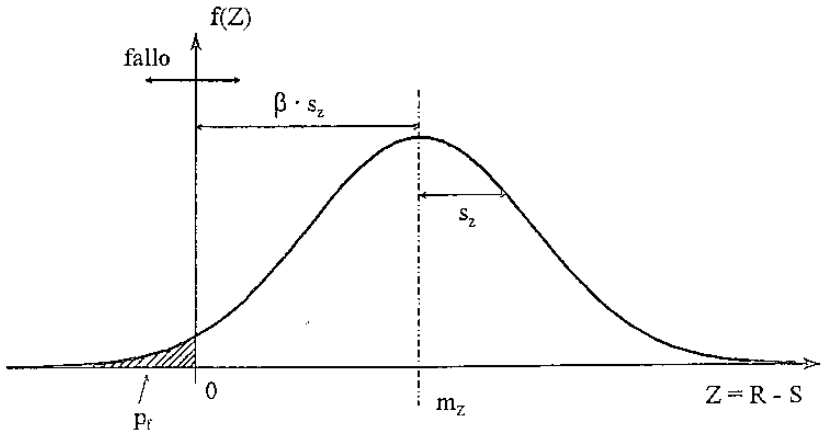

Figura 5. Función de densidad de probabilidad de la variable Z. Indice de fiabilidad β.

$$m_Z = m_R - m_S \text{(media)} \quad (8)$$

$$s_Z = \sqrt{s_S^2 + s_R^2} \text{ (desviación típica)} \quad (9)$$

La figura 5 representa la distribución de la variable Z. Para valores Z inferiores o iguales a 0, falla la estructura. La probabilidad de fallo, p_f, pasaría a ser ahora, en términos de esta variable:

$$p_f = p\,[(R-S) \leq 0] = p\,(Z \leq 0) \quad (10)$$

que corresponde a la superficie de la zona rayada de la figura 5.

Si normalizamos esta variable para convertirla en una variable centrada y con desviación típica 1 creando la variable

$$z = \frac{Z - m_Z}{s_Z} \quad (11)$$

la probabilidad de que Z sea menor o igual a 0 se puede obtener como:

$$p_f = p\left(\frac{-m_Z}{s_Z} \leq 0\right) = \phi\left(\frac{-m_Z}{s_Z}\right) = \phi\,(-\beta) \quad (12)$$

donde ϕ es la función de densidad de la variable normal y β es un nuevo parámetro que llamaremos *índice de fiabilidad* y que se define, por tanto, como:

$$\beta = \frac{m_Z}{s_Z} \quad (13)$$

El índice de fiabilidad β corresponde al

número de desviaciones típicas s_Z de la variable Z, que separa el valor medio, m_z, del origen. Para una determinada distribución de la variable Z, la superficie rayada, según la figura 5, disminuye a medida que aumenta el valor de β: cuanto mayor es el valor del índice de fiabilidad, menor es la probabilidad de fallo de la estructura considerada.

No es posible, en el marco del presente trabajo, abordar el tema de cuál debería ser el valor de la probabilidad de fallo de las estructuras. Para tener una idea del orden de magnitud generalmente aceptado, recordamos que el EC-1 [5] introduce, como valor requerido (*target value*) del índice de fiabilidad, un valor β_0 de 3,8 para los estados límite últimos, que equivale a una probabilidad de fallo de $1/13822=7{,}2\cdot10^{-5}$. Esto no debe ser interpretado como que una de cada 14.000 estructuras colapsa, sino más bien como un valor que sirva para desarrollar métodos consistentes de dimensionamiento.

Una vez definido el valor requerido, β_0, del índice de fiabilidad, es posible volver hacia atrás, aplicando las propiedades de las distribuciones normales de R y S, y obtener unos valores de cálculo de las dos variables, S* y R* respectivamente:

$$S^* = m_S - \beta_0 \alpha_S s_S \qquad (14)$$

$$R^* = m_R - \beta_0 \alpha_R s_R \qquad (15)$$

Introduciendo R* y S* en la condición límite (6), ésta tiene el valor cero: los valores de cálculo R* y S* corresponden a la combinación más probable de valores para los que falla la estructura. El superíndice * utilizado para designar a estos valores de cálculo, hace referencia a su origen probabilístico y sirve para poner en evidencia la diferencia que existe entre estos y los valores de cálculo generalmente empleados en las normas, por ejemplo, en la relación (1). Los factores de influencia, α_s y α_R, de la solicitación y de la resistencia, se obtienen a partir de las desviaciones típicas de dichas variables:

$$\alpha_s = -\frac{s_S}{\sqrt{s_R^2 + s_S^2}} \qquad (16)$$

$$\alpha_R = \frac{s_R}{\sqrt{s_R^2 + s_S^2}} \qquad (17)$$

y, evidentemente, $\alpha_R^2+\alpha_S^2=1$

Cuanto mayor sea el valor absoluto del factor de influencia, α_i, mayor es la influencia de la variación de la variable correspondiente, sobre el índice de fiabilidad. El signo de α_i indica si el valor de cálculo superior (solicitación, S) o el inferior (resistencia, R) de la variable es crítico, según sea negativo o positivo.

3.3. Métodos semiprobabilistas

A pesar de la sencillez del planteamiento, sin duda la aplicación a un caso concreto dista de ser inmediata. Por un lado, no es sencillo caracterizar estadísticamente las variables en cuestión (obtener suficiente número de datos como para hallar su media y su desviación típica con suficiente aproximación), estas no son siempre asimilables a una distribución normal, y el trabajo es tedioso. Las dos variables fundamentales, S y R, se subdividen en varias variables independientes estadísticamente y éstas a su vez en otras. Por ejemplo, en la resistencia de una pieza influyen sus dimensiones geométricas y las características de los materiales que la componen; y en la solicitación que actúa sobre la misma influyen acciones de diversos orígenes. Su aplicación es factible e incluso necesaria (aunque el trabajo también resulte laborioso) en el caso de la evaluación de la fiabilidad de estructuras existentes deterioradas [13, 14, 15, 16, 17], o en la calibración de normas de acciones o estructurales [18], pero no en la práctica habitual de dimensionamiento de estructuras. Por este motivo, la

mayoría de las normas internacionales proponen métodos semiprobabilistas para la verificación de la seguridad estructural. Considerando sólo dos variables, S y R, la figura 6 representa el principio en que se basan: los valores de cálculo de las variables, S_d y R_d, se obtienen a partir de unos valores nominales, S_{nom} y R_{nom}, o característicos S_k y R_k, multiplicándolos o dividiéndolos por coeficientes parciales de seguridad para las acciones, γ_S, y para la resistencia, γ_R, respectivamente. El valor característico de una variable se refiere a un valor determinado sobre una base estadística, de forma que corresponde a un cuantil predefinido, por ejemplo el 5%. Los Eurocódigos definen normalmente (aunque no en todos los casos) valores característicos, tanto de las variables de resistencia como de las acciones. Los valores nominales que utilizan otras normas tienen, normalmente, una definición arbitraria, fruto, en la mayor parte de los casos, de la experiencia acumulada, tal y como ocurre en las normas españolas de cargas (NBE-AE-88 [19], Norma de acciones sobre puentes de ferrocarril [20], parcialmente en RAP-95 [21]). Mientras S_{nom} y R_{nom} tienen un origen arbitrario, S_k y R_k son fruto del análisis estadístico.

Para que el método participe del planteamiento general, se calibran, para un número limitado de casos, pero intentando que cubran un rango representativo, los coeficientes parciales de seguridad, evaluando la probabilidad de fallo y comprobando que es inferior a la correspondiente al índice de fiabilidad β_0 requerido.

Con este planteamiento se obtiene un método que tiene dos ventajas fundamentales:

- es posible tener en cuenta el carácter aleatorio de las variables de solicitación y de resistencia,
- la metodología es de uso sencillo ya que permite tratar los parámetros que intervienen en el cálculo estructural como si fueran deterministas.

Los valores de cálculo de la solicitación, S_d, y de la resistencia, R_d, según el Eurocódigo 4 (relaciones (4) y (5)) son, por tanto, fruto de un análisis probabilista

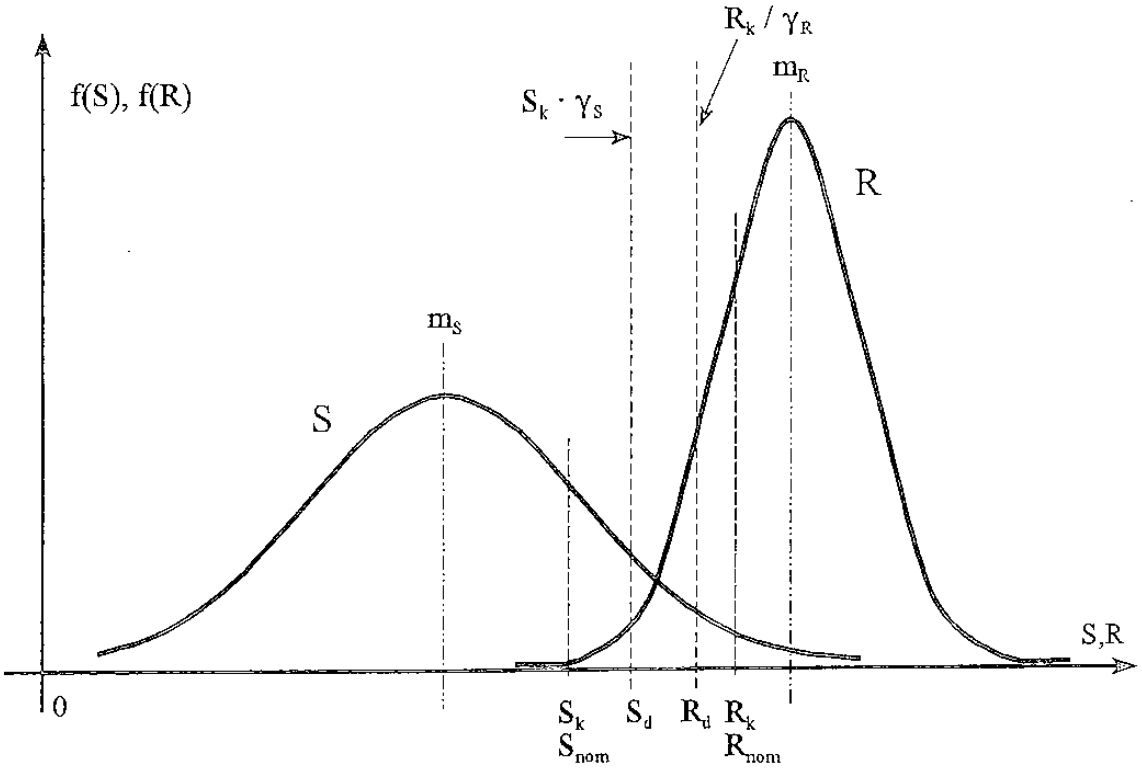

Figura 6. Determinación de los valores de cálculo de la solicitación, S_d, y de la resistencia, R_d, mediante coeficientes parciales de seguridad.

