Seguridad estructural. Una lucha con incertidumbres

Structural safety. A struggle against uncertainty

Peter Tanner
Ing. tit. ETH / SIA; Ingeniero de Caminos, C. y P.
IETcc-CSIC.

Carlos Lara Sarache
Ing. Civil UPEV (Ucr.)
IETcc-CSIC.

Ramón Hingorani
Ing. Civil RWTH Aachen
IETcc-CSIC.

RESUMEN

En la actualidad existen todavía lagunas, tanto técnicas como administrativas y legales, que impiden la implementación práctica de los métodos explícitos del tratamiento de la seguridad estructural, bien a través de la aplicación de métodos probabilistas de cálculo bien mediante un análisis de riesgos. Existe por ello la necesidad de desarrollar métodos y modelos pragmáticos y de aplicación directa, que permitan analizar los riesgos inherentes a las estructuras. En este contexto resulta fundamental conocer el nivel de fiabilidad requerido para las estructuras, ya que constituye la base para la adopción de decisiones racionales en relación con la seguridad estructural. En la presente contribución se demuestra que es posible desarrollar unos modelos probabilistas sencillos para los elementos de hormigón armado más representativos que reflejan adecuadamente el estado de incertidumbre correspondiente a la fase de dimensionado de las estructuras. Utilizando estos modelos, también se demuestra que es posible fijar con suficiente precisión un nivel de fiabilidad requerido. Estos resultados convincentes permiten afirmar que la aplicación directa de los métodos explícitos del tratamiento de la seguridad, entre ellos los métodos de análisis de riesgos, al proyecto de las estructuras resulta técnicamente viable.

ABSTRACT

Technical as well as administrative and legal shortfalls still persist today that obstruct the practical implementation of explicit methods for the treatment of structural safety, whether they consist in probabilistic calculation or risk analysis procedures. There is, then, a need to develop pragmatic and directly applicable methods and models to analyze the risks inherent in structures. An understanding of the level of structural reliability required is essential in this context, for it constitutes the basis for rational decision-making related with the safety of structures. The present article shows that simple probabilistic models able to suitably reflect the state of uncertainty at the design stage can be developed for a representative set of reinforced concrete members. By using such models it is likewise shown that the level of structural reliability required can be established with sufficient precision. In light of these convincing results, the authors contend that the direct application of explicit methods for addressing the safety issue, risk analysis procedures among them, is technically viable in structural design.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Contexto

El tratamiento de los riesgos técnicos constituye uno de los retos más importantes para las sociedades modernas. Ya que por riesgo se entiende, en términos generales, la posibilidad de sufrir algún daño, el proyecto de los sistemas técnicos en general, y el de las estructuras en particular, siempre implica la consideración de aspectos de seguridad. Las preguntas fundamentales en este contexto son: *¿Qué es suficientemente seguro?* y *¿Qué precio estamos dispuestos a pagar para reducir los niveles de riesgo?* Estas preguntas requieren respuestas

y actuaciones adecuadas, debido a que la reacción desproporcionada tanto del público como de las autoridades –por ejemplo después del hundimiento de varias estructuras en un espacio reducido de tiempo [1]– puede llevar al despilfarro de los recursos públicos disponibles. Por este motivo, las normas para el proyecto de las estructuras tienen que abordar el tema de la seguridad, bien implícitamente, bien explícitamente [2]:

- En el caso de un tratamiento implicito, se verifica la seguridad estructural mediante reglas que –sobre la base de la experiencia y de la práctica habitual– se juzgan adecuadas para el tipo de estructura analizada. Reglas de esta naturaleza no permiten cuantificar los riesgos, y en muchos casos ni siquiera los contemplan de manera cualitativa.

- Un tratamiento explícito requiere un análisis de riesgos, tanto cualitativo como cuantitativo, y el resultado de este análisis se compara con un requisito de seguridad, definido en términos de un riesgo aceptable.

De acuerdo con la práctica habitual, el enfoque adoptado en las normas estructurales y en los proyectos de estructuras es implícito. La seguridad estructural se verifica mediante el método de los coeficientes parciales (por ejemplo en [3], [4], [5], [6], [7]) y, hasta fechas muy recientes, en algunos casos incluso mediante el método de las tensiones admisibles y para combinaciones de acciones preestablecidas (por ejemplo en [8], [9]). Consecuentemente, los riesgos inherentes a una determinada obra no se cuantifican. Aparte de su ventaja principal que reside en la facilidad de aplicación de los métodos implícitos, este enfoque conlleva múltiples desventajas que, sin enumerarlas en detalle, en resumen se reducen a los siguientes aspectos fundamentales:

- Las decisiones relativas a la seguridad de las estructuras no están basadas en criterios racionales. Consecuentemente, reacciones desproporcionadas son posibles y no queda asegurado que el gasto de los recursos públicos sea óptimo.

- En relación con tecnologías novedosas y complejas, los métodos de las normas actuales para el tratamiento de los temas de la seguridad no son suficientes. Eso puede retrasar de manera importante, o incluso imposibilitar la implementación de estas tecnologías.

La importancia de esta laguna en los reglamentos actuales se está reconociendo cada vez más, por lo que algunas de las más recientes normas estructurales permiten la aplicación de los métodos explícitos de análisis de riesgo en los proyectos (por ejemplo [3]). En algunos países también existen directrices y reglamentos relativos a la evaluación y la gestión de los riesgos tecnológicos y naturales en general, por ejemplo [10], [11] y [12]. Los métodos y procedimientos contenidos en este tipo de documentos son aplicables, bien directamente o bien por analogía, a cualquier sistema técnico, por tanto también a las estructuras. No obstante, estos documentos sólo establecen un marco general para el tratamiento explícito de los temas de la seguridad. Eso es válido incluso para aquellos documentos que se refieren específicamente a las estructuras, como es el caso del Eurocódigo [3]. Estas directrices, reglamentos o normas no contienen modelos, de aplicación directa, que permitiesen justificar que los riesgos inherentes a una determinada solución estructural se queden por debajo del umbral de los riesgos aceptables. Normalmente, ni siquiera establecen este umbral. En otras palabras, estos documentos no contienen toda la información necesaria para el tratamiento explícito de la seguridad estructural. Por este motivo, la aplicación de los métodos explícitos del tratamiento de la seguridad, y por tanto los métodos de análisis de riesgo quedan literalmente excluidos de la práctica diaria de los proyectos y de la gestión de las infraestructuras.

1.2 Alcance

Siendo la función más sencilla que permita estimar un riesgo el producto de la frecuencia de ocurrencia de un evento no deseado –por ejemplo el colapso de una estructura– y de sus consecuencias –daños personales, daños medioambientales, daños económicos–, cualquier análisis de riesgos debería tratar ambos aspectos. No obstante, la estimación de las consecuencias de un evento no deseado del tipo de un colapso estructural constituye posiblemente una de las tareas más difíciles en el marco de un análisis de riesgos [13] y, en el presente trabajo, las consecuencias de los colapsos estructurales sólo se pueden tratar de manera genérica. El desarrollo de un modelo para su cuantificación está fuera del alcance de este documento. La elaboración de herramientas sencillas, incluido un modelo para la estimación de las consecuencias de un colapso de una estructura de edificación, destinadas a la aplicación práctica de los métodos de análisis de riesgos en el dimensionado de las estructuras de edificación, se aborda en [14].

Fallos estructurales se producen de manera predominante como consecuencia de un evento extremo tal como una sobrecarga extraordinaria, una nevada, un temporal, un sismo, etc. o debido a una combinación de eventos de este tipo, y se traducen en el colapso total o parcial de la estructura afectada. Otras formas de fallos, tales como un inadecuado comportamiento estructural en servicio, también pueden ser una fuente de preocupación para la propiedad. No obstante, debido a que las consecuencias de un colapso de una estructura predominan sobre las consecuencias de otros posibles modos de fallo, en el marco del presente trabajo se asocia un evento no deseado al colapso, total o parcial, de una estructura.

Para elementos como por ejemplo los componentes de sistemas eléctricos, donde existe una enorme cantidad de datos sobre fallos, las probabilidades o frecuencias de fallo se pueden evaluar sobre la base de un análisis estadístico de los eventos de fallo observados. Para estructuras u otros sistemas que demanden una determinada capacidad (*Capacity-demand systems*), la situación es distinta en el sentido de que la información sobre la frecuencia de los fallos es virtualmente inexistente. En estos casos, la previsión de las probabilidades de fallo requiere la aplicación de métodos de fiabilidad. Estos métodos se pueden aplicar a efectos de la evaluación de la probabilidad de fallo de las estructuras.

Las consideraciones teóricas y conceptuales de los siguientes apartados son aplicables, en su caso por analogía, a efectos del análisis de los riesgos relacionados con cualquier tipo de estructura, independientemente de sus materiales constitutivos. Los desarrollos numéricos, no obstante, se llevan a cabo únicamente para las estructuras de edificación con elementos

de hormigón armado. Aunque las reglas de la norma española para el dimensionado de las estructuras de hormigón [5] no se hayan calibrado según los métodos de fiabilidad estructural, reflejados por ejemplo en [3], pueden considerarse consistentes con ellos. Eso por el simple hecho de que las reglas de la norma [5] se basan en gran medida en la prenorma europea [15] cuyos modelos a su vez han sido parcialmente calibrados de acuerdo con criterios de fiabilidad estructural, consistentes con los principios establecidos en [3]. El análisis de fiabilidad de un conjunto representativo de elementos estructurales de hormigón, dimensionados según una familia de normas de acciones y de resistencia que sean consistentes con los métodos de fiabilidad estructural según [3], proporciona por ello una estimación de la probabilidad de fallo nominal de las estructuras de este tipo.

1.3 Objetivos

Normalmente, las prestaciones de un sistema de ingeniería se pueden modelar en términos matemático-físicos, en combinación con relaciones empíricas. Sobre la base de un modelo de este tipo, las prestaciones del sistema considerado se pueden estimar para un determinado conjunto de los parámetros que intervienen en el modelo. Los parámetros que tienen en cuenta las incertidumbres asociadas con los datos de entrada del modelo están definidos como variables aleatorias. Estas variables aleatorias básicas deben representar todos los tipos de incertidumbres que influyan en el análisis. La dificultad reside en que los modelos mencionados no se han establecido explícitamente ya que la actual Instrucción de Hormigón Estructural [5] no se ha calibrado mediante métodos probabilistas. Consecuentemente, el primer objetivo del presente trabajo consiste en deducir los modelos probabilistas que representen el estado de incertidumbre asociado a las reglas de dimensionado de la instrucción [5]. La fiabilidad de una estructura puede estimarse utilizando los modelos probabilistas para las acciones y para la resistencia, necesarios a efectos de un análisis de riesgo explícito. El segundo objetivo del trabajo consiste por ello en proponer un procedimiento para la determinación del nivel de fiabilidad requerido de las estructuras, relacionado con los riesgos aceptables, y aplicarlo al caso de las estructuras de edificación con elementos de hormigón armado.

1.4 Enfoque

El enfoque más lógico para determinar los riesgos aceptables consiste en fijarlos en los niveles de riesgo aceptados según la práctica habitual que a su vez está reflejada en la normativa en vigor. Los riesgos aceptables están asociados con el nivel de fiabilidad requerido implícitamente por estas normas y, por otro lado, este nivel de fiabilidad depende del estado de incertidumbre correspondiente a las reglas de la normativa empleada. Por este motivo, en el presente trabajo se describen los diferentes tipos de incertidumbres con los que es necesario tratar en los problemas de ingeniería estructural (apartado 2) y se estudian los modelos probabilistas para las variables básicas que intervienen en un análisis de fiabilidad estructural. Se desarrolla un procedimiento para la determinación sistemática de modelos estocásticos para estas variables que representen el estado de incertidumbre correspondiente a las reglas de dimensionado de la normativa en vigor. De esta manera se determinan a continuación unos modelos probabilistas sencillos para las acciones y para la resistencia de elementos de hormigón armado (apartado 3).

También se elabora un procedimiento para deducir el nivel de fiabilidad implícito en las normas estructurales. Utilizando los modelos probabilistas desarrollados previamente, este procedimiento se aplica al caso de las normas españolas para el dimensionado de las estructuras de hormigón en edificación (apartado 4). Las principales conclusiones del presente trabajo se resumen finalmente en el apartado 5.

2. INCERTIDUMBRES EN PROBLEMAS DE INGENIERÍA

Se pueden distinguir tres tipos de incertidumbres asociadas con las variables básicas que intervienen en un modelo para la determinación de las prestaciones de una estructura, por ejemplo en los modelos para las acciones, las características de los materiales y los datos geométricos:

- la variabilidad aleatoria inherente;
- las incertidumbres debidas a la falta de conocimientos;
- las incertidumbres estadísticas.

A su vez, cada uno de estos tipos de incertidumbres se puede subdividir. En el caso de la variabilidad aleatoria inherente, se puede distinguir entre dos categorías de incertidumbres, según estén o no afectadas por actividades humanas. Muchos parámetros relativos a las acciones y a las influencias pertenecen al segundo tipo (por ejemplo la velocidad del viento, la carga de nieve sobre el terreno, etc.). También existen parámetros de resistencia que normalmente no están afectados por actividades humanas, por ejemplo los parámetros de resistencia de un terreno. La resistencia de los materiales constitutivos (hormigón, acero) o las dimensiones de los elementos estructurales son ejemplos correspondientes al primer tipo de incertidumbres. Éstas se pueden reducir a través de métodos de fabricación más avanzados que los habituales, en combinación con tolerancias más restrictivas y métodos de control adecuados.

Las incertidumbres debidas a la falta de conocimientos se pueden subdividir en dos categorías, las relativas a las incertidumbres de los modelos, y las que dependen de la evolución futura de ciertos parámetros. Las incertidumbres de los modelos, que se pueden referir tanto a los modelos de las acciones y de sus efectos como a los modelos de resistencia, se pueden reducir mejorando los conocimientos mediante ensayos o investigaciones teóricas. En cuanto a las incertidumbres que dependan de la evolución futura de determinados parámetros, se pueden mencionar las relativas a las sobrecargas. Las posibilidades de reducción de estas incertidumbres resultan más limitadas.

Las incertidumbres estadísticas están asociadas con la evaluación estadística de los resultados de ensayos, mediciones u otras observaciones, y pueden tener su origen en:

- la falta de identificación y de distinción entre diferentes poblaciones estadísticas;
- un número limitado de resultados que conduce a incertidumbres en la estimación de los parámetros estadísticos (por ejemplo del valor medio o de la desviación típica);
- la no consideración de las variaciones sistemáticas de las variables analizadas (por ejemplo de ciertos parámetros climáticos);
- una extrapolación excesiva de la información estadística;
- la no consideración de posibles correlaciones;
- el empleo de distribuciones estadísticas para la descripción de incertidumbres cuyo origen solo en parte es estadístico.

Normalmente, las incertidumbres estadísticas se pueden reducir a través de un mayor número de ensayos u observaciones.

3. MODELOS PROBABILISTAS PARA LAS ACCIONES Y LA RESISTENCIA

3.1 Representación de los modelos

Los métodos modernos de fiabilidad estructural y de análisis de riesgos permiten representaciones muy variadas de las incertidumbres asociadas con las variables básicas que abarcan desde procesos estocásticos no estacionarios hasta variables aleatorias consideradas invariables en el tiempo. En la mayoría de los casos, es suficiente modelar las cantidades inciertas a través de variables aleatorias caracterizadas por unas determinadas funciones de distribución, así como por los denominados parámetros de la distribución. Por este motivo, cada variable X_i se representa, en el presente trabajo, a través del tipo de su función de distribución, de su valor medio, μ_{xi}, y de su desviación típica, σ_{xi}.

A efectos de la representación de una variable se emplea la siguiente notación: $X_i = Tipo\ (\mu_{xi};\ \sigma_{xi})$. De manera equivalente, el valor medio y la desviación típica también pueden representarse a través de los denominados coeficientes de sesgo y de variación, respectivamente, de modo que la notación sería: $X_i = Tipo\ (Sesgo;\ CoV)$. El coeficiente de sesgo es el ratio entre el valor medio y el valor representativo de una variable, mientras que el coeficiente de variación de una variable es el ratio entre su desviación típica y su valor medio. En comparación con la primera notación, la segunda tiene la ventaja de ser adimensional, por lo que se emplea con frecuencia a efectos prácticos.

Para las distribuciones de las diferentes variables se adoptan los tipos sugeridos en [16]. Esta elección se debe a que resulta recomendable utilizar siempre las mismas distribuciones para las variables. Efectivamente, en ingeniería civil suelen interesar probabilidades muy pequeñas, y éstas solo se pueden emplear a efectos comparativos. Obviamente, las comparaciones únicamente son válidas si las hipótesis básicas se mantienen sin variar.

En términos generales, los modelos probabilistas para las acciones y sus efectos así como para las resistencias correspondientes de los elementos estructurales en los que supuestamente se basan las reglas normalizadas para el dimensionado de las estructuras, deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- representación de las características físicas de la variable correspondiente;
- consistencia con los modelos probabilistas del *JCSS Probabilistic Model Code* [16];
- representación del estado de incertidumbre asociado a las reglas de la normativa en vigor;
- aptitud para aplicaciones prácticas, representando las incertidumbres mencionadas en el apartado 2 mediante variables aleatorias.

3.2 Deducción de los modelos probabilistas

Para la deducción de los modelos probabilistas que representen el estado de incertidumbre correspondiente a las reglas de dimensionado de un conjunto consistente de normas para las bases de proyecto, las acciones y la resistencia, y que cumplan a la vez con los restantes de los anteriores requisitos, se procede de la siguiente manera:

1. Identificación de los mecanismos de fallo más representativos. Formulación de estos mecanismos en términos de Funciones de Estado Límite (FEL).
2. Representación consistente del formato de verificación empleado en el conjunto de normas analizadas:
   - coeficientes parciales para las acciones y para la resistencia;
   - coeficientes de combinación para las acciones;
   - uso de los coeficientes parciales en las verificaciones de la seguridad estructural.
3. Identificación de modelos probabilistas para las variables que resulten relevantes para los mecanismos de fallo considerados.
4. Determinación de los valores de cálculo de las variables, aplicando el método FORM (*First Order Reliability Method*) normalizado [3], para los diferentes mecanismos de fallo.
5. Determinación de los coeficientes parciales a partir de los valores de cálculo y representativo, respectivamente, de las variables. Para las hipótesis adoptadas (índice de fiabilidad requerido; valores normalizados para los factores de sensibilidad; etc.), los coeficientes parciales dependen de:
   - el mecanismo de fallo considerado y la Función de Estado Límite;
   - el formato de coeficientes parciales (los valores de los coeficientes parciales dependen de las incertidumbres que tienen en cuenta);
   - los modelos probabilistas para las variables;
   - los valores representativos de las variables.

6. Definición de la función objetivo para el ajuste de los modelos:

$$_{min}W(\mu,\sigma)=\sum_{j=1}^{L}W_{Y,j}\left(\gamma_{Y,j}(\mu,\sigma)-\gamma_{Y,t}\right)^2 \qquad (1)$$

donde:

$\gamma_{Y,j}(\mu,\sigma)$ coeficiente parcial que tiene en cuenta las incertidumbres de Y en relación con el mecanismo de fallo j, en función de los modelos probabilistas adoptados (μ,σ);

$\gamma_{Y,t}$ valor objetivo del coeficiente parcial según las normas analizadas;

$W_{Y,j}$ coeficiente de ponderación.

7. Determinación de los modelos probabilistas óptimos para la función objetivo establecida.

8. Verificación de los resultados:
   - incorporación de la experiencia previa;
   - consideración de aspectos prácticos.

A continuación se incluyen algunas observaciones en relación con este procedimiento y su aplicación al caso de las estructuras de edificación con elementos de hormigón:

- Se contemplan los mecanismos de fallo por flexión, esfuerzo axil y esfuerzo cortante, respectivamente. La formulación de las Funciones de Estado Límite correspondientes es inmediata, a partir de la representación de los diferentes efectos de las acciones según los borradores de [17][1] y [18][1], así como de las resistencias correspondientes según [5].

- El formato de los coeficientes parciales adoptado a efectos del presente trabajo difiere del adoptado por la Instrucción [5], en el sentido de que algunos de los coeficientes parciales de esta última cubren simultáneamente las incertidumbres relativas a varias variables. El formato propuesto para la deducción de los modelos probabilistas, al contrario, asocia, en la medida de lo posible, un coeficiente parcial a cada variable y es consistente con el formato de los borradores de [17][1] y [18][1]. A efectos de la comparación entre los coeficientes parciales correspondientes a los modelos probabilistas ajustados y los coeficientes parciales de la instrucción [5] (ecuación (1)), los primeros se deben agrupar convenientemente. De lo contrario, los dos conjuntos de coeficientes no son comparables.

- Los modelos probabilistas óptimos para las variables (Punto 7 del procedimiento establecido) se obtienen mediante un proceso iterativo (aplicaciones sucesivas de los Puntos 3 a 6): Sin alterar los tipos de distribución adoptados para las distintas variables, se ajustan sus valores medios, μ_{xi}, y sus desviaciones típicas, σ_{xi}, dentro de los límites marcados por los condicionantes de que los modelos deben representar adecuadamente las características físicas de las variables y ser consistentes con los modelos de [16], hasta que la función objetivo (1) alcance el valor mínimo.

- A pesar de la formulación matemática del objetivo del ajuste según la relación (1), en parte el resultado final sigue siendo subjetivo. Eso se debe por un lado a que los parámetros de muchos de los modelos probabilistas se deben estimar –por ejemplo en el caso de las variables que reflejen las incertidumbres asociadas a los modelos para el cálculo de los efectos de las acciones– y, por otro lado, a que también el coeficiente de ponderación introducido en la relación (1), $W_{Y,j}$, es típicamente un parámetro sujeto al criterio del especialista que realice el ajuste. En el presente trabajo se emplea el mismo coeficiente, $W_{Y,j}=1,0$, para todos los mecanismos de fallo considerados.

- La anterior observación se podría interpretar como una reserva al procedimiento adoptado; sin embargo, ésta es sólo aparente y no pone en tela de juicio la utilidad de los resultados del ajuste planteado. Debido a que los modelos probabilistas resultantes se emplean básicamente a efectos comparativos, no es necesario que su precisión sea excesiva. Precisión que, por otro lado, resultaría engañosa, dado que no es posible tener en cuenta todas las incertidumbres relacionadas con los modelos de las acciones y de la resistencia de las estructuras. En suma, unos modelos correctamente determinados de acuerdo con el anterior procedimiento cumplen perfectamente con los requisitos establecidos en el apartado 3.1, ya que constituyen una base coherente para la continuación de los trabajos relacionados con el nivel de fiabilidad requerido de las estructuras.

3.3 Resultados

En la Tabla 1 se presentan los modelos probabilistas, deducidos de acuerdo con el anterior procedimiento, para las variables que intervienen en el dimensionado de las estructuras de hormigón en edificación según la normativa española actual [19]. Concretamente, estos modelos representan el estado de incertidumbre asociado con las reglas de los siguientes documentos para las Bases de Proyecto, las Acciones y la Resistencia: [17][1], [18][1] y [5], respectivamente, asumiendo un control intenso de la ejecución según esta última instrucción. Esta hipótesis se debe a las siguientes consideraciones:

[1] El Código Técnico de la Edificación, CTE, incluidos sus Documentos Básicos relativos a la Seguridad Estructural, DB SE, se aprobó en marzo 2006, después de la realización del trabajo de investigación en el que se basa el presente artículo. En comparación con los borradores previos, en la versión aprobada del CTE se han introducido numerosos cambios que, en determinados aspectos, alejan el contenido de los documentos sobre la seguridad estructural de las reglas de los Eurocódigos correspondientes. Por todo lo anterior, el presente estudio está basado en los borradores de noviembre de 2003 de los documentos [17] y [18] del CTE que, al igual que la norma [5], son compatibles con los Eurocódigos correspondientes. Consecuentemente, los resultados y conclusiones de este estudio sólo son válidos estrictamente para el conjunto formado por los borradores de los documentos [17] y [18] del CTE, y la norma [5]. Por extensión, también lo son para los Eurocódigos correspondientes, según lo expuesto los apartados 1.2 y 4.5.

- La influencia de la intensidad del control en los modelos semiprobabilistas contenidos en la instrucción [5] no se ha deducido de una calibración consistente.
- Los modelos semiprobabilistas de la prenorma europea [15] en la que se basa en gran parte la instrucción [5] están parcialmente calibrados y, además, corresponden a los modelos semiprobabilistas de [5] en caso de un control intenso.

En términos generales, las reglas contenidas en los tres documentos empleados a efectos de la deducción de los modelos probabilistas son compatibles con las reglas de los Eurocódigos correspondientes.

En la Tabla 1 se distingue entre los modelos para las variables de las acciones y de sus efectos, por un lado, y los modelos para las variables de resistencia de los elementos de hormigón armado, por otro lado. Sólo se tienen en cuenta acciones gravitatorias correspondientes a las denominadas situaciones persistentes según [17][1)] y [3]. Básicamente por falta de los datos necesarios para establecer los modelos probabilistas correspondientes, las acciones accidentales se han dejado fuera del alcance del presente estudio.

4. FIABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN CON ELEMENTOS DE HORMIGÓN

4.1 Introducción

El objetivo del presente apartado consiste en deducir el nivel de fiabilidad requerido implícitamente por las normas estructurales españolas. De acuerdo con el alcance del presente trabajo (apartado 1.2), esta deducción se realiza para las estructuras de edificación con elementos de hormigón arma-

Tabla 1. Modelos probabilistas para las acciones y sus efectos, y para la resistencia de los elementos de hormigón armado de las estructuras de edificación

Variable	Notación	Tipo [a)]	Sesgo [b)]	CoV [c)]
Acciones y sus efectos en los elementos de hormigón				
Peso propio del hormigón *in situ*	g_c	N	1,0	0,04
Otras cargas permanentes	g_p	N	1,0	0,1
Sobrecarga variable	q_i	Gumbel	0,68	0,26
Carga de nieve	q_i	Gumbel	0,33	0,81
Incertidumbres del modelo para el cálculo de los efectos de las acciones:				
– Momentos flectores	$\xi_{E,M}$	LN	1,0	0,1
– Esfuerzos axiles	$\xi_{E,N}$	LN	1,0	0,05
– Esfuerzos cortantes	$\xi_{E,V}$	LN	1,0	0,1
Resistencia de los elementos de hormigón				
Resistencia a compresión del hormigón	f_c	LN	1,24	0,18
Factor de conversión de la resistencia del hormigón	η_c	determinista		
Límite elástico del acero de armar	f_{yk}	LN	1,12	0,053
Área del acero de armar	A_s, A_{sw}	N	1,0	0,02
Dimensiones exteriores de las secciones de hormigón	a, b, h, b_w	N	1,0	0,03
Canto útil	d	N	1,0	0,04
Incertidumbres del modelo de resistencia:				
– Flexión	$\xi_{R,M}$	LN	1,0	0,05
– Compresión	$\xi_{R,N}$	LN	1,0	0,05
– Tracción en el alma	$\xi_{R,Vs}$	LN	1,0	0,05
– Compresión oblicua en el alma	$\xi_{R,Vc}$	LN	1,4	0,25

[a)] Tipos de distribución: N Normal; LN Lognormal.
[b)] El coeficiente de sesgo es el ratio entre el valor medio y el valor representativo de una variable básica.
[c)] El coeficiente de variación es el ratio entre la desviación típica y el valor medio de una variable básica.

do. Para un conjunto representativo de elementos hipotéticos, dimensionados de acuerdo con las reglas de los documentos [17][1], [18][1] y [5], se efectúa un análisis de fiabilidad. Los resultados obtenidos se evalúan estadísticamente, con el fin de deducir el nivel de fiabilidad inherente a este conjunto de normas estructurales.

4.2 Procedimiento

Para la determinación del nivel de fiabilidad requerido implícitamente por un conjunto consistente de normas para el dimensionado estructural se adopta un procedimiento que se divide en los siguientes pasos:

1. Definición del alcance del estudio:
   - tipos de estructuras a estudiar;
   - tipos de fallo a considerar (por ejemplo, colapso de la estructura o del elemento estructural; comportamiento inadecuado en servicio; rotura por fatiga).
2. Selección de un conjunto representativo de elementos estructurales.
3. Identificación de los mecanismos de fallo más representativos para los elementos seleccionados. Formulación de las Funciones de Estado Límite correspondientes.
4. Identificación de modelos probabilistas para las variables que intervienen en las Funciones de Estado Límite.
5. Determinación del nivel de fiabilidad implícito en las normas analizadas, sobre la base de las Funciones de Estado Límite identificadas en el paso 3, así como de los modelos estocásticos determinados en el paso 4.

En relación con este procedimiento y en vista de su aplicación al caso de las estructuras de edificación con elementos de hormigón, dimensionadas según las normas españolas, se pueden hacer algunas observaciones de carácter general, antes de que se comenten, en los apartados 4.3 a 4.6, algunos aspectos más específicos del estudio realizado, así como los resultados más relevantes obtenidos:

- El *alcance del estudio* se limita al colapso total o parcial de las estructuras o de sus elementos, ya que sus consecuencias predominan sobre las posibles consecuencias de otros tipos de fallo estructural.
- En edificación, los *elementos estructurales más representativos* son las vigas y los pilares. En el marco del presente trabajo, el procedimiento arriba mencionado para la determinación del nivel de fiabilidad requerido se aplica únicamente a vigas y pilares de hormigón armado, ejecutados *in situ* ya que para este mismo tipo de elementos estructurales se han deducido los modelos probabilistas que representan el estado de incertidumbre asociado a las reglas de dimensionado (apartado 3.2). Además, sólo se tienen en cuenta elementos estructurales isostáticos. Esta hipótesis es conservadora debido a que la probabilidad de fallo de los elementos isostáticos suele ser superior a la probabilidad de fallo de los elementos hiperestáticos comparables, sometidos a las mismas acciones e influencias [20].
- En vigas de hormigón armado, los *mecanismos de fallo más representativos* son tres, la rotura de la sección del centro de vano inducida por los momentos flectores, así como la rotura de las secciones de apoyo inducida por los esfuerzos cortante, bien por tracción en el alma bien por compresión oblicua en el alma. En el caso de los pilares de hormigón armado, se considera representativa la rotura de la sección transversal más solicitada, inducida por los esfuerzos axiles de compresión, ya que fenómenos de inestabilidad son poco frecuentes en la mayoría de las estructuras de edificación. Las Funciones de Estado Límite correspondientes a estos mecanismos de fallo, se pueden deducir de las normas españolas para el dimensionado de las estructuras de hormigón.
- Los *modelos probabilistas para las variables* que intervienen en las Funciones de Estado Límite deben representar el estado de incertidumbre asociado con las reglas de las normas cuya fiabilidad requerida se pretende determinar. Con este objetivo se han deducido en el apartado 3 los modelos probabilistas para las variables que intervienen en el dimensionado de los elementos de hormigón armado. Por este motivo, los resultados obtenidos en el citado apartado se pueden emplear directamente a efectos de la determinación del nivel de fiabilidad.
- La *determinación del nivel de fiabilidad implícito en las normas analizadas* se subdivide en los siguientes tres pasos:
  - Dimensionado de cada uno de los elementos estructurales seleccionados (Paso 2) según el conjunto consistente de normas para las que se quiera determinar el nivel de fiabilidad implícito. Debido a que un dimensionado conservador influye significativamente en el nivel de fiabilidad [21], aplicando las reglas de la normativa analizada el valor de cálculo de la resistencia de una determinada sección debe igualar exactamente el valor de cálculo de los efectos de las acciones en la misma sección. De acuerdo con este dimensionado estricto, los elementos estructurales cumplen exactamente la condición de seguridad estructural según las normas empleadas.
  - Cálculo del índice de fiabilidad, definido por ejemplo en [3] y relacionado con la probabilidad de fallo, para cada uno de los mecanismos de fallo representativos (Paso 3) de todos los elementos dimensionados de manera estricta. A estos efectos, se emplean los modelos probabilistas para las variables que representen el estado de incertidumbre asociado con las reglas de las normas analizadas (Paso 4).
  - Evaluación estadística e interpretación de los resultados obtenidos.

4.3 Elementos estructurales representativos

4.3.1 Visión global

Para el estudio se seleccionan elementos de hormigón armado, hipotéticos pero realistas, teniendo en cuenta las características de las estructuras de edificación más habituales, tal y

Figura 1. Estructura de edificación típica con elementos de hormigón.

como refleja el ejemplo de la Figura 1. Un conjunto representativo de elementos estructurales de edificación, constituido por 240 diferentes vigas de cubierta, 450 diferentes vigas de planta y 22320 pilares distintos, se obtiene variando los parámetros más importantes para su dimensionado (apartado 4.3.2), dentro de unos rangos razonables que permitan cubrir la gran mayoría de casos que se puedan producir en la práctica. Debido a que se trata de una hipótesis conservadora (apartado 4.2), y porque son muy extendidos en la edificación convencional, sólo se tienen en cuenta elementos isostáticos.

4.3.2 Variación de parámetros

Con el fin de obtener un conjunto representativo de elementos estructurales se han variado diferentes parámetros que caractericen estos elementos, o de los que dependa su dimensionado. Estos parámetros son: La categoría de uso del edificio; la luz de las vigas y la separación de los pilares; el número de plantas; la resistencia del hormigón; las cargas permanentes; etc. En el presente apartado se refleja el rango de variación adoptado para cada uno de estos parámetros. Se distingue entre vigas de cubierta, vigas de planta y pilares, respectivamente.

- Vigas de cubierta

El conjunto de vigas de cubierta estudiadas cubre los siguientes casos:

- Vigas de cubierta en edificios expuestos a diferentes climas regionales con cargas de nieve comprendidas entre 1,5 kN/m² y 3,0 kN/m².
- Vigas con luces comprendidas entre 5 m y 40 m.
- Hormigones con resistencias características comprendidas entre 25 N/mm² y 50 N/mm².
- Acero de armar con un valor característico del límite elástico de 500 N/mm².
- Peso específico aparente del hormigón armado de 25 kN/m³.
- Cargas permanentes comprendidas entre 1,0 kN/m² y 10,0 kN/m².

Las cargas permanentes engloban tanto los elementos no resistentes como los resistentes de la cubrición que salvan la luz entre las vigas principales de la cubierta, objeto del estudio, así como falsos techos, instalaciones, etc. Para cada viga de cubierta se consideran dos valores para las cargas permanentes, correspondientes a soluciones de cubiertas ligeras y pesadas, respectivamente. Además, estos valores se varían en función de la luz de las vigas.

- Vigas de planta

El conjunto de vigas de planta estudiadas cubre los siguientes casos:

- Vigas de edificios destinados a los siguientes usos: Residencia (categoría de uso según [18][1]): A1); Oficina (B); Tienda (D); Concentración de personas (C5); Almacén (E1).
- Vigas con luces comprendidas entre 5 m y 40 m.
- Hormigones con resistencias características comprendidas entre 25 N/mm² y 50 N/mm².
- Acero de armar con un valor característico del límite elástico de 500 N/mm².
- Peso específico aparente del hormigón armado de 25 kN/m³.
- Cargas permanentes comprendidas entre 0,5 kN/m² y 13,0 kN/m².

Se supone que las cargas permanentes dependen de la luz de las vigas principales de un forjado. Esta hipótesis se justifica por la combinación de las siguientes circunstancias. Por un lado, las cargas permanentes actuando sobre las vigas de edificación dependen en gran medida de los forjados que se apoyan en ellas. Por otro lado, la tipología y por tanto el peso de los forjados depende normalmente de la luz que deben salvar, y ésta depende en muchos casos de la disposición y de la luz de las vigas principales. Para cada viga de planta se consideran tres valores de las cargas permanentes: Un valor mínimo correspondiente a una solución ligera para el forjado, un valor máximo correspondiente a una solución pesada, así como un valor intermedio.

- Pilares

El conjunto de pilares estudiados cubre los siguientes casos:

- Pilares de edificios destinados a los siguientes usos: Residencia (categoría de uso según [18][1]): A1); Oficina (B); Tienda (D); Concentración de personas (C5); Almacén (E1).
- Pilares de edificios expuestos a diferentes climas regionales con cargas de nieve comprendidas entre 1,5 kN/m² y 3,0 kN/m².
- Pilares con áreas de influencia por planta comprendidas entre 12,5 m² y 800 m².
- Pilares de edificios con una altura por planta de 3 m.
- Pilares de edificios residenciales y de oficinas con hasta 30 plantas, sin contar ni planta baja ni cubierta. En los

edificios destinados a, respectivamente, Concentración de personas y Almacén, se han considerado hasta 10 plantas.

- Hormigones con resistencias características comprendidas entre 25 N/mm² y 50 N/mm².
- Acero de armar con un valor característico del límite elástico de 500 N/mm².
- Peso específico aparente del hormigón armado de 25 kN/m³.
- Cargas permanentes comprendidas entre 1,0 kN/m² y 10,0 kN/m² en cubierta, así como entre 0,5 kN/m² y 13,0 kN/m² en los forjados de planta.

Para las cargas permanentes se han adoptado las mismas hipótesis que en la obtención de los conjuntos representativos de las vigas de cubierta y de planta, respectivamente.

4.4 Mecanismos de fallo y Funciones de Estado Límite

4.4.1 Generalidades

En el presente apartado se establecen las Funciones de Estado Límite correspondientes a los mecanismos de fallo más representativos en vigas y pilares de hormigón armado, de acuerdo con el apartado 4.2. Estas funciones se emplean posteriormente en el análisis de fiabilidad de estos elementos estructurales. Las Funciones de Estado Límite están basadas en la resistencia última de las secciones transversales y se deducen de las normas españolas para el dimensionado de estructuras de edificación con elementos de hormigón armado. Concretamente se utilizan las normas [17][1)] para las Bases de Proyecto, [18][1)] para las Acciones y [5] para la Resistencia, de las que se puede asumir que forman un conjunto consistente, tal y como se justifica en el apartado 4.5.