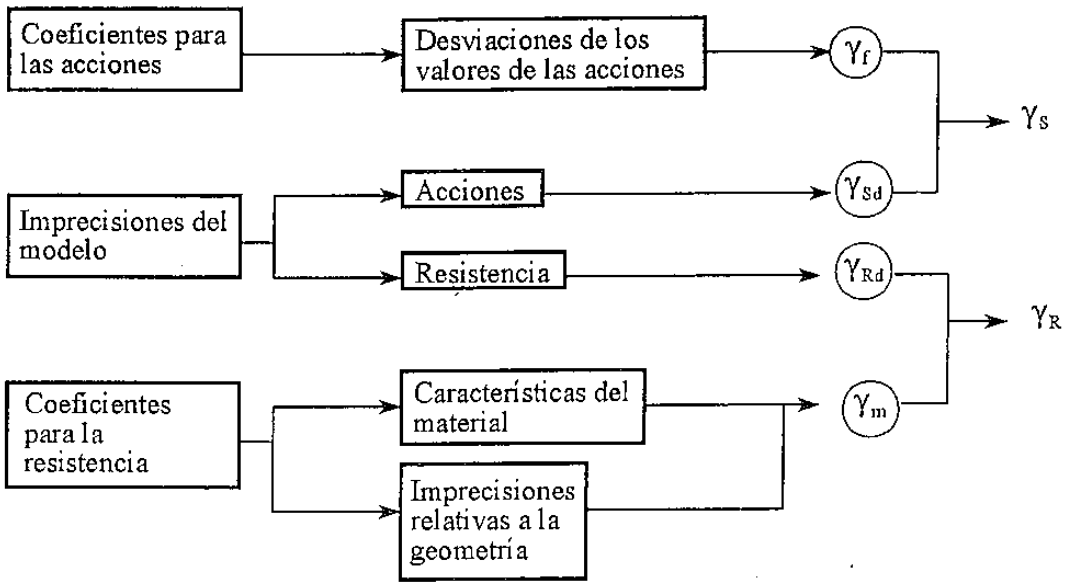

Figura 7. Coeficientes parciales de seguridad.

para un número determinado de casos (calibración de la norma). Para estos casos, el análisis semiprobabilista lleva teóricamente a los mismos resultados que el análisis probabilista. S_d y R_d dependen de los valores característicos de las variables correspondientes (G_{kj}, Q_{kj}, f_y, f_{ck}, f_{sk}), de los coeficientes parciales de seguridad γ_i, y de los coeficientes de combinación Ψ_{0i}. Como se recoge en la figura 7, de manera general es posible determinar mediante métodos probabilistas un coeficiente parcial de seguridad para cada una de las variables que intervienen en el cálculo estructural. Cuando intervienen más de dos variables ya no existen soluciones analíticas como la anteriormente desarrollada, por lo que el lector interesado debe recurrir a la literatura especializada. En cualquier caso, de las expresiones (14) y (15) se desprende que los valores de cálculo de la solicitación y de la resistencia no son independientes y que están ligados por el índice de fiabilidad requerido β_0 y los factores de influencia α_s y α_R.

4. EL FORMATO DE SEGURIDAD EN EL DOCUMENTO NACIONAL DE APLICACION

4.1. Planteamiento: La mezcla de diferentes cuerpos normativos

En el momento de la redacción del DNA de la Parte 1.1 del EC-4, están aprobados, como Prenormas Europeas ENV, las Partes 1.1 y 1.2 (*Reglas generales y para edificación y Comportamiento frente al fuego*) de los Eurocódigos 2 [2,22], 3 [3,23] y 4 [1,24] (estructuras de hormigón, metálicas y mixtas) y las Partes 1 (*Bases de proyecto*) [5], 2-1 (*Densidades, pesos propios y sobrecargas de uso*) [6], 2-2 (*Acciones en estructuras expuestas al fuego*) [7], 2-3 (*Acciones debidas a la nieve*) [8] y 2-4 (*Acciones debidas al viento*) [9], del Eurocódigo 1. Sin embargo, estos documentos no están todavía traducidos ni son accesibles al amplio conjunto de usuarios potenciales del EC-4 en España. A eso se debe añadir que todas aquellas acciones que dependen de condiciones regionales particulares, especialmente las acciones climáticas como las debidas al viento, nieve, etc., y que por tanto deben ser definidas por las autoridades nacionales competentes según los principios del Eurocódigo 1, todavía no están incluidas, en el caso de España, en los documentos correspondientes. Quedan sin definir, por tanto, las acciones que se deben considerar en la aplicación conjunta del sistema normativo propuesto por los Eurocódigos. La aplicación del EC-4 en España, queda condicionada a su utilización con la norma de acciones NBE-AE-88 [19]. Por tanto, el problema consiste en la utilización de dos planteamientos normativos de origenes y funda-

mentos teóricos diferentes. Ya hemos dicho en el apartado anterior que, si utilizamos un análisis semiprobabilista, *los valores de cálculo de las solicitaciones y de las resistencias no son independientes entre si*. Además, las normas españolas definen valores nominales para las acciones y no valores característicos, que normalmente no son idénticos. Las normas españolas tampoco se han calibrado según principios probabilistas, por lo que la fiabilidad de las estructuras dimensionadas según aquellas es incierta. Mientras tanto y como ya hemos mencionado, el índice de fiabilidad requerido en el EC-1 tiene un valor de β_0=3,8 para los estados límite últimos [5]. Se hace necesario, por tanto, introducir en el DNA las herramientas apropiadas para permitir el uso conjunto de ambas normas, sin adulterar los niveles de seguridad ni contradecir los principios de los Eurocódigos.

4.2. Posibles soluciones

Existe un gran número de posibles soluciones al problema planteado de la compaginación de normativas basadas en diferentes conceptos. Primero se consideran en el presente apartado, por separado, posibles formatos para la determinación de los valores de cálculo de la solicitación y de la resistencia. Partiendo de estos formatos, recordando que dichos valores no son independientes y comparando con las soluciones adoptadas en otros países, se llega a la propuesta considerada la más adecuada para el paisaje normativo particular en España.

4.2.1. Solicitaciones

- **Descripción de alternativas**

En la Tabla 1 se proponen cinco posibles soluciones al problema planteado para la determinación de los valores de cálculo de las solicitaciones para el uso del EC-4. Cada una de las alternativas persigue uno de los dos objetivos siguientes:

- obtener valores de cálculo de las acciones según la práctica habitual, o sea, valores avalados por la experiencia,
- obtener valores de cálculo de las acciones según las exigencias establecidas en normas modernas (EC-1), en cuanto a la fiabilidad de las estructuras.

La primera alternativa, S1, consiste en calcular las solicitaciones a partir de los valores nominales de las cargas y de las combinaciones dadas por las normativas españolas NBE-AE-88 [19], EH-91 [25] y MV-103 [26] (estas dos últimas definen los coeficientes de ponderación y sería necesario resolver el conflicto provocado

SOLICITACIONES		
S1	Mantener las solicitaciones actuales	$S_d \begin{pmatrix} \text{MV 103} \\ \text{NBE-AE-88} \\ \text{EH-91} \end{pmatrix}$
S2	Formato EC-4, S_d (MV)	$S_{d\ DNA} \begin{pmatrix} \text{Comb. EC-4} \\ Q_{nom\ Esp} \end{pmatrix} = S_d \begin{pmatrix} \text{MV 103} \\ \text{NBE-AE-88} \\ \text{EH-91} \end{pmatrix}$
S3	Ajustar γ_Q, γ_G	$\gamma_{Q\ DNA} = \dfrac{Q_{d\ EC-1}}{Q_{nom\ Esp}}$
S4	Adaptar acciones a EC-1	$Q_{nom\ DNA} = Q_{k\ EC-1}$
S5	Calibrar norma de acciones	$Q_d = f\ (m_Q, s_Q, \alpha, \beta_0)$

Tabla 1. Alternativas para la determinación de los valores de cálculo de las solicitaciones.

por la divergencia de criterios entre ellas, en cuanto a los coeficientes parciales de seguridad para el peso propio y las combinaciones de cargas).

Una segunda alternativa, S2, plantea que las solicitaciones se calculen a partir de los valores nominales de las sobrecargas que recoge la NBE-AE-88, con el formato de las combinaciones que ofrece el EC-4, pero de modo que los valores de cálculo de las solicitaciones sean los mismos que proporciona ahora la aplicación conjunta de la MV-103 y la NBE-AE-88, con el consiguiente ajuste de los valores de los coeficientes γ_G, γ_Q y Ψ_{0i}.

El tercer procedimiento, S3, se basa en ajustar, en el DNA, los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, obteniéndolos como la relación entre los valores de cálculo de las acciones del EC-1 y los valores nominales correspondientes de la NBE-AE-88, de modo que, usando las cargas de esta última, se obtengan los mismos valores de cálculo que si se utilizara el EC-1.

Como cuarta alternativa, S4, se plantea sustituir en el DNA los valores nominales de las acciones de la NBE-AE-88 por los valores característicos según la definición del EC-1. Se adaptarían aquellas acciones en las que las divergencias entre los valores nominales de la NBE-AE-88 y los característicos del EC-1 fuera muy grande.

La quinta alternativa, S5, es realizar una calibración de la norma de acciones, efectuando un análisis probabilista, en la forma indicada en el apartado anterior, que permita obtener, a partir de mediciones reales, los valores de cálculo de las acciones, de acuerdo con los valores de β_0 y α_i que recoge el EC-1.

◦ Valoración

La última alternativa, S5, que conceptualmente es la más apropiada, se deja aparte por ser la más compleja, ya que no es fácil disponer de los datos necesarios.