4.4.2 Vigas

En consonancia con el apartado 4.2, en el presente trabajo se consideran los siguientes casos:

- estructuras de edificación con elementos de hormigón armado;
- vigas biapoyadas;
- secciones transversales rectangulares;
- momento flector en el centro del vano y esfuerzo cortante en apoyo.

A continuación se representan únicamente las Funciones de Estado Límite para las vigas de planta. Estas funciones son análogas para las vigas de cubierta, teniendo en cuenta las solicitaciones debidas a las diferentes acciones sobre la cubierta, además del peso propio de la viga: Cargas permanentes debidas a los elementos resistentes y no resistentes de la cubrición, incluidos falsos techos e instalaciones; cargas variables debidas a la nieve.

La Función de Estado Límite para la sección de centro de vano de una viga de planta de hormigón armado se expresa en los siguientes términos:

$$\xi_{R,M}\cdot\left(A_s\cdot f_{ys}\cdot d-0{,}5\cdot\frac{\left(A_s\cdot f_{ys}\right)^2}{b_1\cdot\eta_c\cdot f_c}\right)-\xi_{E,M}\cdot\left(M_c+M_p+\left(M_{q_1}+M_{Q_1}\right)\right)=0 \qquad (2)$$

M_c momento flector debido al peso propio de la viga;

M_p momento flector debido a las cargas permanentes;

M_{q_1} momento flector debido a la carga distribuida del modelo para la acción variable dominante;

M_{Q_1} momento flector debido a la carga concentrada del modelo para la acción variable dominante;

b_1 ancho de la sección transversal en el centro del vano;

d canto útil de la sección transversal;

A_s área del acero de armar;

f_{ys} límite elástico del acero de armar;

f_c resistencia a compresión del hormigón;

η_c factor de conversión de la resistencia a compresión del hormigón;

$\xi_{E,M}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de los efectos de las acciones (momentos flectores);

$\xi_{R,M}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de la resistencia frente a momentos flectores.

Para la sección de apoyo de una viga de hormigón armado se consideran dos Funciones de Estado Límite, para la tracción en el alma (3) y la compresión oblicua en el alma (4), respectivamente:

$$\xi_{R,Vs}\cdot\left(A_{sw}\cdot f_{ys}\cdot 0{,}9\cdot d\right)-\xi_{E,V}\cdot\left(V_c+V_p+\left(V_{q_1}+V_{Q_1}\right)\right)=0 \qquad (3)$$

$$\xi_{R,Vc}\cdot\left(b_A\cdot d\cdot 0{,}5\cdot\eta_c\cdot f_c\right)-\xi_{E,V}\cdot\left(V_c+V_p+\left(V_{q_1}+V_{Q_1}\right)\right)=0 \qquad (4)$$

V_c esfuerzo cortante debido al peso propio de la viga;

V_p esfuerzo cortante debido a las cargas permanentes;

V_{q_1} esfuerzo cortante debido a la carga distribuida del modelo para la acción variable dominante;

V_{Q_1} esfuerzo cortante debido a la carga concentrada del modelo para la acción variable dominante;

b_A espesor del alma de la sección transversal en la sección de apoyo;

A_{sw} área por unidad de longitud de la armadura de cortante;

$\xi_{E,V}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de los efectos de las acciones (esfuerzos cortante);

$\xi_{R,Vs}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de la resistencia frente a tracción en el alma;

$\xi_{R,Vc}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de la resistencia frente a compresión oblicua en el alma.

4.4.3 Pilares

Los casos considerados en el presente trabajo se caracterizan por los siguientes aspectos, en consonancia con lo especificado en el apartado 4.2:

- estructuras de edificación con elementos de hormigón armado;
- elementos isostáticos;
- pilares con secciones transversales cuadradas, con disposición simétrica de la armadura;
- esfuerzo axil de compresión simple en la base del pilar;
- fenómenos de inestabilidad excluidos a través de medidas adecuadas.

La Función de Estado Límite para la sección transversal de un pilar de hormigón armado, solicitado por un esfuerzo axil de compresión simple, se expresa en los siguientes términos:

$$\xi_{R,N}\left(a^2 \cdot \eta_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys}\right) - \\ -\xi_{E,N}\left(N_{cv} + N_{cp} + N_{p1} + N_{cub} + N_{p2} + N_{q1} + \psi_o \cdot N_{q2}\right) = 0 \quad (5)$$

N_{cv} esfuerzo axil debido al peso propio de las vigas de los forjados y de la cubierta;

N_{cp} esfuerzo axil debido al peso propio del pilar;

N_{p1} esfuerzo axil debido a las cargas permanentes actuando sobre las vigas de planta;

N_{p2} esfuerzo axil debido a las cargas permanentes actuando sobre las vigas de cubierta (falsos techos, instalaciones, etc.);

N_{cub} esfuerzo axil debido a los elementos resistentes y no resistentes de la cubrición;

N_{q1} esfuerzo axil debido a la acción variable dominante;

N_{q2} esfuerzo axil debido a la acción variable concomitante;

a dimensión de un lado de la sección transversal del pilar;

A_s área total del acero de armar;

ψ_o coeficiente para el valor de combinación de la acción variable;

$\xi_{E,N}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de los efectos de las acciones (esfuerzos axiles);

$\xi_{R,N}$ coeficiente de incertidumbre del modelo para el cálculo de la resistencia frente a esfuerzos axiles.

4.5 Dimensionado estricto

De acuerdo con la práctica española actual, el dimensionado de los elementos de hormigón armado de edificación se debe realizar según las reglas de los documentos [17][1)] para las Bases de Proyecto, [18][1)] para las Acciones y [5] para la Resistencia. Se puede asumir que los tres documentos forman un conjunto consistente y que son compatibles desde el punto de vista de los criterios modernos de fiabilidad estructural. Efectivamente, los dos primeros de estos documentos se han redactado siguiendo los criterios de fiabilidad estructural según [3], mientras que las reglas de [5] están basadas en la prenorma europea [15] que a su vez es compatible con los principios de [3] (apartado 1.2).

Para el dimensionado estricto de los elementos de hormigón armado se asume un control intenso de la ejecución, en la terminología de [5]. Se trata de la misma hipótesis que se había adoptado con anterioridad para la deducción de los modelos probabilistas que reflejan el estado de incertidumbre inherente en los modelos de dimensionado según las normas en vigor (apartado 3). Esta hipótesis se adopta por los siguientes motivos:

- La influencia de la intensidad del control en los modelos semiprobabilistas contenidos en la instrucción [5] que está en vigor no es el resultado de una calibración consistente: La supuesta relación entre el nivel de control de la ejecución y el valor de cálculo de las acciones permanentes no está suficientemente demostrado, mientras que, desde un punto de vista conceptual, la dependencia del valor de cálculo de las acciones variables del citado nivel de control resulta más que discutible.
- Los modelos semiprobabilistas de la prenorma europea [15] en los que se basa en gran parte la instrucción [5] han sido parcialmente calibrados. Además, [15] considera un único nivel de control que en la terminología de [5] correspondería a un control intenso.
- El documento [17][1)], finalmente, tampoco introduce diferentes niveles de control ya que en su redacción se ha considerado que una diferenciación de este tipo necesariamente requeriría un trabajo previo de calibración.

El dimensionado estricto de las vigas y de los pilares de hormigón armado implica un cálculo iterativo debido a la interacción entre las dimensiones finales y el peso propio de los elementos estructurales. En el marco del presente trabajo se han estudiado 23010 elementos hipotéticos (240 vigas de cubierta; 450 vigas de planta; 22320 pilares), cubriendo la mayoría de los casos que se puedan producir en la práctica (apartado 4.3). El dimensionado estricto de las vigas y de los pilares mencionados se ha realizado de manera automática, utilizando un programa de ordenador desarrollado específicamente para este fin e implementado en MATLAB 6.5.

4.6 Análisis de fiabilidad

4.6.1 Generalidades

De acuerdo con el procedimiento establecido en el apartado 4.2, la determinación del nivel de fiabilidad implícito en las normas españolas para el dimensionado de las estructuras de hormigón en edificación requiere el análisis de la fiabilidad de los elementos estructurales representativos (apartado 4.3), dimensionados de manera estricta (apartado 4.5). Para el análisis de la fiabilidad de un elemento o de una estructura existen diferentes métodos, numéricos o analíticos [22]. A efectos del presente trabajo se emplea el método FOSM (*First Order Second Moment*) que permite caracterizar numéricamente la

fiabilidad de una estructura en términos de su índice de fiabilidad para el que, a su vez, existe una relación directa con la probabilidad de fallo, asociada a un determinado periodo de referencia.

El estudio está basado en las Funciones de Estado Límite representadas en el apartado 4.4, así como en los modelos probabilistas para las variables obtenidos en el apartado 3.3. Los cálculos probabilistas se efectúan con el programa de ordenador [23] que trata las variables de acuerdo con [24] y permite calcular índices de fiabilidad según el método FOSM, así como las correspondientes probabilidades de fallo. Este programa se ha dotado, específicamente para este trabajo, con un pre- y un post-procesador que permiten la lectura y el tratamiento automáticos de los resultados obtenidos en el dimensionado estricto de los elementos representativos seleccionados, posibilitando el análisis de un total de 24390 mecanismos de fallo.

4.6.2 Resultados

- Representación

Los resultados obtenidos en el presente estudio se representan gráficamente, en términos del índice de fiabilidad, β, y de la probabilidad de fallo, p_f, en función del ratio entre las cargas variables y las cargas totales, ν. En el caso de las vigas de planta, este ratio ν se obtiene de acuerdo con la relación (6). Para las vigas de cubierta y los pilares, respectivamente, la determinación de ν es análoga.

$$\nu = \frac{\bar{q}_{k,1} + \frac{Q_{k,1}}{l}}{\bar{g}_{k,c} + \bar{g}_{k,p} + \bar{q}_{k,1} + \frac{Q_{k,1}}{l}} \qquad (6)$$

$\bar{g}_{k,c}$ valor característico del peso propio de la viga;

$\bar{g}_{k,p}$ valor característico de las cargas permanentes actuando sobre la viga;

$\bar{q}_{k,1}$ valor característico de la acción variable dominante que actúa sobre la viga;

$Q_{k,1}$ valor característico de la carga concentrada del modelo para la acción variable dominante;

l luz de la viga.

Frente a otras posibles representaciones de los resultados, en función de otros parámetros, por la combinación de los siguientes motivos principales se ha optado por reflejarlos en función del ratio ν:

- La dependencia del índice de fiabilidad y de la probabilidad de fallo de parámetros distintos a las cargas permanentes y variables, tales como la luz de las vigas o la resistencia del hormigón, es reducida.
- La representación de los resultados en función de un parámetro que se pueda establecer para todos los elementos estructurales analizados, facilita su comparación.

Los resultados obtenidos para las 240 vigas de cubierta, las 450 vigas de planta y los 22320 pilares se reflejan por separado en las Figuras 2, 3 y 4, respectivamente. En el caso de las vigas se distingue, además, entre los resultados obtenidos para los tres mecanismos de fallo analizados, la rotura por flexión de la sección del centro del vano, la rotura por tracción en el alma de la sección de apoyo, y la rotura por compresión oblicua en el alma de la sección de apoyo, respectivamente.

Aparte de la representación gráfica de todos los resultados obtenidos, se indican los siguientes valores numéricos para el índice de fiabilidad, β, y la probabilidad de fallo, p_f, tanto por separado para los diferentes mecanismos de fallo como para la totalidad de los resultados correspondientes a los diferentes elementos estructurales analizados (vigas de cubierta; vigas de planta; pilares):

- valor medio (respectivamente μ_β y μ_{p_f}):
- desviación típica (σ_β; σ_{p_f});
- coeficiente de variación (v_β; v_{p_f});
- fiabilidad máxima (β_{max} ; $p_{f,min}$);
- fiabilidad mínima (β_{min} ; $p_{f,max}$).

Los índices de fiabilidad y las probabilidades de fallo indicados se refieren a todo el período de servicio de la estructura para el que se admite 50 años, de acuerdo con la práctica habitual [3].

- Vigas de cubierta

Los índices de fiabilidad, β, obtenidos para las vigas de cubierta de hormigón armado, dimensionadas de manera estricta según las reglas de las normas estructurales españolas, están afectados por una dispersión que no se puede despreciar, pero que se sitúa dentro de unos límites esperables. Es interesante observar (Figura 2) que en los casos de los mecanismos de rotura inducidos por la plastificación de la armadura (flexión; tracción en el alma), el nivel máximo de fiabilidad se produce para valores del ratio entre las cargas variables y las cargas totales, ν, del orden de 0,15. El nivel de fiabilidad disminuye tanto para valores inferiores como para valores superiores del ratio ν. Los valores mínimos del índice de fiabilidad se obtienen para los casos en los que la acción variable (carga de nieve) predomina sobre las cargas permanentes, para valores de ν del orden de 0,7. Si la rotura se produce por compresión oblicua en el alma, los valores máximos del índice de fiabilidad se observan para ratios ν del orden de 0,4, claramente superiores que en los casos de los anteriores mecanismos de fallo. Además, en el caso de la rotura por compresión oblicua en el alma el índice de fiabilidad máximo es inferior y el índice de fiabilidad mínimo superior a los valores correspondientes obtenidos para los otros mecanismos de fallo. En consecuencia, con un coeficiente de variación para los índices de fiabilidad del 3,4%, para este mecanismo de rotura la dispersión es sensiblemente inferior a la dispersión observada para la rotura por flexión y por tracción en el alma, con coeficientes de variación del 7,4% y del 6,6%, respectivamente. Los valores medio de los índices de fiabilidad son del mismo orden de magnitud para los tres mecanismos de fallo analizados, con un valor medio máximo de 4,26 para la rotura por flexión de la sección del centro del vano, y con un valor medio

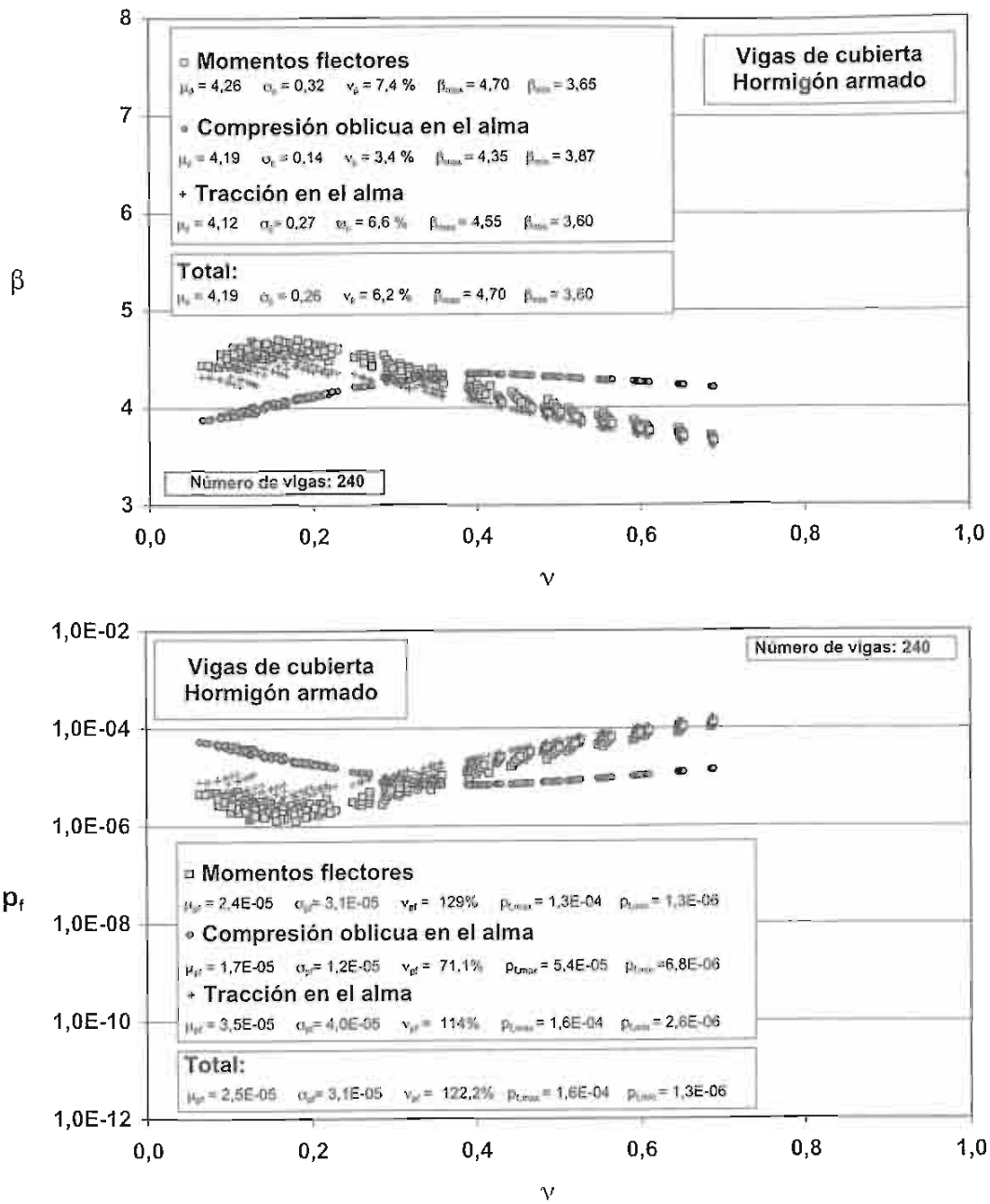

Figura 2. Índice de fiabilidad, β, y probabilidad de fallo, p_f, en función del ratio entre cargas variables y totales, ν, para tres mecanismos de fallo de cada una de las 240 vigas de cubierta de hormigón armado analizadas (Período de referencia: 50 años).

mínimo de 4,12 para la rotura por tracción en el alma de la sección de apoyo.

La evaluación estadística de la totalidad de los resultados obtenidos para los tres mecanismos de fallo de cada una de las 240 vigas de cubierta conduce a un valor medio del índice de fiabilidad de 4,19. Este valor es superior al valor nominal del índice de fiabilidad requerido para todo el período de servicio que según muchas normas, entre las que se encuentran [17][1] y [3], se eleva a 3,8. Teniendo en cuenta que para la deducción de los modelos probabilistas que reflejen el estado de incertidumbre correspondiente a la fase de dimensionado de las estructuras se ha empleado el método FORM normalizado (apartado 3.2) cuyas hipótesis son conservadoras al emplear valores normalizados para los factores de sensibilidad según [17][1] y [3], la diferencia entre el valor medio obtenido y el valor nominal requerido del índice de fiabilidad no es despreciable. De haber adoptado unas hipótesis menos conservadoras en la deducción de los modelos probabilistas, esta diferencia sería aun mayor.

Por otro lado, con unos valores mínimo y máximo del índice de fiabilidad de 3,6 para la rotura por tracción en el alma de una de las vigas y 4,7 para la rotura por flexión de otra viga, respectivamente, así como con un coeficiente de variación para todos los resultados del 6,2%, la dispersión parece sorprendentemente pequeña. Esta conclusión, aparentemente favorable si se tiene en cuenta que las reglas de las normas empleadas no han sido calibradas según métodos consistentes de fiabilidad estructural, cambia radicalmente al representar los mismos resultados en términos de la probabilidad de fallo, en lugar del índice de fiabilidad. Según el mecanismo de rotu-

ra analizado, el coeficiente de variación de los resultados alcanza valores que oscilan entre el 71,1% (rotura por compresión oblicua en el alma) y el 129% (rotura por flexión). Para la totalidad de los resultados correspondientes a las vigas de cubierta, el coeficiente de variación se sitúa en el 122,2%. Estas importantes dispersiones observadas se manifiestan por ejemplo en que en el caso de la probabilidad de fallo por flexión de las vigas de cubierta analizadas, el valor máximo es 100 veces superior al valor mínimo. Teniendo en cuenta la totalidad de los 720 resultados, este factor se eleva hasta 123.

- Vigas de planta

La Figura 3 pone de manifiesto que en el caso de las vigas de planta de hormigón armado la variación de los índices de fiabilidad en función de las condiciones de carga, expresadas en términos del ratio entre las cargas variables y las cargas totales, ν, es similar a la observada para las vigas de cubierta. En este caso, los mecanismos de rotura inducidos por la plastificación de la armadura (flexión; tracción en el alma), alcanzan el nivel máximo de fiabilidad para valores del ratio ν del orden de 0,2. Los valores mínimos del índice de fiabilidad se obtienen para los casos en los que las acciones variables predominan sobre las cargas permanentes, para valores de ν comprendidos entre 0,8 y 0,9. Si la rotura se produce por compresión oblicua en el alma, los valores máximos del índice de fiabilidad se observan para ratios ν del orden de 0,5. Además, en este último caso el valor máximo del índice de fiabilidad, β, es inferior a los valores máximos obtenidos para los dos mecanismos de fallo en los que se plastifica la armadura, mientras que los valores mínimos se sitúan en el mismo orden de magnitud para los tres mecanismos de fallo analizados. Esta observación tiene su reflejo también en la evaluación

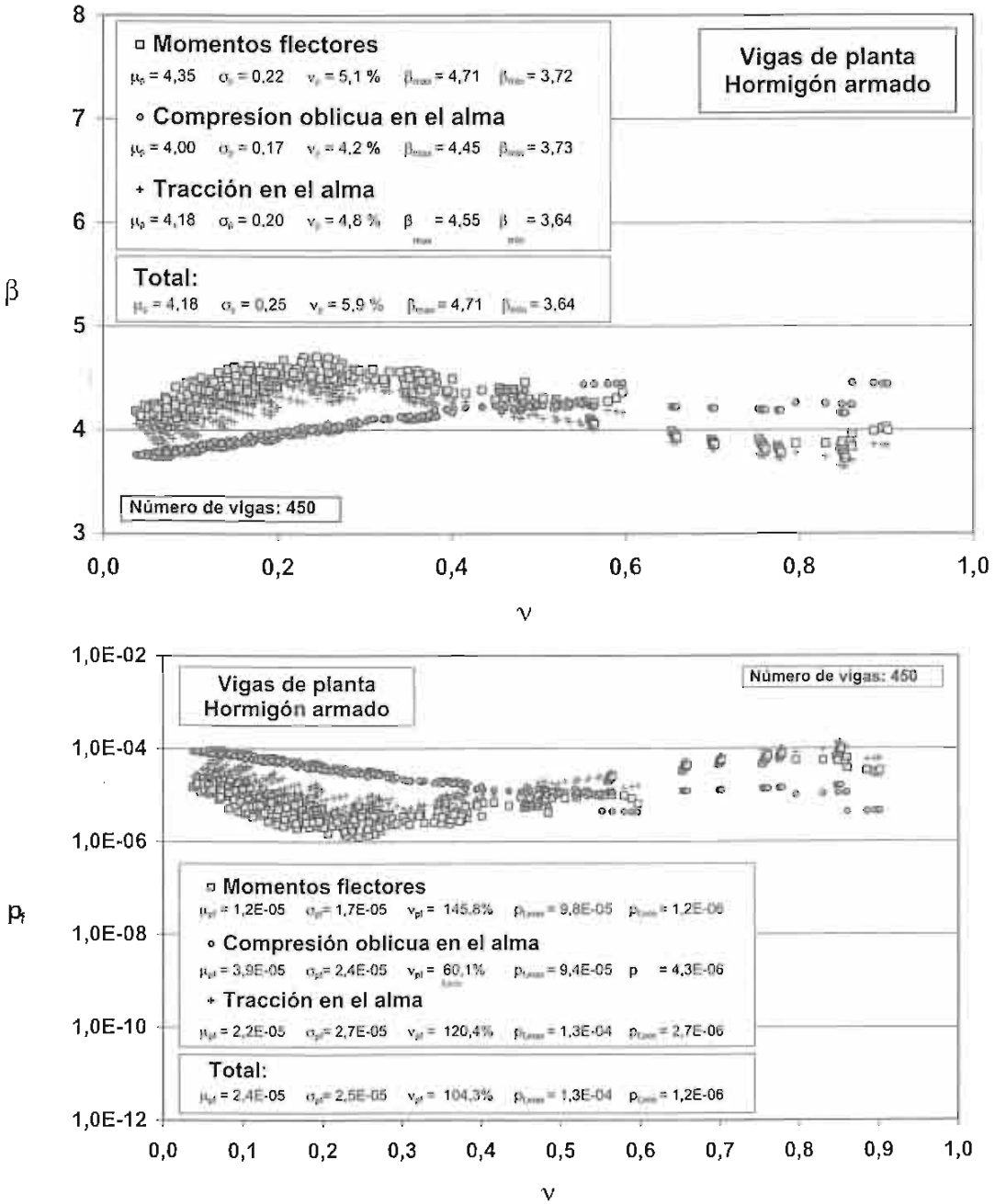

Figura 3. Índice de fiabilidad, β, y probabilidad de fallo, p_f, en función del ratio entre cargas variables y totales, ν, para tres mecanismos de fallo de cada una de las 450 vigas de planta de hormigón armado analizadas (Período de referencia: 50 años).

estadística de los resultados: Con un coeficiente de variación del 4,2%, la dispersión de los resultados es menor para la rotura por compresión oblicua en el alma de la sección de apoyo que para los mecanismos de rotura por flexión de la sección del centro de vano y por tracción en el alma de la sección de apoyo, donde los coeficientes de variación son del orden del 5,1% y del 4,8%, respectivamente. El valor medio máximo del índice de fiabilidad se obtiene para el mecanismo de fallo por flexión de la sección del centro de vano (4,35), y el valor medio mínimo para la rotura por compresión oblicua en el alma de la sección de apoyo (4,00).