La primera alternativa, S1, es la más sencilla de llevar a cabo, ya que no requiere ninguna adaptación. La fiabilidad a la que lleva su uso es incierta, porque la actual generación de normas estructurales españolas no se han calibrado según conceptos probabilistas. Además, no representa ningún progreso, sobre todo si tenemos en cuenta que la normativa española de acciones en edificación, prácticamente, no se ha actualizado en los últimos 30 años. En particular, no contribuiría a unificar los diferentes conceptos de seguridad planteados por las distintas normas españolas.

La fiabilidad del segundo método, S2, es igual de incierta que la del primero, S1, ya que aunque se utilice el formato de combinaciones de los Eurocódigos, los valores de cálculo de las solicitaciones son los mismos. La introducción de dicho formato, aunque en principio representa un avance, no evita que su adulteración para llegar a los valores S_d de la normativa española, haga que se pierda el sentido de los conceptos de los que surge. Al igual que S1, la alternativa S2 tampoco llevaría a una unificación de los diferentes conceptos de seguridad planteados por las distintas normas españolas.

El tercer planteamiento, S3, aunque llevaría al nivel de fiabilidad de los Eurocódigos, obligaría a utilizar distintos coeficientes de seguridad para diferentes acciones variables, con la consiguiente dificultad y pérdida del sentido de dichos coeficientes. Además, no siempre las cargas se representan por un número, sino que, en ocasiones, también necesitan una distribución geométrica (por ejemplo la sobrecarga de tráfico en garajes o el carro en puentes) lo que haría más difícil determinar el valor ajustado del coeficiente parcial de seguridad.

La alternativa cuarta, S4, une a la ventaja ofrecida por la tercera en cuanto al nivel de fiabilidad alcanzado, el que se introduzcan los conceptos de los Eurocódigos; y su utilización es cómoda y sencilla. Además, representa una modernización de nuestras normas, facilitando la transición hacia la utilización conjunta de los Eurocódigos. Por otro lado, el ajuste

de las sobrecargas climáticas (nieve y viento) de cara a sustituir los valores nominales por los característicos obtenidos según las filosofía del EC-1, permite recopilar datos para la redacción definitiva del Eurocódigo. En las versiones editadas hasta la fecha de la parte correspondiente a las acciones debidas al viento del EC-1 [9], la página correspondiente al mapa de viento de España estaba en blanco, por falta de datos. En cuanto a las acciones debidas a la nieve, se han incluido los valores nominales contenidos en la NBE-AE-88, tomandolos, sin ninguna adaptación, como valores característicos según la definición del Eurocódigo. Esta manera de proceder carece de cualquier rigor. En la edición como Prenorma Europea [8], se ha incluido el mapa de nieve adoptado en el marco del presente trabajo, mejor adaptado a la filosofía de los Eurocódigos, como a continuación se expondrá (5.2.2).

4.2.2. Resistencia

- **Descripción de alternativas**

En la Tabla 2 se proponen tres soluciones para la obtención de los valores de cálculo de la resistencia de estructuras mixtas.

Con el primer método, R1, se calcula la resistencia con el EC-4, utilizando directamente sus valores de los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia, γ_a, γ_s, γ_c. El segundo método, R2, recogiendo la formulación de las normas españolas de hormigón [25], plantea utilizar valores de γ_i que sean función del nivel de control. La tercera alternativa, R3, similar a la quinta planteada para las solicitaciones, consiste en calibrar los valores de los coeficientes γ_i, de acuerdo con los principios y los valores de α_i y β_0 del EC-1.

- **Valoración**

La alternativa R3, que conceptualmente es la más consistente, se excluye de antemano -al igual que la alternativa S5 en el caso de las solicitaciones- por la dificultad de disponer de los datos necesarios.

La adopción del primer método, R1, es sin duda consistente con la utilización del EC-4. Sólo cabe hacerse la pregunta de si los valores de los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia son transferibles a España, o bien los métodos de trabajo españoles son tan peculiares (tolerancias de fabricación y ejecución) que la dispersión de las variables es diferente a la correspondiente al resto de Europa. En principio, la respuesta a esta pregunta es negativa. El segundo, R2, es sin duda original, ya que se desmarca de los Eurocódigos. Por otro lado, no hay que perder de vista que la variación estadística de las variables de resistencia es relativamente pequeña en comparación con la de las variables de las acciones. Por ese motivo, normas como los Eurocódigos consideran suficiente un único nivel de control. (Los Eurocódigos, sin embargo, ofrecen al proyectista la posibilidad de justificar coeficientes parciales de seguridad diferentes, mediante los ensayos oportunos. Estos coeficientes dependen, no solo de la dispersión de los resultados obtenidos sino también del número de ensayos efectuados, o sea, en cierto modo, del nivel de control).

RESISTENCIA		
R1	Adoptar EC-4	$R_d = R\left(\frac{f_y}{\gamma_a}, \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{sk}}{\gamma_s}\right)$
R2	Aplicar principios EH - EP	$\gamma = f$ (Control)
R3	Calibrar valores γ	$R_d = f(m_{\sigma_y}, s_{\sigma_y}, m_A, s_A, \beta_0)$

Tabla 2. Alternativas para la determinación de los valores de cálculo de la resistencia.

DNA EN OTROS PAISES		
Holanda	(S1 ≤ R1)	S_d (NEN 6702) ≤ R_d (EC-4)
Suiza	(S1 ≤ R1)	S_d (SIA 160) ≤ R_d (EC-4)
Alemania	(S2 ≤ R1)	$S_d \begin{pmatrix} \text{Comb EC-4} \\ Q_{nom\,D} \\ \psi \text{ ajustados} \end{pmatrix} \cong S_d$ (DIN) ≤ R_d (EC-4)
Francia	(S2 ≤ R1)	$S_d \begin{pmatrix} \text{Comb EC-4} \\ Q_{nom\,F} \\ \psi \text{ ajustados} \end{pmatrix} \cong S_d$ (NF) ≤ R_d (EC-4)
Irlanda	(S4 ≤ R1)	S_d (ENV 1991-1) ≤ R_d (EC-4)

Tabla 3. El concepto de seguridad en los Documentos Nacionales de Aplicación de otros países.

4.3. Soluciones adoptadas en otros países

A la hora de redactar la propuesta del DNA español, hemos tenido en cuenta también lo realizado por el resto de los países miembros del CEN al confeccionar sus DNAs. La Tabla 3 recoge las soluciones, en lo relativo al concepto de seguridad, adoptadas por algunos de los países a cuyo DNA hemos tenido acceso, para facilitar la aplicación conjunta de normas nacionales y europeas (Suiza, Holanda, Reino Unido, Alemania, Irlanda y Francia) [27, 28, 29, 30, 31, 32].

En cuanto al cálculo de las resistencias, todos han utilizado la solución R1, variando puntualmente algunos de los *valores recuadrados* (variables contenidas en los Eurocódigos y cuyos valores pueden ser adaptados por cada país; fundamentalmente se trata de los coeficientes parciales de seguridad).

Para las solicitaciones, Holanda y Suiza utilizan la solución que hemos denominado S1. La razón es sencilla: sus normas relativas a las bases de dimensionamiento y la definición de las acciones [33, 34], redactadas recientemente, se basan, al igual que el EC-1 [5], en métodos probabilistas, con valores requeridos del índice de fiabilidad β_0 similares a los de áquel (Holanda, β_0=3,6; Suiza, β_0=4,0; frente a β_0=3,8 en el EC-1).

Alemania y Francia aplican la solución S2, utilizando el formato del EC-4, con valores nominales para las acciones según normas nacionales y ajustando los coeficientes de combinación de modo que las solicitaciones de cálculo sean similares a las que dan las normas del país correspondiente. Esta solución, que en el caso español no parece aconsejable, aquí, dado el planteamiento de las normas de acciones alemana y francesa, es más coherente [35]. Por último, Irlanda aplica la solución S4, adaptando algunas acciones a la filosofía del EC-1.

4.4. Solución propuesta en España

Se propone, en cuanto a las solicitaciones, la alternativa S4, y para las resistencias, la R1, como recoge la siguiente expresión:

$$S_d \begin{pmatrix} \text{Comb EC-4} \\ Q_{nomDNA} \end{pmatrix} \leq R_d \text{ (EC-4)} \quad (18)$$

con $Q_{nomDNA} \cong Q_{kEC-1}$

En vista de la situación actual de las normas estructurales en España, la solución adoptada es la más coherente para el problema que se plantea (compaginación de la normativa nacional con las Prenormas Europeas). La aplicación del concepto de seguridad resultante lleva a una fiabilidad de las estructuras que es comparable con la aceptada por los Eurocódigos. Además, la aplicación resulta sencilla y parte del trabajo efectuado para actualizar la definición de las acciones climáticas puede ser aprovechado para completar los correspondientes capítulos del Eurocódigo 1.

Los valores característicos de las cargas que se utilicen al aplicar el DNA serán los nominales de la NBE-AE-88, adaptándose a los del EC-1 cuando sea necesario. Para el cálculo de las resistencias se han mantenido todos los valores recuadrados, por considerarse que, salvo que justificáramos adecuadamente otros valores, y al no existir normativa propia de estructuras mixtas de edificación en España, no existía motivo para modificarlos.

La adopción del DNA del EC-4 plantea algunas variaciones respecto a la práctica habitual española:

- la combinación de acciones,
- el coeficiente parcial de seguridad para acciones permanentes,
- el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia del acero estructural, y
- la existencia de un único nivel de control para la fabricación y la puesta en obra del hormigón.

Las modificaciones que ha sido preciso realizar en lo relativo a las acciones, y que se justifican en el apartado 5, son las siguientes:

- sobrecarga de uso en garajes,
- acciones debidas a la nieve, y
- acciones debidas al viento.

5. JUSTIFICACION DE LOS CAMBIOS ADOPTADOS

5.1. Coeficientes parciales de seguridad

5.1.1. Peso propio de los elementos portantes

El primer cambio respecto a la normativa actual es el del coeficiente parcial de seguridad para el peso propio y las acciones permanentes, que pasa de valer entre 1,4 y 1,6 según el nivel de control y el tipo de obra [25], a valer 1,35 en todos los casos. El siguiente ejemplo nos puede servir para justificar este cambio.