La evaluación conjunta de todos los 1350 resultados estriba en un valor medio del índice de fiabilidad de 4,18 con un coeficiente de variación del 5,9%. El valor medio es superior al valor nominal del índice de fiabilidad, referido a todo el periodo de servicio, requerido por las normas empleadas, [17][1], [18][1], [5], para los Estados Límite Últimos: $\beta = 3{,}8$. Igual que en el caso de las vigas de cubierta, esta diferencia sería incluso mayor si para la deducción de los modelos probabilistas que representan el estado de incertidumbre correspondiente a la fase de dimensionado de las estructuras (apartado 3.2) se hubieran adoptado unas hipótesis menos conservadoras que las correspondientes al método FORM normalizado.

De la misma manera que en el caso de las vigas de cubierta, al representar los resultados para las vigas de planta en términos de la probabilidad de fallo su variación se dispara. Por ejemplo en el caso de la probabilidad de fallo por flexión, el valor máximo es 82 veces superior al valor mínimo. En consonancia con esta observación, para la probabilidad de fallo por flexión de las 450 vigas de planta se determina un coeficiente de variación del 145,8%. Para la totalidad de los 1350 resultados correspondientes a las vigas de planta, el valor máximo de la probabilidad de fallo es 108 veces superior al valor mínimo y el coeficiente de variación se eleva al 104,3%. Estos valores apuntan a una dispersión algo menor, pero del mismo orden de magnitud que en el caso de las vigas de cubierta, y con valores medios muy similares (Figuras 2 y 3).

- Pilares

Los índices de fiabilidad, β, obtenidos para los pilares de hormigón armado, dimensionados de manera estricta según las reglas de las normas estructurales españolas, alcanzan su nivel máximo para valores del ratio entre las cargas variables y las cargas totales, ν, del orden de 0,3 (Figura 4). Los valores mínimos del índice de fiabilidad se observan para los casos en los que la nieve constituye la acción variable dominante, con valores de ν del orden de 0,6. Tanto el índice de fiabilidad máximo (5,84) como el índice de fiabilidad mínimo (4,29) son sensiblemente superiores a los valores correspondientes obtenidos para las vigas de cubierta y de planta. Consecuentemente, con un valor de 5,24 el índice de fiabilidad medio de la totalidad de los 22320 resultados obtenidos para los pilares analizados también supera ampliamente los valores medio correspondientes a las vigas de cubierta y de planta, respectivamente. Además, conviene destacar que los índices de fiabilidad de todos los pilares son superiores al valor requerido por las normas que lo fijan normalmente en 3,8 para los Estados Límite Últimos. Por otro lado, con un coeficiente de variación del 4,3% la dispersión de los resultados es aparentemente pequeña también en el caso de los pilares.

Los índices de fiabilidad para los pilares superan los obtenidos para las vigas, lo que se traduce en probabilidades de fallo menores. Consecuentemente, por la relación existente entre probabilidad de fallo e índice de fiabilidad [3], la dispersión de los resultados obtenidos para los pilares en términos de su probabilidad de fallo es superior a la dispersión observada para las vigas. Y eso a pesar de que la dispersión de los resultados en términos del índice de fiabilidad sea algo menor para los pilares que para las vigas, tanto de cubierta como de planta. Efectivamente, en el caso de los pilares el valor máximo de la probabilidad de fallo por compresión es 3423 veces superior al valor mínimo. El coeficiente de variación para los 22320 resultados correspondientes a los pilares de hormigón armado es del 308,2%.

4.6.3 Comparaciones

- Resultados del presente estudio

En la Tabla 2 se recapitulan los valores medios, μ_β, y los coeficientes de variación, v_β, del índice de fiabilidad, β, para la totalidad de los resultados obtenidos para las vigas de cubierta, las vigas de planta y los pilares. El valor medio máximo del índice de fiabilidad se obtiene para los pilares. Los valores medios del índice de fiabilidad de las vigas de cubierta y de planta son prácticamente idénticos, pero sensiblemente inferiores al valor correspondiente para los pilares. A efectos de la cuantificación de la diferencia resulta más ilustrativo emplear las probabilidades de fallo. De acuerdo con los resultados reflejados en la Tabla 2, el valor medio de la probabilidad de fallo de los pilares es aproximadamente 110 veces inferior al valor medio de la probabilidad de fallo de las vigas.

Tal y como se ha comentado en el apartado anterior, en términos del índice de fiabilidad, la dispersión de los resultados aparentemente es pequeña, con coeficientes de variación del orden del 6% para las vigas y de algo más del 4% para los pilares. Que estas dispersiones no son despreciables se pone de manifiesto al analizar los coeficientes de variación para los resultados obtenidos en términos de probabilidades de fallo; para las vigas de hormigón armado el coeficiente de variación supera el 100% mientras que en el caso de los pilares incluso supera el 300%. Teniendo en cuenta que las reglas de las normas cuyo nivel de fiabilidad implícito se ha determinado en el marco del presente trabajo no han sido calibradas según métodos consistentes de fiabilidad estructural, la dispersión de los resultados obtenidos no debe sorprender.

Un determinado fractil de la variable β, por ejemplo del 5%, se puede estimar suponiendo que los resultados obtenidos para los índices de fiabilidad de los elementos analizados obedezcan a una distribución normal. De acuerdo con la terminología empleada en la mayoría de las normas estructurales modernas ([3], [17][1]), este valor equivaldría en cierto modo a un valor característico del índice de fiabilidad, β_k. Con los resultados obtenidos para las vigas de cubierta (apartado 4.6.2), resumidos en la Tabla 2, el fractil del 5% del índice de

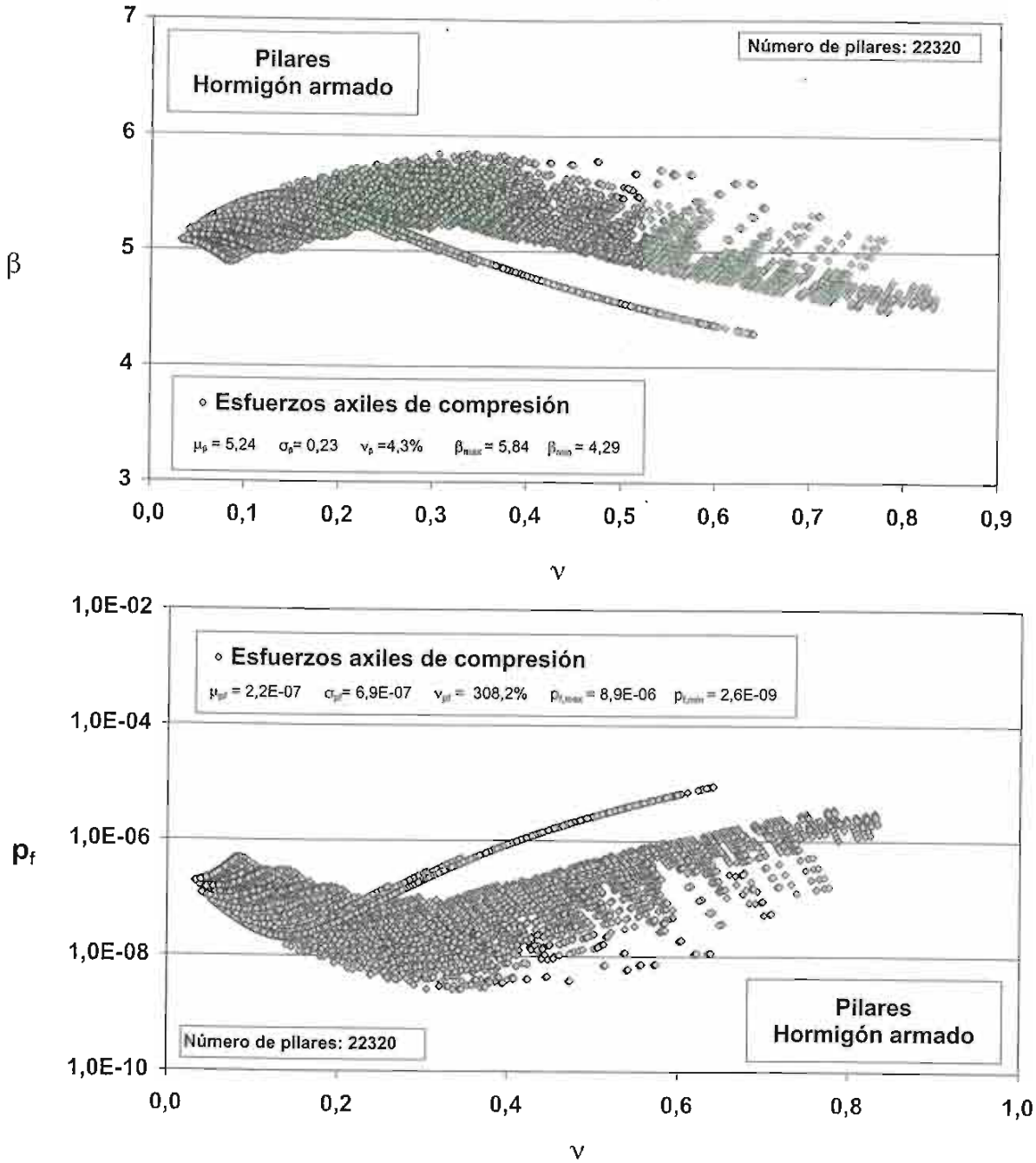

Figura 4. Índice de fiabilidad, β, y probabilidad de fallo, p_f, en función del ratio entre cargas variables y totales, ν, para los 22320 pilares de hormigón armado analizados (Período de referencia: 50 años).

Tabla 2. Evaluación estadística de los índices de fiabilidad, β, y de las probabilidades de fallo, p_f, de los elementos estructurales dimensionados de manera estricta según la normativa española (Período de referencia: 50 años).

μ_β; ν_β; β_k valor medio; coeficiente de variación; valor característico del índice de fiabilidad.

μ_{p_f}; ν_{p_f} valor medio; coeficiente de variación de la probabilidad de fallo.

Elementos estructurales	Nº de elementos analizados	Mecanismos de fallo por elemento	Nº de resultados	Índice de fiabilidad			Probabilidad de fallo	
				μ_β	ν_β	β_k	μ_{p_f}	ν_{p_f}
Vigas de cubierta	240	3	720	4,19	0,062	3,76	$2{,}5\cdot10^{-5}$	1,22
Vigas de planta	450	3	1350	4,18	0,059	3,77	$2{,}4\cdot10^{-5}$	1,04
Pilares	22320	1	22320	5,24	0,043	4,86	$2{,}2\cdot10^{-7}$	3,08

fiabilidad sería del orden de 3,76. Este resultado se puede interpretar en el sentido de que para el 5% de las vigas de cubierta de hormigón armado, dimensionadas de manera estricta según las normas [17][1)], [18][1)] y [5], el índice de fiabilidad es inferior a 3,76. De manera análoga, se puede estimar que para aproximadamente el 6,7% de las mismas vigas resulta un índice de fiabilidad inferior al valor nominal requerido de 3,8. Para las vigas de planta los resultados son prácticamente idénticos, con un valor característico del índice de fiabilidad de 3,77 y el 6,4% de las vigas dimensionadas de manera estricta que no cumplen el requisito de fiabilidad estructural. Mientras que para las vigas de hormigón armado el valor característico del índice de fiabilidad equivale aproximadamente al valor requerido para un periodo de referencia de 50 años, $\beta = 3{,}8$, para los pilares se sitúa muy por encima de este requisito, con $\beta_k = 4{,}86$. En concordancia con este resultado, el porcentaje de pilares estrictos que no cumplen el requisito de fiabilidad resulta marginal.

- Otros resultados

En el marco de un análisis de posibles modificaciones de los coeficientes parciales en los Eurocódigos, el *Joint Nordic Group for Structural Matters*, dependiente de la agencia encargada de la armonización de los reglamentos de los países nórdicos en el campo de la edificación, NKB, evaluó la fiabilidad de estructuras dimensionadas según las citadas normas (Eurocódigos). El alcance del estudio se limitó a vigas y pilares isostáticos de hormigón armado, acero y madera laminada encolada [25]. De acuerdo con la información disponible, en el caso de los elementos de hormigón armado se dimensionaron, de manera estricta según los Eurocódigos [26], [27], [28] y [15], 6 vigas con una luz constante de 12 m, así como 6 pilares. Según los resultados disponibles, como única acción variable se consideró la carga de nieve, por lo que se debe suponer que se trata, respectivamente de vigas de cubierta y de pilares de la última planta de un edificio. Para los elementos así dimensionados se determinaron los índices de fiabilidad para un período de referencia de un año. En el informe [25] están representados, de manera gráfica pero no numérica, los resultados así obtenidos.