El peso propio de un elemento portante depende, en primera aproximación, de sus dimensiones goemétricas y del peso específico de los materiales empleados. Podemos por tanto descomponer la variable G, peso propio de la losa de hormigón de un forjado mixto hormigonado *in situ*, en dos variables X_1 y X_2:

$$G = X_1 \cdot X_2 \qquad (19)$$

La primera de ellas representa el espesor *e* de la losa y la segunda el peso específico ρ del hormigón. Por tanto, el valor de cálculo del peso propio es el producto de los valores de cálculo de ambas variables:

$$G_d = e_d \cdot \rho_d \qquad (20)$$

Siguiendo los principios de los métodos semiprobabilistas (véase 3.3), el coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes, γ_G, se puede expresar como:

$$\gamma_G = \frac{G_d}{G_{nom}} = \frac{e_d}{e_{nom}} \cdot \frac{\rho_d}{\rho_{nom}} = \gamma_{SG} \cdot \gamma_\rho \qquad (21)$$

donde γ_{SG} y γ_ρ representan los coeficientes parciales de seguridad para la geometría y el peso específico, respectivamente.

El valor nominal del peso propio se obtiene multiplicando la dimensión correspondiente del elemento, definida en los planos estructurales, por el valor nominal del peso específico del material según las normas en vigor.

Necesitamos determinar, por tanto, los valores de cálculo del espesor y del peso específico. Para ello utilizaremos los datos estadísticos disponibles y aplicaremos los principios ya comentados del EC-1 [5].

a) Espesor de la losa, *e*

Los resultados estadísticos de la investigación sobre el espesor de losas hormigonadas *in situ*, realizada por Tichy [36], son los siguientes:

- número de ensayos: $n = 40.000$
- valor nominal según planos: e_{nom} [cm]
- valor medio: $m_e = 0{,}0078 + e_{nom}$ [cm]
- desviación típica: $s_e = 0{,}7 + 0{,}007\ e_{nom}$ [cm]
- función de distribución: normal

Aceptando un valor del índice de fiabilidad requerido β_o=3,8 y un factor de influencia α_e=0,7 por ser la variable predominante de solicitación, se obtiene, según la linearización del método de Hasofer y Lind [37] propuesta en el EC-1 [5], el valor de cálculo e_d y con él, el coeficiente parcial de seguridad para la geometría, γ_{SG}, según (21).

b) Peso específico ρ

El peso específico del hormigón armado es bien conocido y su dispersión estadística es relativamente pequeña. Se supone que los valores medio, nominal y de cálculo coinciden prácticamente. Para el coeficiente parcial de seguridad se adopta *a priori* el valor γ_ρ=1,0.

c) Determinación de γ_G

El coeficiente parcial de seguridad para el peso propio se obtiene a partir de la ecuación (21). En la figura 8 se recoge la variación de γ_G en función del espesor nominal de la losa. Para un valor mínimo de espesor de losa de 8 cm, se obtiene un valor máximo de γ_G de 1,25, por lo que el valor γ_G de 1,35 adoptado por el EC-1 cubre sobradamente el resto de espesores. El dibujo pone de manifiesto también que la influencia de las imprecisiones de ejecución disminuye con el aumento del espesor nominal de la losa.

Conviene recordar aquí que los coeficientes parciales de seguridad dependen, directamente, del valor nominal de la variable a la que se refieren, como se puede deducir de la ecuación (21). Por este motivo, los valores de dichos coeficientes sólo se deben emplear en combinación con los valores nominales según la definición indicada en cada caso.

5.1.2. Resistencia de elementos de acero estructural

La actual norma en vigor para estructuras metálicas, la MV-103 [26], propone, para elementos de aceros estructurales con límite elástico garantizado, un coeficiente parcial de seguridad para la resistencia de γ_a=1,0. El EC-4 [1] y el DNA [4] proponen, en el caso de elementos metálicos en estructuras mixtas, un valor de γ_a=1,1. Vamos a tratar de fundamentar este valor en tres análisis sencillos.

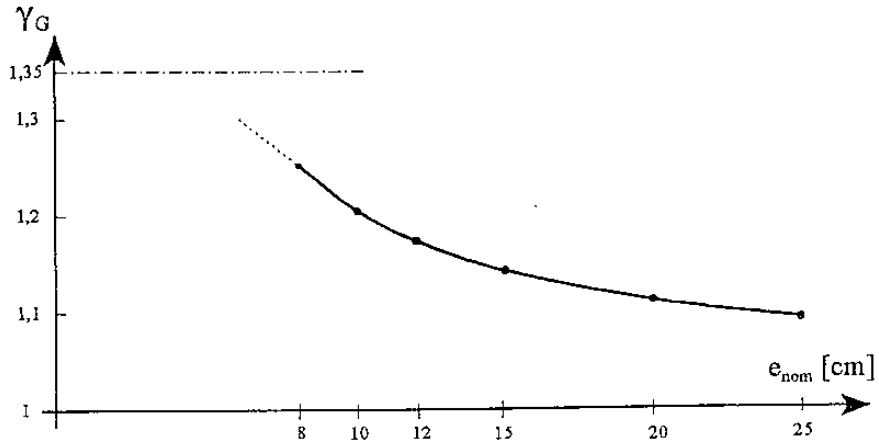

Figura 8. Coeficiente parcial de seguridad para el peso propio de losas hormigonadas *in situ*, en función de su espesor nominal.

5.1.2.1. Perfiles laminados solicitados por un esfuerzo axil

La resistencia de un elemento al esfuerzo axil de tracción, depende de las características del material empleado y del área de su sección transversal. Se puede descomponer la variable R, resistencia de una sección de un elemento metálico, en dos variables X_3 y X_4 que representen, respectivamente, al límite elástico del acero σ_y y al área de la sección A:

$$R = X_3 \cdot X_4 \qquad (22)$$

Con esta formulación y aplicando los mismos procedimientos que en el apartado anterior, el valor de cálculo de la resistencia de la sección frente al esfuerzo axil es el producto de los valores de cálculo de las dos variables:

$$N_{Rd} = \sigma_{yd} \cdot A_d \qquad (23)$$

Para obtener los valores de cálculo del límite elástico y del área de la sección, utilizamos los datos estadísticos disponibles y aplicamos los principios del EC-1, como ya hemos hecho en el caso de la determinación del coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes γ_G (5.1.1.). El coeficiente parcial de seguridad para la resistencia de elementos de acero estructural solicitados por esfuerzos axiles, tiene el siguiente valor:

$$\gamma_a = \frac{N_{R,nom}}{N_{Rd}} = \frac{\sigma_{y,nom}}{\sigma_{yd}} \cdot \frac{A_{nom}}{A_d} = \gamma_{RM} \cdot \gamma_{RG} \qquad (24)$$

donde γ_{RM} y γ_{RG} son los coeficientes parciales de seguridad para el material y para la geometría.

Los datos estadísticos necesarios para la obtención de valores numéricos para σ_{yd} y A_d se han deducido a partir de ensayos efectuados sobre perfiles de la serie HEB, fabricados con acero S 235. Los valores nominales correspondientes son: el definido en las normas de construcción [38], en el caso del límite elástico ($\sigma_{y,nom} = f_y = 235$ N/mm^2); y el deducido a partir de las dimensiones nominales de la sección, según el fabricante, en el caso del área.

a) Límite elástico f_y

En los ensayos de tracción realizados

por los ferrocarriles alemanes (DB) [12] para acero S235 (límite elástico nominal $\sigma_{y,nom}$ = 235 N/mm^2), se obtuvieron los resultados que a continuación se resumen y que se reflejan en la figura 9:

- número de ensayos: n = 6.502
- valor medio del límite elástico: m_{σ_y} = 267 N/mm^2
- desviación típica: s_{σ_y} = 16,66 N/mm^2
- función de distribución: logarítmico-normal

Con el mismo valor 3,8 para β_0 y asumiendo el valor 0,8 para el factor de influencia α_{σ_y} por ser la variable predominante de resistencia, se obtiene, con la linearización del método de Hasofer-Lind [37] según el EC-1 [5], el siguiente valor de cálculo:

$$\sigma_{yd} = 220{,}86 \text{ N/mm}^2$$

lo que da lugar al siguiente coeficiente parcial de seguridad [deducido de (24)]:

$$\gamma_{RM} = \frac{\sigma_{y,nom}}{\sigma_{yd}} = \frac{235}{220{,}86} = 1{,}064 \quad (25)$$

b) Area de la sección

Las dimensiones reales de los elementos laminados, no corresponden a las teóricas debido a las tolerancias de fabricación. En un gran número de ensayos con perfiles HEB se obtuvieron los datos relativos a su área [12] que a continuación se resumen y que se recogen en la figura 10:

- número de ensayos: n = 4.816
- valor nominal: A_{nom} (según tablas de fabricantes)
- valor medio: $m_A = 0{,}987 \cdot A_{nom}$
- desviación típica: $s_A = 0{,}022 \cdot A_{nom}$
- función de distribución logarítmico-normal

Con el mismo procedimiento que para el límite elástico, pero considerando un factor de influencia α_A de 0,32 por no ser la variable dominante, se obtiene el siguiente valor de cálculo:

$$A_d = 0{,}9609 \cdot A_{nom} \quad (26)$$

que da lugar al siguiente coeficiente parcial de seguridad para la geometría, γ_{RG} [deducido de (24)]:

$$\gamma_{RG} = \frac{A_{nom}}{A_d} = \frac{A_{nom}}{0{,}9609 \cdot A_{nom}} = 1{,}0406 \quad (27)$$

c) Determinación de γ_a

A partir de la ecuación (24) se obtiene el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia de elementos metálicos, γ_a:

$$\gamma_a = \gamma_{RM} \cdot \gamma_{RG} = 1{,}064 \cdot 1{,}0406 = 1{,}107 \quad (28)$$

Este valor coincide, prácticamente, con el adoptado en el EC-4 [1] y en el DNA [4].

5.1.2.2. Perfiles laminados flectados

De un modeo análogo, se realizó un análisis para perfiles HEB, de acero de calidad S235, sometidos a flexión [39]. En este caso, el fenómeno es más complejo ya que el número de variables que intervienen en los cálculos es superior a dos:

- el límite elástico,
- el canto del perfil,
- el espesor,
- el ancho de las alas,
- etc...