En el estudio nórdico [25] y en el presente trabajo se estima el nivel de fiabilidad requerido implícitamente por dos diferentes conjuntos de normas, los Eurocódigos y las normas españolas para el dimensionado de las estructuras de edificación con elementos de hormigón armado, respectivamente. Tal y como se menciona con anterioridad, el conjunto formado por los borradores de las normas [17][1)] para las Bases de Proyecto y [18][1)] para las Acciones, así como por la norma [5] para la Resistencia, es compatible con el conjunto de los Eurocódigos correspondientes. No obstante, a pesar de esta compatibilidad no es posible comparar directamente los resultados obtenidos en los dos estudios. A estos efectos es necesario, en primer lugar, referir los índices de fiabilidad de ambos al mismo período de tiempo. Al transformar los índices de fiabilidad obtenidos en el estudio [25] para un período de referencia de un año a un período de 50 años, correspondiente al adoptado en el presente estudio, se pueden comparar los índices de fiabilidad, para el fallo inducido por momentos flectores, de las vigas de hormigón según el estudio nórdico con los índices de fiabilidad obtenidos en el presente estudio para el mismo mecanismo de fallo en las vigas de cubierta (Figura 5).

En el caso de los pilares, la comparación de los dos estudios requiere, además de la transformación de los resultados de [25] a un período de referencia de 50 años, la extracción de la Figura 4 de los resultados correspondientes a los pilares de la última planta de un edificio. Es decir, en concordancia con las hipótesis del estudio nórdico según los datos disponibles, solo se tienen en cuenta los pilares de hormigón armado expuestos a situaciones con la carga de nieve como única acción variable (Figura 6).

A pesar de la selección de resultados equivalentes de los dos estudios, así como de su transformación al mismo período de

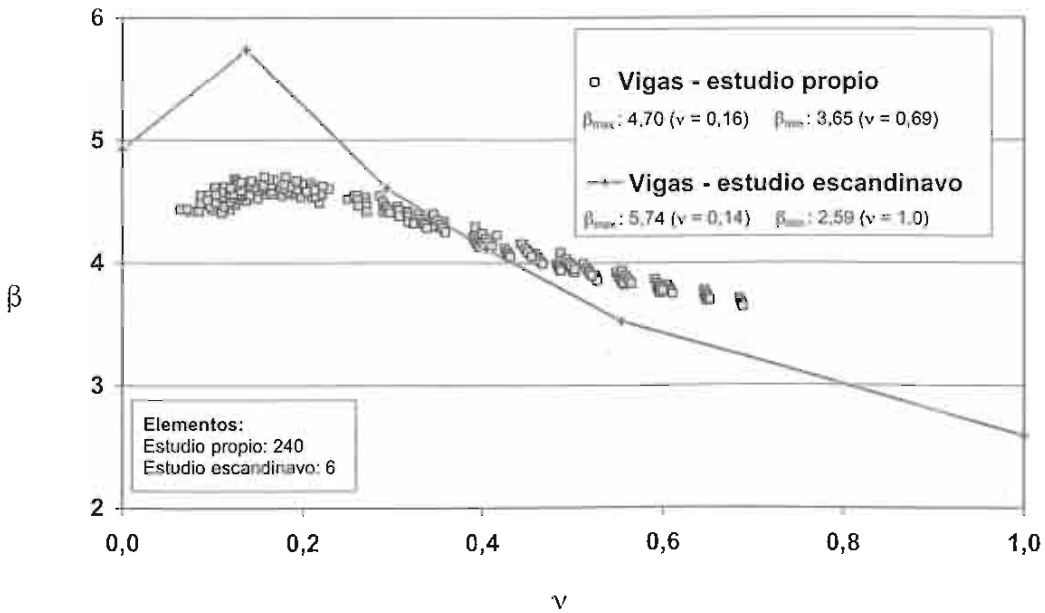

Figura 5. Índice de fiabilidad, β, en función del ratio entre cargas variables y totales, ν, para el mecanismo de fallo por flexión. Comparación de los resultados obtenidos en el presente estudio para 240 vigas de cubierta de hormigón armado con los resultados del estudio [25] (Período de referencia: 50 años).

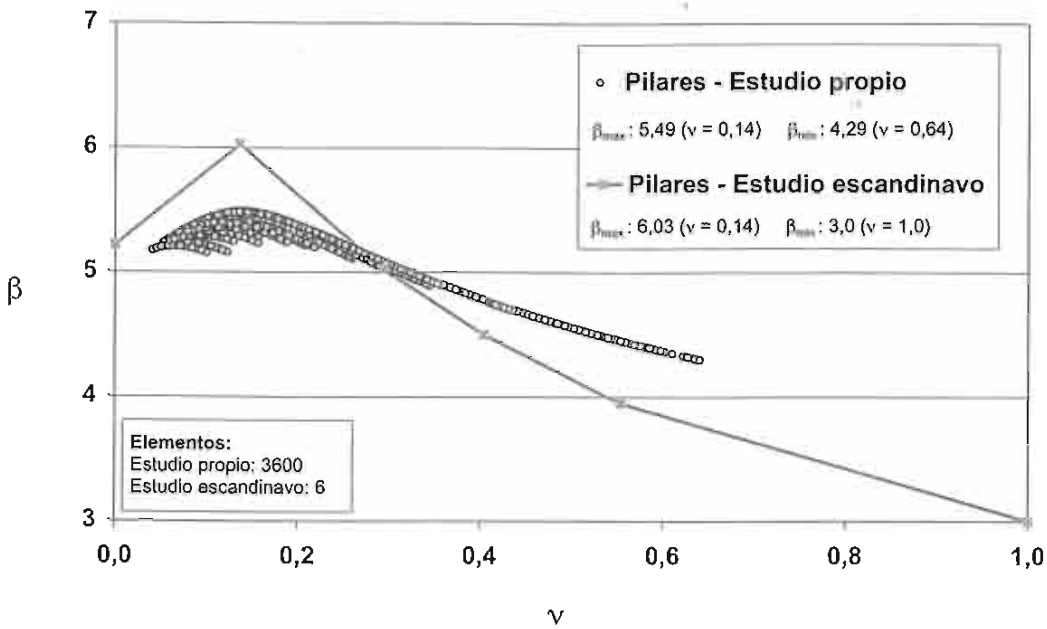

Figura 6. Índice de fiabilidad, β, en función del ratio entre cargas variables y totales, ν, para pilares de hormigón armado expuestos a situaciones con la carga de nieve como única acción variable. Comparación de los 3600 resultados del presente estudio con los resultados del estudio [25] (Período de referencia: 50 años).

referencia, la comparación se debe efectuar con la máxima cautela. Eso por una serie de razones:

- En primer lugar, en el estudio [25] se han empleado modelos probabilistas con funciones de distribución realistas para las diferentes variables. Consecuentemente, estos modelos no cumplen con todos los requisitos que se han establecido para los modelos probabilistas empleados en el presente estudio (apartado 3.1). En particular, al no haberlos deducido según un procedimiento similar al establecido en el apartado 3.2, los modelos probabilistas empleados en el estudio nórdico no representan el estado de incertidumbre asociado a las reglas de los Eurocódigos.

- Al tratarse de modelos realistas, los empleados en el estudio [25] representan las características de las acciones y de las resistencias de los elementos estructurales para su ámbito de aplicación, los países nórdicos. Estos modelos probabilistas no necesariamente son representativos para la situación en otras zonas geográficas, como España, donde pueden existir considerables diferencias en cuanto a las acciones e influencias a las que estén expuestas las estructuras, los métodos de construcción, la calidad de ejecución y los procedimientos para asegurarla, etc.

- De acuerdo con la información disponible, en la determinación de los índices de fiabilidad según el estudio [25], no se han tenido en cuenta las incertidumbres de los modelos para el cálculo de los efectos de las acciones. Eso en contraste con el presente estudio.

- En el estudio [25] se han incluido casos con una relación entre cargas variables y totales de, respectivamente, $\nu = 0$ (situaciones sin acciones variables) y $\nu = 1$ (estructuras sin peso propio ni cargas permanentes). Dado el reducido número de resultados, los índices de fiabilidad obtenidos para estos casos poco realistas pueden distorsionar considerablemente el conjunto de resultados, particularmente su dispersión.

- La deducción de los índices de fiabilidad obtenidos en el estudio nórdico a partir de un gráfico, a efectos de su posterior transformación a un período de referencia de 50 años, constituye una fuente de incertidumbre adicional.

La comparación de los resultados obtenidos en los dos estudios pone de manifiesto, en primer lugar, una cierta similitud en el aspecto de la relación entre índice de fiabilidad, β, y ratio entre cargas variables y totales, ν. Tanto en el caso de las vigas de cubierta (Figura 5) como de los pilares de la última planta (Figura 6), el nivel máximo de fiabilidad se observa para valores de ν del orden de 0,15. La fiabilidad disminuye en la medida en que el ratio ν se aleja de este valor, aunque la reducción sea mayor para los casos en los que la carga de nieve tenga una mayor relevancia (ratio ν creciente). Consecuentemente, debido a que en el estudio nórdico se han analizado casos con $\nu = 1$, los valores mínimos obtenidos para los índices de fiabilidad son considerablemente inferiores a los obtenidos en el presente estudio. Por otro lado, tanto para las vigas de cubierta como para los pilares de la última planta, los índices de fiabilidad máximos obtenidos en el estudio nórdico superan los valores máximos del presente estudio. La dispersión de los resultados es por ello superior en el estudio nórdico, lo que se refleja en los coeficientes de variación para los índices de fiabilidad, v_β, (Tabla 3). Estos coeficientes se habrían reducido considerablemente si en el estudio nórdico solo se hubieran tenido en cuenta casos con ratios ν realistas. A pesar de que la dispersión de los resultados todavía sería mayor, de esta manera los coeficientes de variación serían comparables a los obtenidos en el presente estudio: 7,4% para las vigas de cubierta y 6% para los pilares de última planta.

Para el mecanismo de fallo por flexión de las vigas de cubierta, los valores medio del índice de fiabilidad, μ_β, son prácticamente idénticos en ambos estudios (Tabla 3). Por otro lado, en el caso de los pilares la diferencia entre los valores medio del índice de fiabilidad no es despreciable, con $\mu_\beta =$ 5,12 obtenido en el presente estudio frente a 4,62 en [25].

Tabla 3. Índices de fiabilidad obtenidos para vigas de cubierta y pilares de última planta. Comparación con el estudio [25] (Período de referencia: 50 años).

Elementos estructurales y Mecanismo de fallo	Estudio propio			Estudio [25]		
	Nº de resultados	μ_β	V_β	Nº de resultados	μ_β	V_β
Vigas de cubierta. Flexión en centro del vano.	240	4,26	0,074	6	4,25	0,26
Pilares de última planta. Compresión centrada.	3600	5,12	0,06	6	4,62	0,23

Debido a la mencionada falta de calibración, según métodos probabilistas, de las reglas de las normas actuales, no se puede esperar que los índices de fiabilidad de los elementos dimensionados de manera estricta según estas normas, se encuentren dentro de unos límites muy estrechos. Si además se tienen en cuenta las importantes diferencias entre campo de aplicación, alcance e hipótesis adoptadas para la realización de los dos estudios, los resultados obtenidos parecen convincentes. Efectivamente, el orden de magnitud del nivel de fiabilidad requerido implícitamente por dos conjuntos de normativas consistentes en sí y compatibles entre ellos, es comparable. Además, en ambos estudios se observa una dependencia similar entre la fiabilidad estructural y las características de las cargas, expresadas a través del ratio entre cargas variables y totales, ν.

4.7 Observaciones finales

Los índices de fiabilidad, β, obtenidos para las vigas, tanto de cubierta como de planta, construidas de hormigón armado y dimensionadas de manera estricta según las reglas de las normas estructurales españolas, están afectados por una dispersión que se sitúa dentro de unos límites esperables. Con un valor medio del índice de fiabilidad –referido a todo el periodo de servicio de la estructura– para los dos conjuntos de vigas analizadas de aproximadamente 4,18, el coeficiente de variación se sitúa en un 6%, aproximadamente. Para los pilares de hormigón armado, dimensionados de manera análoga a las vigas, el valor medio del índice de fiabilidad referido a todo el periodo de servicio, resulta sensiblemente superior ($\mu_\beta = 5{,}24$), mientras que con un coeficiente de variación del 4,3% la dispersión es menor que en el caso de las vigas. Esta última observación parece plausible si se tiene en cuenta que por cada pilar se ha considerado un único mecanismo de fallo, mientras que por cada viga se analizaron tres mecanismos distintos. Tanto para las vigas como para los pilares, el valor medio del índice de fiabilidad es superior al valor requerido por las normas que lo fijan normalmente en 3,8 para los Estados Límite Últimos. Eso se debe a las hipótesis conservadoras adoptadas para fijar los criterios de aceptación en las normas. Por otro lado, la dispersión de los resultados se explica porque las reglas de las normas españolas no han sido calibradas según los métodos de fiabilidad estructural. Se ha estimado que, debido a la citada falta de calibración de los modelos, el índice de fiabilidad de aproximadamente el 6,5% de las vigas dimensionadas de manera estricta según las normas españolas estaría por debajo del valor requerido de 3,8. En el caso de los pilares, la proporción equivalente resulta despreciable.