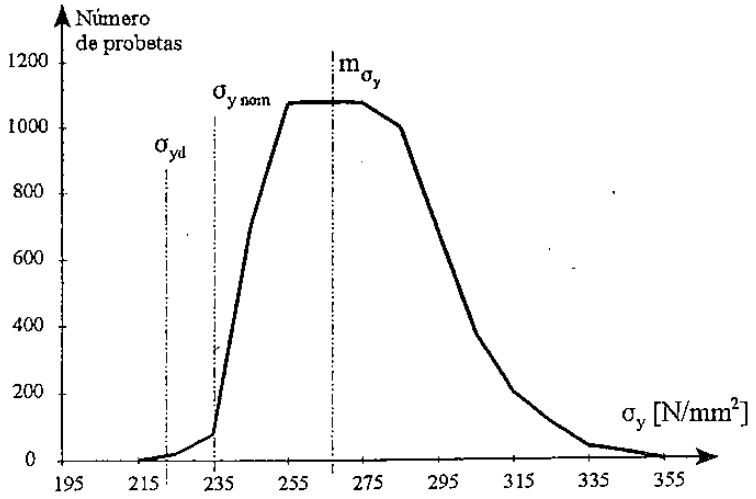

Figura 9. Distribución estadística del límite elástico del acero.

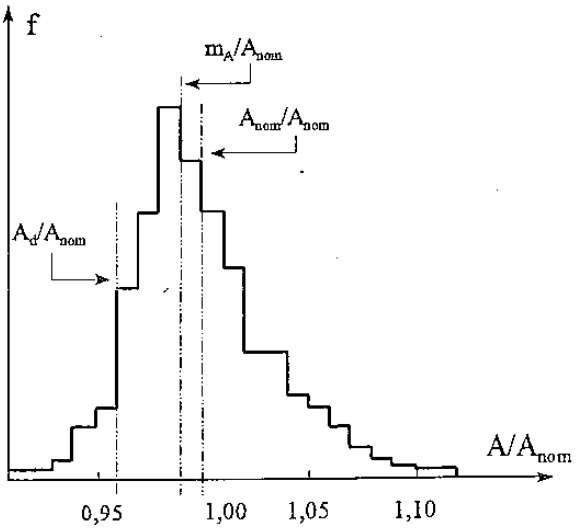

Figura 10. Distribución estadística del área de la sección.

cuya variación se asimila a funciones de distribución normales, para simplificar los cálculos.

En la figura 11, en función del índice de fiabilidad β y para varios tamaños de perfiles, se recogen los resultados del coeficiente parcial de seguridad. Este se puede definir como el cociente del valor de cálculo, $M_{p\ell d}$, del momento plástico obtenido a partir de un análisis probabilista análogo al efectuado en el apartado anterior y del valor nominal $M_{p\ell,nom}$. El valor nominal de la resistencia plástica de una sección se obtiene multiplicando el valor nominal del límite elástico del acero ($\sigma_{y,nom}$ = 235 N/mm^2) por el módulo resistente plástico de la sección (Z_{nom}), deducido a partir de sus dimensiones nominales.

Para el valor requerido del índice de fiabilidad del EC-1, β_0= 3,8 se obtiene un valor máximo del coeficiente parcial de seguridad de γ_a = 1,1, para los perfiles pequeños de la serie HEB. Para los perfiles grandes (HEB 1.000) estos valores se disparan, pudiendo alcanzar valores de hasta γ_a=1,2, aproximadamente. El mejor comportamiento de los perfiles pequeños se debe al valor medio más alto del límite elástico, que va disminuyendo al aumentar el espesor de las alas de los perfiles (300 N/mm^2 en el caso del perfil HEB 100, frente a 267 N/mm^2 para el HEB

1.000 [39]). Este efecto compensa las tolerancias más desfavorables de laminación en el caso de los perfiles pequeños.

A partir de estas calibraciones queda justificado el incremento de γ_a, de 1,0 a 1,1. A pesar de que el acero esté sometido a controles de calidad estrictos y su proceso de fabricación en factoría sea controlable en buena medida, las dispersiones geométricas y mecánicas (debidas a las tolerancias relativas a la laminación y a las características mecánicas; véase también 5.1.2.3.) son suficientes como para alcanzar este valor. Además, se deben recoger en este coeficiente parcial las imprecisiones del modelo de resistencia adoptado, no contempladas en el presente estudio (figura 7).

5.1.2.3. Análisis determinista de perfiles laminados flectados

Se ha mencionado que las tolerancias de laminación y las exigencias relativas a las características mecánicas de los aceros, según las normas en vigor [38], conducen a una dispersión de la resistencia de los elementos metálicos, de tal forma que un coeficiente parcial de seguridad para la resistencia, superior a la unidad, quede justificado. Es posible demostrarlo mediante un análisis determinista. A continuación se resumen los resultados obtenidos por Dubas en un análisis de este tipo [39] para unos perfiles laminados HEB e IPE, flectados y fabricados con acero de calidad S235.

El coeficiente parcial de seguridad, γ_a, se puede considerar como el cociente de $M_{p\ell,nom}$ y $M_{p\ell,min}$. El primero se obtiene como:

$$M_{p\ell,nom} = \Sigma_{y,nom} \cdot Z_{nom} = 235 \cdot Z_{nom} \cdot \left[\frac{N}{mm^2}\, mm^3\right] \qquad (29)$$

donde Z_{nom} es el valor del módulo plástico de la sección, deducido a partir de sus dimensiones nominales, y $\sigma_{y,nom}$ es el valor nominal, según norma, del límite elástico. $M_{p\ell,min}$ se obtiene suponiendo que, respetándose los valores máximos de las tolerancias definidos en las Euronormas para el límite elástico y la geometria, las desviaciones de los valores nominales se combinan del modo más desfavorable posible, todas a la vez y en el mismo sentido. La geometría más desfavorable de la sección y los valores mínimos del límite elástico están representados en la figura 12.

La figura 12 recoge los resultados de los cálculos, que dan un valor máximo de γ_a=1,14 para el HEB del 280. Los saltos más bruscos que aparecen en el diagrama se deben a que se ha tenido en cuenta, a la hora de evaluar $M_{p\ell,min}$, la reducción del límite elástico garantizado para espesores

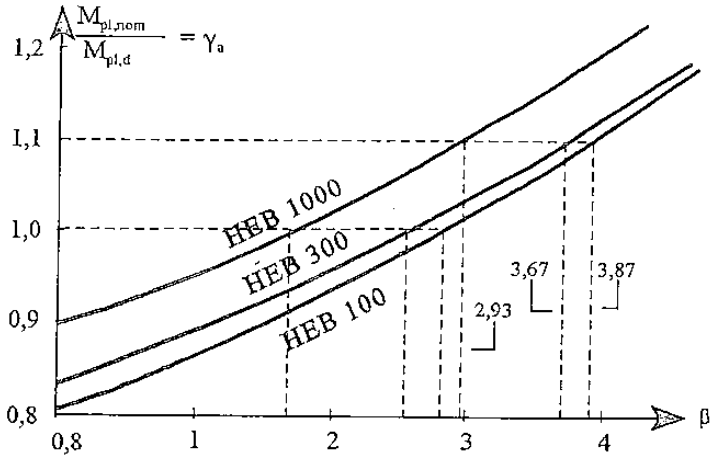

Figura 11. Coeficiente γ_a para perfiles laminados flectados (según [39]).

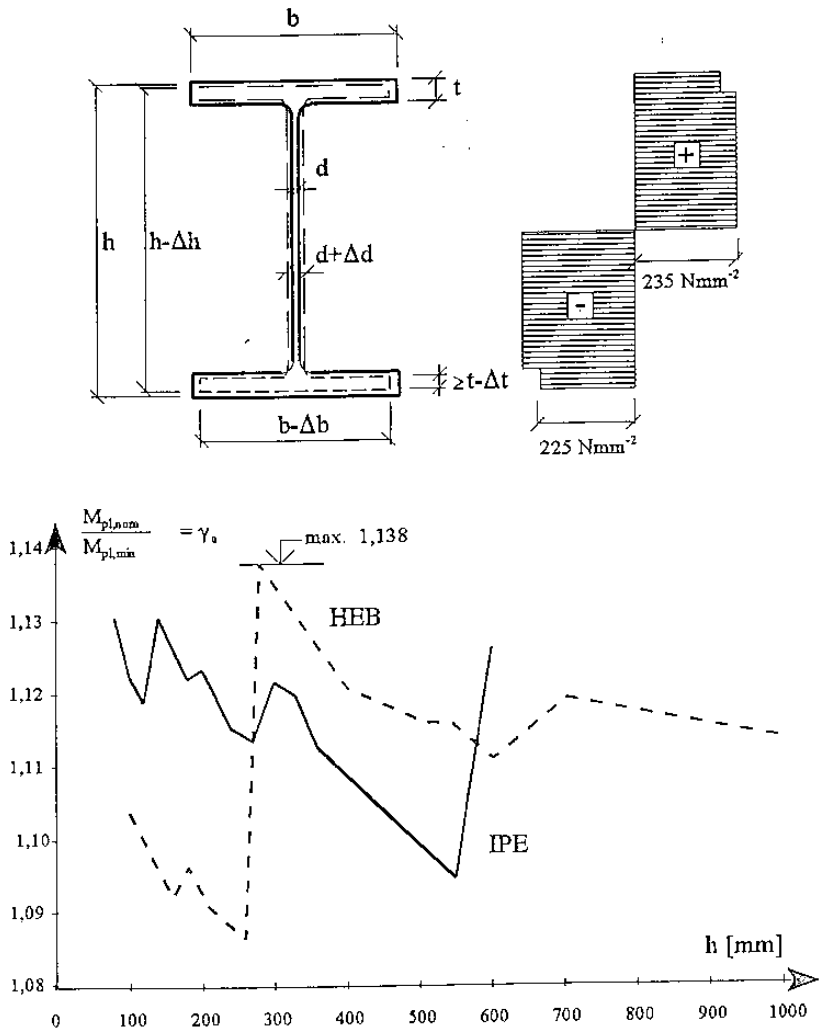

Figura 12. Justificación determinista del coeficiente parcial de seguridad para la resistencia de elementos metálicos.

superiores a 16 mm. Otros saltos son provocados por las diferencias en las tolerancias de laminación. Un análisis probabilista justifica valores menores que el 1,14, ya que la probabilidad de que se dé la combinación más desfavorable anteriormente descrita de dimensiones geométricas y límite elástico se puede excluir, a efectos prácticos, como se ha comprobado en los controles correspondientes llevados a cabo en las siderurgias.

5.2. Acciones

De acuerdo con el planteamiento del DNA, según el apartado 4.4, es necesario adaptar algunos de los modelos de acciones de la norma NBE-AE-88 [19] a los del EC-1 [6,8,9]. Se proponen cambios, principalmente en tres puntos: la sobrecarga de uso en garajes, la nieve y el tratamiento del viento. Analizamos a continuación los motivos de dichas modificaciones.

5.2.1. Sobrecarga de uso en garajes

A partir de los resultados de un estudio alemán [40], cuyos datos son transferibles a España, ya que el parque de vehículos de turismo tiene características similares de dimensiones y pesos, se recogen los

siguientes valores para vehículos ligeros (peso ≤ 35 kN):

– Geometría típica (figura 13):

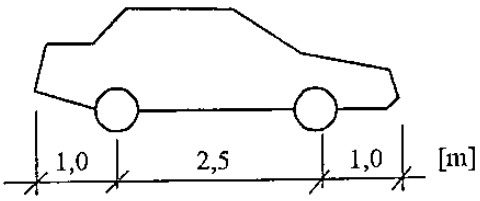

Figura 13. Geometría del vehículo tipo.

– Valores estadísticos de la carga total de los vehículos (distribución normal):

- media $m_q = 12$ kN
- desviación típica $s_q = 3{,}6$ kN
- valor característico definido como el correspondiente a un cuantil del 95% $q_k = 18$ kN

Para el ancho de una plaza de garaje, se pueden hacer las siguientes hipótesis:

- valor normal 2,25 m
- valor conservador 2,0 m

Si asumimos una ocupación al 100% de vehículos (*tope contra tope*) se obtiene, con los datos anteriores, la siguiente estimación conservadora del valor característico de la sobrecarga en superficies accesibles a vehículos ligeros (de peso menor a 35 kN):

$$q_k = \frac{18}{4{,}5 \cdot 2{,}0} = 2{,}0 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad (30)$$

La actual norma española NBE-AE-88, propone, para automóviles de turismo, un valor nominal de la sobrecarga de 4 kN/m^2. Frente a él, el EC-1 propone, para vehículos ligeros de hasta 30 kN, una sobrecarga característica de 2 kN/m^2.

A la luz del estudio anterior se proponen, en el DNA [4], un valor característico de la sobrecarga distribuida de 2 kN/m^2, junto a la que actúan simultáneamente dos sobrecargas puntuales de 10 kN para modelizar efectos locales, para vehículos con un peso total de menos de 30 kN. El modelo se completa con las cargas para vehículos con un peso total entre 30 y 160 kN, que consisten en una sobrecarga uniforme de 5,0 kN/m^2 y dos cargas puntuales de 45 kN. En ambos casos, la disposición de las cargas puntuales es la indicada en la figura 14.

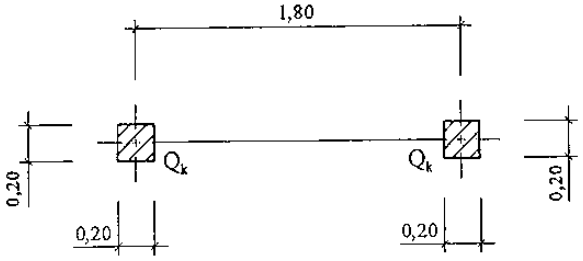

Figura 14. Dimensiones de las cargas puntuales.

5.2.2. Acciones debidas a la nieve

De un modo general, la sobrecarga que actúa sobre una estructura a causa de la nieve, depende de los siguientes factores:

– climatología
– topografía (altitud)
– forma de la obra
– emplazamiento
– viento
– forma y características de la cubierta
– intercambios térmicos en la superficie de la cubierta.

La normativa española en vigor, NBE-AE-88 [19], tiene únicamente en cuenta la altitud a la que se encuentra la obra. El resto de los factores se sugieren, aunque no se analizan de modo explícito. En la propuesta del DNA [4] se tienen en cuenta las influencias de la altitud, del clima regional y de la forma de la cubierta.

El valor característico de la sobrecarga

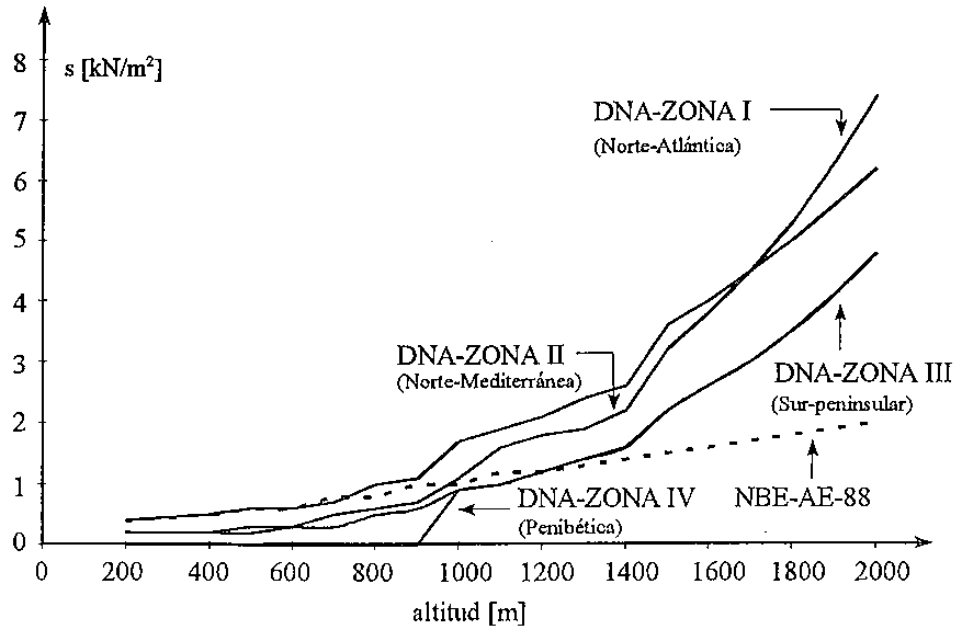

Figura 15. Comparación de las sobrecargas de nieve sobre un terreno horizontal, según NBE-AE-88 [19] y DNA [4].

de nieve en superficies de cubiertas está definido en el DNA por la relación

$$q = s \cdot \mu \qquad (31)$$

s sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal

μ coeficiente de forma de la cubierta.

El valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, puede estar basado en datos experimentales tomados en el lugar del emplazamiento de la futura construcción, durante un período de varios años. El valor característico correspondiente es el que tiene una probabilidad anual de ser sobrepasado de 0,02. Para los casos en que no se disponga de los datos experimentales necesarios, se propone un mapa de nieve mediante el cual se obtiene la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, no sólo a partir de la altura a la que está situada la obra, como hace la NBE-AE-88, sino también según la zona en la que está situada, dentro de España (Norte-Atlántica, Norte-Mediterránea, Sur-peninsular, o Penibética). La figura 15 recoge la comparación de los resultados de aplicar ambas normas. Las diferencias son muy amplias, dando la NBE-AE-88 valores muy bajos para emplazamientos altos en cualquier zona de la Península y valores muy altos para emplazamientos bajos, especialmente en la zona Sur-peninsular. Si asumieramos que las cargas de la NBE-AE-88 son acciones características, querría decir que, con un período de retorno de 50 años, habría 30 cm de nieve en Sevilla y 60 cm en un lugar situado a 2.000 m de altura en los Pirineos.

Se pueden utilizar los datos de la propuesta, siempre que la obra esté situada en lugares de altitud inferior a 2.000 m, que no sufran condiciones extremas de nevada o viento. Los valores que se han utilizado para la propuesta del mapa de nieve se han deducido de un estudio realizado en 1984 por el Instituto Nacional de Meteorología [41]. Es necesario realizar un esfuerzo por completarlo y actualizarlo. A raíz de la redacción de la propuesta de este DNA, se ha incluido este mapa de nieve en la Prenorma EC-1 Parte 2-3 [8] (véase 4.2.1).

El efecto de la forma y características de la cubierta se tiene en cuenta, de modo explícito, mediante la formulación recogida en la figura 16. En ella se dan los coeficientes de forma, μ, para geometrías de cubiertas sencillas y usuales, en función de la inclinación de las aguas de las mismas [8,34].

Para completar el capítulo del DNA

	α μ μ_1	α_1 α_2 μ $\mu_1(\alpha_2)$ $_2(\alpha_1)$ $\mu_2(\alpha_2)$ $_1(\alpha_1)$	α μ μ_2 μ_1	α μ μ_2 μ_1
$0° \leq \alpha \leq 15°$	$\mu_1 = 0{,}8$	$\mu_1 = \mu_2 = 0{,}8$	$\mu_1 = 0{,}8$ $\mu_2 = 0{,}8 + 0{,}8 \dfrac{\alpha}{30°}$	$\mu_1 = 0{,}8 \left(\dfrac{30° - \alpha}{30°}\right)$ $\mu_2 = 0{,}8 \left(\dfrac{30° + \alpha}{30°}\right)$
$15° < \alpha \leq 30°$		$\mu_1 = 0{,}8$ $\mu_2(\alpha_i) = 0{,}8 + 0{,}6 \left(\dfrac{\alpha_i - 15°}{30°}\right)$		
$30° < \alpha < 60°$	$\mu_1 = 0{,}8 \left(\dfrac{60° - \alpha}{30°}\right)$	$\mu_1(\alpha_i) = 0{,}8 \left(\dfrac{60° - \alpha_i}{30°}\right)$ $\mu_2(\alpha_i) = 1{,}1 \left(\dfrac{60° - \alpha_i}{30°}\right)$	$\mu_1 = 0{,}8 \left(\dfrac{60° - \alpha}{30°}\right)$ $\mu_2 = 1{,}6$	$\mu_1 = 0$ $\mu_2 = 1{,}6$
$\alpha \geq 60°$	$\mu_1 = 0$	$\mu_1 = \mu_2 = 0$		

Figura 16. Coeficientes de forma en cubiertas.

correspondiente a las acciones debidas a la nieve se dan, en forma de tabla, los pesos específicos medios de la nieve durante el período en que la sobrecarga de nieve es máxima, en función de la altura a la que está situada la obra. Se pueden utilizar, por ejemplo, para calcular las sobrecargas localizadas en petos u obstáculos que impidan el deslizamiento de la nieve, o la carga lineal en el borde de una cubierta debido a la nieve colgada. Estos valores tienen en cuenta la relación que existe entre la altitud del lugar y el tiempo que la nieve permanece sin deshelarse y el efecto de densificación provocado por la altura de la capa de nieve.

5.2.3. Acciones debidas al viento

Del mismo modo que para la nieve, la acción que ejerce el viento sobre una estructura depende de multiples factores, entre los que destacan:

a) la forma y las dimensiones de la obra
b) las características y la permeabilidad de la superficie de la edificación
c) la dirección, la intensidad y las ráfagas del viento.