A pesar de las diferencias observadas en el nivel de fiabilidad correspondiente a los distintos mecanismos de fallo de los elementos analizados que cumplen estrictamente los criterios de seguridad estructural según las normas españolas empleadas, y a pesar de la dispersión de los resultados obtenidos para cada uno de estos mecanismos considerados por separado, los resultados parecen convincentes en el sentido de que demuestran que es posible fijar un nivel de fiabilidad requerido. Además, la comparación con un estudio realizado en el ámbito de los países nórdicos pone de manifiesto que los resultados obtenidos en ambos trabajos de investigación son comparables, lo que incrementa la confianza en los análisis efectuados.

Independientemente de esta conclusión optimista, la dispersión de los resultados obtenidos no es despreciable. Eso se pone de manifiesto al representar los resultados en términos de la probabilidad de fallo en lugar del índice de fiabilidad. A título de ejemplo, para la totalidad de los 24390 resultados obtenidos en el presente estudio se comparan los valores máximo ($p_{f,\max} = 1{,}6 \cdot 10^{-4}$) y mínimo ($p_{f,\min} = 2{,}6 \cdot 10^{-9}$) de la probabilidad de fallo. La primera, correspondiente a la rotura por tracción en el alma de una viga de cubierta, es aproximadamente 61500 veces superior a la segunda que se ha observado para el fallo por compresión de un pilar.

Teniendo en cuenta que todos los elementos analizados, incluidos los dos para los que se han obtenido los valores extremos arriba mencionados, cumplen estrictamente los criterios de seguridad estructural de acuerdo con el conjunto de normas empleadas en su dimensionado, las importantes dispersiones observadas ponen claramente de manifiesto las consecuencias de la falta de calibración de las reglas de estas normas. Por este motivo, los resultados obtenidos en un análisis de fiabilidad estructural requieren una interpretación extremadamente cautelosa, particularmente porque los resultados son muy sensibles a un cambio de las hipótesis de partida. Así, la definición de un criterio de aceptación de una solución en términos de un nivel de fiabilidad requerido para las estructuras, basada en la fiabilidad implícita en un conjunto consistente de normas, no se puede disociar de las hipótesis adoptadas para la determinación de esta fiabilidad, particularmente en cuanto a los modelos probabilistas para las diferentes variables.

5. CONCLUSIONES

En la actualidad no existen modelos sencillos, de aplicación directa, que permitan justificar que los riesgos inherentes a

una determinada solución estructural están por debajo del umbral de los riesgos aceptables. La presente contribución resume los estudios previos realizados con el fin de poder cerrar, en un futuro, esta laguna. A estos efectos se han identificado los siguientes objetivos:

- Desarrollar modelos probabilistas para las acciones y para la resistencia de los elementos estructurales que representen el estado de incertidumbre inherente a las reglas de las normas en vigor y que puedan ser empleados en un análisis de riesgo explícito.

- Proponer un procedimiento para la determinación del nivel de fiabilidad requerido de las estructuras. Aplicar este procedimiento a un conjunto representativo de elementos estructurales.

Mientras que el desarrollo conceptual y teórico para la deducción de los modelos probabilistas y de la fiabilidad estructural requerida es independiente del material constitutivo de las estructuras, los desarrollos prácticos y numéricos se limitan, en el marco del presente trabajo, a los elementos de hormigón armado en estructuras de edificación.

Para los elementos estructurales de hormigón armado analizados se ha demostrado que es posible desarrollar unos modelos probabilistas sencillos que reflejen adecuadamente el estado de incertidumbre correspondiente a la fase de dimensionado de las estructuras. Utilizando estos modelos, se ha demostrado que es posible fijar con suficiente precisión un nivel de fiabilidad requerido de las estructuras, con lo cual también se ha alcanzado el segundo de los dos objetivos identificados para el presente trabajo. A estos efectos, los análisis se han basado en el siguiente axioma: *Una estructura correctamente dimensionada y construida según un conjunto consistente de normas que estén en vigor en un determinado momento, se considera fiable en este momento y en el marco de estas normas*. De acuerdo con este axioma se han dimensionado, de manera estricta según las normas aplicadas, una serie de elementos estructurales representativos para los que, a continuación, se ha determinado su fiabilidad. La evaluación de los resultados así obtenidos ha permitido deducir el nivel de fiabilidad del conjunto de los elementos analizados. Según el axioma arriba mencionado, este nivel de fiabilidad se puede interpretar como el nivel de fiabilidad requerido implícitamente por las normas empleadas.

La dispersión observada en la fiabilidad requerida implícitamente por las normas pone de manifiesto la necesidad de calibrar las reglas de dimensionado estructural. En el mismo contexto conviene recordar que los requisitos que se establezcan para las estructuras, en términos de un nivel mínimo de fiabilidad, están asociadas a las hipótesis adoptadas en su determinación. Concretamente, estos requisitos están asociados a los modelos probabilistas empleados para las variables que reflejen el estado de incertidumbre correspondiente a la fase de dimensionado.

A pesar de estas observaciones, los resultados obtenidos en el presente estudio son convincentes y permiten afirmar que la aplicación directa de los métodos de análisis de riesgo al proyecto de las estructuras resulta técnicamente viable. Algunos aspectos sobre la implementación práctica de estos métodos se encuentran en [14]. Las principales ventajas de un enfoque explícito para los análisis cualitativos y cuantitativos de los riesgos asociados con las estructuras, por el que se aboga en el presente trabajo, que están resumidos en [29], son las siguientes:

- La realización sistemática de un análisis cualitativo de los riesgos con el fin de identificar los propios riesgos y sus escenarios específicos para cada caso contribuye a la detección de todos aquéllos objetivamente conocidos. De esta manera, se pueden reducir los riesgos residuales que dependen significativamente de los errores humanos.

- Los resultados de un análisis cuantitativo de los riesgos, efectuado para un conjunto de estructuras representativas, se pueden utilizar para establecer una base racional para la adopción de decisiones en relación con la fiabilidad requerida de las estructuras. Los criterios de decisión se pueden expresar, por ejemplo, en términos de la probabilidad de fallo admisible en función de las consecuencias esperadas en caso de producirse el colapso.

- Modelos consistentes para la utilización en un análisis implícito de la seguridad estructural se pueden calibrar sobre la base de los mencionados criterios racionales relativos a la fiabilidad requerida de las estructuras. Por ejemplo, a efectos de las verificaciones mediante el formato de los coeficientes parciales, se pueden calibrar diferentes conjuntos de coeficientes parciales, en función de las consecuencias esperadas de un posible colapso estructural.

- La disponibilidad de criterios racionales relativos a la fiabilidad requerida de las estructuras también facilita la evaluación de las estructuras existentes. De esta manera, las decisiones relacionadas con la seguridad de estas estructuras para las condiciones actuales y futuras de uso tendrán una base racional.

- La aplicación de los métodos de análisis de riesgo conlleva una representación transparente de las prestaciones de una estructura que, según la práctica habitual, normalmente se desconocen. Una representación transparente de estas prestaciones facilita la comunicación entre los especialistas y el público. Esta comunicación es importante ya que en muchos casos los especialistas sólo participan en la definición de las bases para la adopción de las decisiones, por ejemplo sobre el nivel de fiabilidad a alcanzar y los costes asociados, mientras que las decisiones están siendo adoptadas por personas no especializadas [2].

AGRADECIMIENTOS

El trabajo presentado ha sido desarrollado en el marco del Proyecto de Investigación FOM-741, con el apoyo económico del Ministerio de Fomento. También han colaborado en el Proyecto los ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Ángel Arteaga y Ramón Montis, la licenciada en derecho Elena Jiménez Losada y el matemático Andrés Jiménez.

REFERENCIAS

[1] TANNER, P. y MORÁN, F. "Los riesgos en los edificios". DIARIO 16, Madrid, 13 de abril 2001.

[2] CIB Publication 259. *Risk assessment and risk communication in civil engineering*. Editors: VROUWENVELDER, T., HOLICKY, M., TANNER, P., LOVEGROVE, R. and CANISIUS, G. International Council for Research and Innovation in Building and Construction, CIB nº 259, Rotterdam, 2001. ISBN 90-6363-026-3, 62 pages.

[3] EN 1990:2002. *Eurocode - Basis of structural design*. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 2002.

[4] IAP. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Fomento, Madrid, 1998. ISBN 84-498-0348-9.

[5] EHE. *Instrucción de Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento, Madrid, 1998. ISBN 84-498-0390-X.

[6] RPM-95. *Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Metálicos para Carreteras*. Ministerio de Fomento, Madrid, 1996. ISBN 84-498-0223-7.

[7] RPX-95. *Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Mixtos para Carreteras*. Ministerio de Fomento, Madrid, 1996. ISBN 84-498-0223-8.

[8] NBE-AE-88. *Norma Básica de la Edificación - Acciones en la Edificación*. Ministerio de Obras Públicas, Madrid, 1988.

[9] NBE-EA-95. *Norma Básica de la Edificación - Estructuras de Acero en Edificación*. Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente, Madrid, 1995.

[10] *Handbuch I zur Störfallverordnung (StFV)*. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Bern, 1991.

[11] *Handbuch III zur Störfallverordnung (StFV)*. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Bern, 1991.

[12] AS/NZS 4360:1999. *Risk management*. Australian / New Zealand Standard, 1999. ISBN 0 7337 2647 X.

[13] RACKWITZ, R. and STREICHER, H. "Optimization and target reliabilities". In: Workshop on reliability based code calibration. JCSS, Joint Committee on Structural Safety, Zürich, 2002. http://www.jcss.ethz.ch.

[14] TANNER, P. "Safety and reliability in structural engineering. Implicit vs. explicit approaches". In: Concrete Solutions 2006, 2nd International Conference on Concrete Repair, St Malo, June 2006. ISBN 1-86081-915-X. pp. 767 - 774.

[15] ENV 1992-1-1. *Design of concrete structures - General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 1991.

[16] JCSS. *Probabilistic Model Code*. Joint Committee on Structural Safety. 2001.

[17] CTE DB SE (Borrador). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico: Seguridad Estructural*. Ministerio de Fomento, Madrid, Noviembre 2003.

[18] CTE DB SE-AE (Borrador). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico: Acciones en la Edificación*. Ministerio de Fomento, Madrid, Noviembre 2003.

[19] TANNER, P. y LARA, C. "Simplones y conservadores. Modelos semiprobabilistas para la evaluación de estructuras existentes de hormigón". En: III Congreso de ACHE, Comunicaciones, vol. 3, Madrid, 2005. ISBN 84-89670-53-6.

[20] TANNER, P. "Structural behaviour and code calibration. Composite bridges". In: Workshop on reliability based code calibration. JCSS, Joint Committee on Structural Safety, Zürich, 2002. http://www.jcss.ethz.ch.

[21] BAILEY, S.F. *Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing road bridges*. Thesis nº 1467, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, 1996.

[22] ISO 2394 : 1998. *General principles on realiability for structures*. International Organization for Standardization, Geneva, 1998.

[23] VaP 2.0. *Variables Processor - User Manual*. PSP, Feldkirchen (Austria), 2004.

[24] HASOFER, A.M. and LIND, N.C. "Exact and invariant second moment code format". Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 100, 1974, pp. 111-121.

[25] SAKO Joint Nordic Group for Structural Matters. *Basis of Desing of Structures - Proposals for Modification of Partial Safety Factors in Eurocodes*. Nordic Committee on Building Regulations, NKB, and Nordic Standardization in the Construction Field, INSTA-B. NKB Committee and Work Reports 1999:01 E. Oslo, 1999. ISBN 91-7147-547-8.

[26] ENV 1991-1. *Basis of design and actions on structures - Part 1: Basis of design*. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 1994.

[27] ENV 1991-2-1. *Basis of design and actions on structures - Part 2 - 1: Actions on structures, densities, self - weight and imposed loads on buildings*. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 1995.

[28] ENV 1991-2-3. *Basis of design and actions on structures - Part 2 - 3: Snow loads*. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, 1995.

[29] TANNER, P. "La adopción de decisiones en ingeniería. Un proceso no tan racional". En: III Congreso de ACHE, Comunicaciones, vol. 3, Madrid, 2005. ISBN 84-89670-53-6.