Estos tres últimos factores se ven influenciados, a su vez, por la velocidad del viento, la rugosidad y la presencia de obstáculos en el terreno circundante, la topografía y la altura sobre el suelo.

En la formulación propuesta por la NBE-AE-88 [19] se tienen en cuenta estos tres factores. De un lado, los factores a) y b) se consideran al determinar el coeficiente eólico, c. De los factores incluidos en c) sólo se tienen en cuenta, al determinar la presión dinámica básica del viento, w, su velocidad, la altura sobre el suelo y la situación topográfica de la obra.

Las fuerzas globales debidas a la acción del viento sobre una estructura se determinan, según el planteamiento recogido en el DNA, como suma de las presiones locales que actúan sobre las diferentes zonas de su superficie. Las presio-

nes interiores y exteriores, tanto en superficies a barlovento como a sotavento, actúan simultáneamente.

La presión local, q, sobre una superficie, se determina según la relación

$$q = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c \qquad (32)$$

q_{ref} presión de referencia, deducida de la velocidad de referencia del viento
$c_e(z)$ coeficiente de exposición
z altura del punto de aplicación de la presión, respecto al suelo
c coeficiente de presión (exterior o interior).

La presión de referencia debida a la velocidad de referencia del viento, se determina a partir de la fórmula

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} v_{ref}^2 \qquad (33)$$

v_{ref} velocidad de referencia del viento en [m/s]
ρ densidad del aire en [kg/m^3] (normalmente, ρ = 1,25 kg/m^3).

En el DNA se propone mantener la misma formulación para el coeficiente eólico c que en la NBE-AE-88. El documento no aporta, por tanto, ninguna novedad relativa a los factores anteriormente resumidos en los puntos a) y b). Para cuantificar los factores incluidos en c), sin embargo, se adopta la propuesta de [42], recogida a su vez en el EC-1 [9].

Esta propuesta es más realista que la contenida en la NBE-AE-88 y recoge las investigaciones llevadas a cabo en los últimos años. Todos estos efectos se introducen a través del coeficiente de exposición, por un lado, y la velocidad de referencia, por otro, tal y como se expone a continuación.

El coeficiente de exposición, $c_e(z)$, tiene en cuenta la rugosidad del terreno en el que está situada la obra, la topografía, la altura sobre el suelo y la distribución de ráfagas. A estos efectos, se definen cuatro diferentes categorías del terreno que hacen referencia a los obstáculos (árboles, edificaciones más o menos altas, etc.) que rodean a la futura obra. La categoría I es la más expuesta y la IV la más protegida. Las obras situadas en zonas con cambios bruscos de la topografía (hondonadas, desfiladeros, etc.) están expuestas a presiones dinámicas más grandes que las que se tienen en cuenta aplicando el coeficiente de exposición definido en el DNA. En estos casos, se debe efectuar un análisis más detallado.

La velocidad de referencia del viento, v_{ref}, es la velocidad medida a lo largo de un período de 10 minutos, tomada en una zona plana y desprotegida frente al viento (categoría II), a una altura de 10 m sobre el suelo, con una probabilidad anual de ser sobrepasada de 0,02 (período de retorno de 50 años). A falta de datos más precisos, determinados experimentalmente en el emplazamiento de la futura construcción, se pueden utilizar, para v_{ref}, los valores según un mapa de isotacas que divide a España en dos zonas, según que la velocidad de referencia sea 24 ó 28 m/s. La información para elaborar el mapa de viento ha sido tomada de [42]. Es necesario completar y adecuar este mapa de viento a la anterior definición de la velocidad de referencia del viento según el EC-1, ya que la parte 2-4 de dicha norma *Acciones debidas al viento* está publicada ya como Prenorma [9], y junto a España, sólo Austria y Luxemburgo no han definido hasta la fecha sus correspondientes mapas de velocidades de referencia.

En la figura 17 se recoge la comparación de los resultados que da, para la presión dinámica básica del viento, w, la NBE-AE-88 para las topografías normal y expuesta, con el producto $q_{ref} \cdot c_e(z)$ del DNA para las diferentes categorías del terreno y una topografía sin cambios bruscos, tal y como anteriormente se ha mencionado. En el caso de las cuatro categorías del terreno del DNA, la veloci-

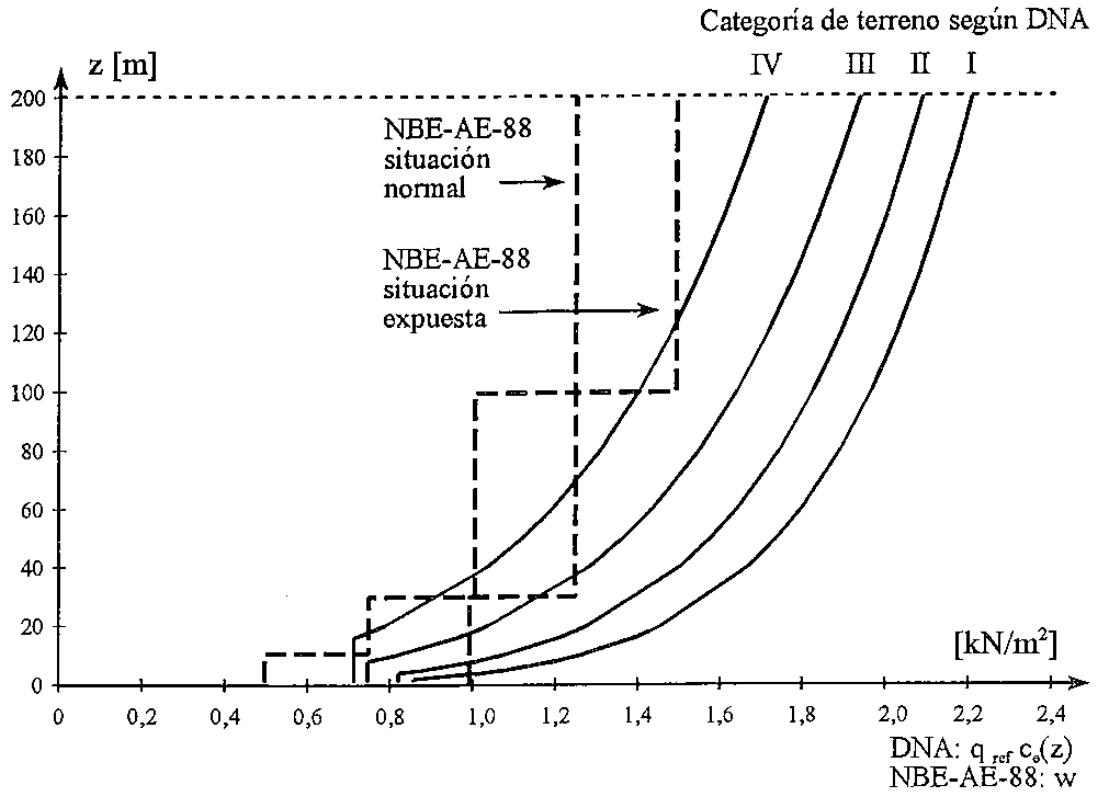

Figura 17. Comparación de la acción del viento según NBE-AE-88 [19] y DNA [4] en función de la categoría de terreno y de la altura sobre el suelo.

dad de referencia utilizada ha sido de 27 m/s. Por los motivos anteriormente expuestos, una comparación directa solo es posible entre los valores correspondientes a una *situación normal* según NBE-AE-88, y los del DNA. Se observa que los resultados proporcionados por la NBE-AE-88, tendencialmente son inferiores a los del DNA y demasiado favorables. Dependiendo de la categoría del terreno y de la altura sobre el suelo, las diferencias son considerables, alcanzando valores de hasta el 100%.

A parte de la limitación ya mencionada relativa a la topografía es necesario respetar los siguientes criterios para la aplicación del método simplificado según el DNA:

- La altura de los edificios mixtos debe ser inferior a 100 metros.

- Las estructuras esbeltas, tales como torres, mástiles, chimeneas y antenas, requieren normalmente un cálculo dinámico.

5.3. Otros cambios

Además de estas modificaciones se incluyen otras que no se pueden tratar con detalle en el marco del presente artículo y que vienen a completar algunas lagunas de la normativa española actual.

En primer lugar, se completa la tabla de pesos específicos de la NBE-AE-88, con algunos valores (diferentes tipos de pavimentos asfálticos, petróleo, algunos productos agrícolas,...).

Se completa también la definición de las acciones variables puntuales precisas para realizar comprobaciones de efectos locales; son más severas que los 100 kg (1,0 kN) de la NBE-AE-88, variando entre 1,5 kN y 7,0 kN según el uso del edificio. Algo similar ocurre con las sobrecargas lineales sobre barandillas y petos, que pasan de valer entre 50 y 100 kg/m (entre 0,5 y 1,0 kN/m) a valores de hasta 3,0 kN/m en locales donde se puedan producir grandes aglomeraciones.

En comparación con la norma NBE-AE-88, se introducen también algunas

aclaraciones relativas a las acciones térmicas.

La propuesta de DNA se completa con la definición de los coeficientes de combinación para las acciones variables, que se adaptan a los criterios de seguridad de los Eurocódigos (véase 3.1.) y que sustituyen a los planteamientos no convergentes de la EH-91 y de la MV-103.

6. CONCLUSIONES

Para facilitar la aplicación de los Eurocódigos (Prenormas Europeas) que ya están a disposición de los usuarios, y de entre ellos el relativo al dimensionamiento de estructuras mixtas (ENV 1994-1-1 o Eurocódigo 4), es necesario elaborar el llamado Documento Nacional de Aplicación (DNA). Entre los objetivos del DNA se incluye el cubrir las lagunas debidas a un retraso en la publicación de algunas normativas europeas a las que se hace referencia en el Eurocódigo 4, y el de definir ciertos coeficientes parciales de seguridad. Entre los Eurocódigos que no están todavía accesibles en su totalidad al conjunto de usuarios, figura el relativo a las acciones, por lo que es necesario recurrir a la normativa nacional correspondiente. Ya que la normativa española en vigor está basada en conceptos deterministas, mientras que los Eurocódigos se han calibrado según métodos probabilistas, el problema del DNA español para el Eurocódigo relativo a las estructuras mixtas consistió en la conjunción de dos planteamientos de orígenes y fundamentos teóricos diferentes.

En el presente artículo se han introducido los conceptos básicos de los métodos probabilistas en que se basan las normas modernas, como por ejemplo los Eurocódigos. Se pone de manifiesto que los valores de las solicitaciones y de las resistencias que intervienen en los cálculos estructurales no son independientes entre si. A partir de esta conclusión se presentan y se valoran diferentes posibilidades para resolver el problema planteado. La más adecuada de estas posibilidades se ha adoptado en la propuesta del DNA de la ENV 1994-1-1, y además se han justificado los cambios más significativos aportados por el DNA en comparación con la práctica española habitual. Las principales conclusiones son las siguientes:

- El uso conjunto del Eurocódigo para estructuras mixtas y de la norma española de acciones vigente es posible, teniendo en cuenta lo establecido en el DNA. La adaptación propuesta de los modelos de acciones climáticas y de sobrecarga de uso en garajes, a los principios de los Eurocódigos, contribuye a que las estructuras así dimensionadas tengan una fiabilidad que es comparable con la exigida por los Eurocódigos.

- Otros cambios respecto a la práctica habitual española, afectan a los principios de dimensionamiento -incluyendo las combinaciones de acciones que tienen en cuenta que diferentes acciones variables no actúan simultáneamente con sus valores extremos-, los coeficientes parciales de seguridad para las acciones permanentes y la resistencia de elementos metálicos, así como la existencia de un único nivel de control para la fabricación y la puesta en obra del hormigón.

- Los trabajos efectuados en el marco de la elaboración del DNA del Eurocódigo para estructuras mixtas pueden ser aprovechados, con ligeras modificaciones, para los DNA de otros Eurocódigos, por ejemplo los relativos a las estructuras metálicas y de hormigón.

- Es necesario actualizar los conceptos de seguridad en la normativa española relativa a edificación, adaptándola a los criterios probabilistas y semiprobabilistas de las normativas modernas. En especial, el origen y significado de los diferentes coeficientes parciales de seguridad, la combinación de las diferentes acciones variables y los valores de las acciones de origen climático. Esto permitirá una mejor comprensión y evaluación de la fiabilidad de las estructuras, tanto nuevas

como existentes, facilitando igualmente la toma de decisiones a la hora de rehabilitar estructuras deterioradas o antiguas.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo se ha efectuado en el marco de las actividades del Grupo de Trabajo 2, *Eurocódigo 4*, de la Comisión V, *Estructuras Mixtas*, del Grupo Español del Hormigón (GEHO). Los autores desean expresar su agradecimiento a los otros miembros del grupo que han colaborado en la redacción de la propuesta del Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4.

REFERENCIAS

[1] ENV 1994-1-1: *Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.* Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1992.

[2] ENV 1992-1-1: *Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.* Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1991.

[3] ENV 1993-1-1: *Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.* Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1992.

[4] GEHO-GT V/2: *Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4, Estructuras Mixtas, Parte 1.1.* Grupo Español del Hormigón, Boletín nº 19, Madrid, 1995.

[5] ENV 1991-1: *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 1: Basis of design.* Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1994.

[6] ENV 1991-2-1: *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2-1: Densities, self-weight and imposed loads.* Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1995.

[7] ENV 1991-2-2: *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2-2: Actions on structures exposed to fire.* Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1995.

[8] ENV 1991-2-3: *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2-3: Snow loads.* Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1995.

[9] ENV 1991-2-4: *Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2-4: Wind actions.* Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1994.

[10] HIRT, M. A. y BEZ, R.: *Construction métallique. Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement.* Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 1994. ISBN 2-88074-249-8.

[11] WILBUR SMITH ASSOCIATES: *Bridge maintenance training manual.* U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, 1994.

[12] DUBAS, P.: *Skript zur Vorlesung - Baustoff Stahl.* Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ), IBK, Zürich, 1984.

[13] TANNER, P., RUI-WAMBA, J.: *Strength and functionality - a case study.* In: Bridge Assessment, Management and Design (Barr, Evans, Harding, Eds.) Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1994. ISBN 0-444-82063-9.

[14] KUNZ, P. M., KULAK, G. L.: *Remaining fatigue life of steel bridges.* Proceedings Nordic Steel Construction Conference'95, Stockholm, Swedish Institute of Steel Construction, Publication 150 Vol. I, 1995. ISBN 91-7127-009-4.

[15] BRÜHWILER, E.: *Measurements for evaluating the remaining service life of a riveted bridge.* In: Extending the

lifespan of structures, Report of IABSE Symposium San Francisco 1995, Zürich, 1995.

[16] KELLER, A., BRÜHWILER, E., HIRT, M.A.: *Assessment of a 135 year old riveted railway bridge*. In: Extending the lifespan of structures, Report of IABSE Symposium San Francisco 1995, Zürich, 1995.

[17] KUNZ, P., BEZ, R. y HIRT, M. A.: *L'évaluation des structures existantes*. Ingénieurs et Architectes Suisses, Lausanne, vol. 120, Nº 5, 1994, pp. 66-73.

[18] BEZ, R.: *Modélisation des charges dues au trafic routier*. Lausanne, Ecole Polytechnique Fédérale, 1989 (thèse nº 793).

[19] NBE-AE-88: *Acciones en la edificación*. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid, 1988.

[20] *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. Ministerio de Obras Públicas, Madrid, 1975.

[21] RAP-95: *Recomendaciones sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, Madrid, 1995 (Borrador).

[22] ENV 1992-1-2: *Design of concrete structures. Part 1-2: Structural fire design*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1995.

[23] ENV 1993-1-2: *Design of steel structures. Part 1-2: Structural fire design*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1995.

[24] ENV 1994-1-2: *Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: Structural fire design*. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, 1994.

[25] EH-91: *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa y Armado*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Madrid, 1991.

[26] NBE-MV-103-1972: *Norma básica de la edificación, Cálculo de las estructuras de acero laminado en edificación*. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid, 1990.

[27] SIA 460: *Nationale Anwendungsdokumente zu den Europäischen Vornormen für den konstruktiven Ingenieurbau (Eurocodes)*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1994.

[28] NAD-NVN-ENV 1994-1-1: *Vorvaarden voor toepassing van ENV 1994-1-1 "Design of Composite steel and concrete Structures" in Nederland. National Application Document*. Nederlands Normalisatie-Instituut, Noviembre 1993.

[29] BSI: *United Kingdom National Foreword and National Application Document for use in the UK with Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*. British Standards Institution. Londres, 1993.

[30] DASt-Richtlinie 104: *Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1994 Teil 1-1*. Deutscher Ausschuss für Stahlbau, DASt, 1994.

[31] *Irish National Application Document for Eurocode N° 4 (ENV 1994-1-1: 1992)*.

[32] EC3-DAN: *Document d'Application Nationale et Eurocode 3: Partie 1.1*. Commission de Normalisation de la Construction Métallique, CTICM, St Rémy-lès-Chevreuse, 1992.

[33] NEN 6702: *Technische grondslagen voor bouwconstructies. TGB 1990, Belastingen en vervormingen*. 1e druk, december 1991 met correctieblad, maart 1992.

[34] SIA 160: *Actions sur les structures porteuses*. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1989.

[35] DIN 1055 Teil 1-5: *Lastannahmen für Bauten*.

[36] CEB Bulletin d'information nº

128: *Manuel "sécurité des structures"*. Lausanne, 1980.

[37] HASOFER, A. M., LIND. N. C.: *Exact and Invariant Second-Moment Code Format*. Proceedings ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, vol. 100, 1974, pp. 111-121.

[38] UNE-EN 10025: *Productos laminados en caliente, de acero no aleado, para construcciones metálicas de uso general. Condiciones técnicas de suministro*. Madrid, 1995.

[39] DUBAS, P.: *Stahlbau - Ausgewählte Kapitel*. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ), IBK, Publikation 87-1, Zürich, 1987.

[40] GEIDNER, T.: *Zur Anwendung der Spektralmethode auf Lasten und Beanspruchungen bei Strassen- und Eisenbahnbrücken*. München, Technische Universität, LKI, Sonderforschungsbereich 96, Heft 37, 1979.

[41] PEINADO, A., ALMARZA, C.: *Notas para una climatología de la nieve y bases para un estudio de la cobertura nivosa invernal en España*. Instituto Nacional de Meteorología, Madrid, 1984.

[42] CECM N° 52: *Recommandations pour le calcul des effets du vent sur les constructions*. Construction Métallique, nº 1, St Rémy-lès-Chevreuse, 1989.

RESUMEN

La aprobación de los Eurocódigos y su progresiva implantación en España, hace necesaria la actualización de las normas de construcción existentes, especialmente de las relativas a las bases de cálculo y las acciones. La propuesta del Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4, trata de solucionar el problema de compaginar las normas de acciones españolas con los planteamientos probabilistas y semiprobabilistas del Eurocódigo 1 (Bases de cálculo y acciones sobre estructuras), ya que este último todavía no está disponible en su totalidad. En el artículo, tras pasar revista a la base teórica de estos planteamientos, se justifica la solución propuesta en el DNA, consistiendo en acoplar las acciones nominales de la NBE-AE-88 a las acciones características del EC-1, corrigiéndolas cuando sea preciso. Por último se justifican los cambios que conlleva la utilización del EC-4 y del DNA en comparación con la práctica española habitual, que son, fundamentalmente, la reducción del coeficiente parcial de seguridad para acciones permanentes, el aumento del mismo correspondiente a la resistencia de elementos metálicos, y las modificaciones de las sobrecargas en garajes y las acciones climáticas debidas a viento y nieve.

SUMMARY

The approval of the structural Eurocodes and their progressive application in Spain, involves the need to modernize the existing national codes, particularly the ones concerning the basic design and actions on structures. The aim of the proposed National Application Document (NAD) for Eurocode 4 (EC-4) is to provide the information to enable EC-4 for the design of composite buildings to be used together with the national code for loads, because Eurocode 1 (EC-1, Basis of design and actions on structures) is not yet completely available. For this, it was necessary to make the mentioned Spanish code for loads compatible with the probability based methods in EC-1. Starting with an overview of the reliability methods, the approach proposed for the NAD for EC-4, consisting in an adaptation of the nominal values of actions following the Spanish codes to the characteristic values of EC-1, is discussed in the paper. Finally, the most important changes introduced by EC-4 and the NAD compared to Spanish standard practice are justified. Major changes concern the reduction of partial safety factors for permanent loads, the increase of partial safety factors for the resistance of steel members, imposed loads on garages and vehicle traffic areas as well as wind actions and snow loads.