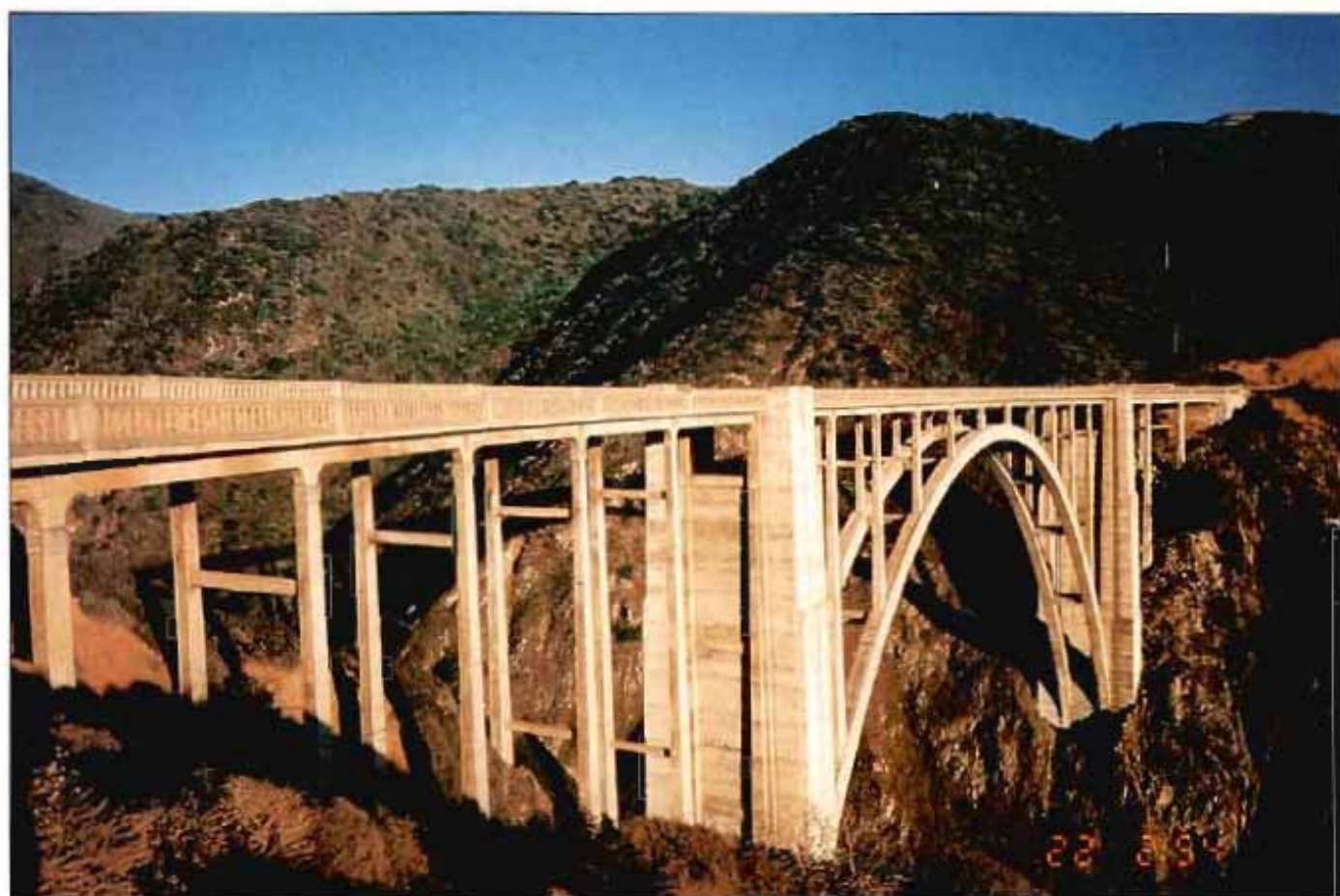


Técnicas de evaluación de puentes existentes mediante criterios de fiabilidad. Aplicación a un puente de hormigón armado

Por JUAN A. SOBRINO
Dr. Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos



Puente arco de hormigón armado en la autopista 1 de Estados Unidos.

Resumen

LA evaluación estructural de puentes de hormigón armado y pretensado es un tema que preocupa a las Administraciones de numerosos países europeos y norteamericanos debido al importante patrimonio que gestionan, al envejecimiento progresivo de las infraestructuras y al notable crecimiento de las cargas de tráfico que soportan y que, en muchos casos, nada tienen que ver con las

cargas para las que fueron proyectadas.

En los últimos años se han venido aplicando técnicas de fiabilidad estructural a la evaluación y gestión de estructuras singulares, centrales nucleares y estructuras *off-shore*, a la calibración de los coeficientes de seguridad y acciones que se deben considerar en las normativas, etc. Estas técnicas se están incorporando en la evaluación y gestión de puentes, donde se han realizado numerosos desarrollos e investigaciones aplicadas.

En este artículo se presenta, de

forma general, la aplicación de técnicas de fiabilidad en la evaluación estructural de puentes, y se describe un caso real de aplicación donde se ilustran las enormes posibilidades y ventajas de dichos métodos.

1. Introducción

Los costos de inspección, mantenimiento, rehabilitación y reposición de puentes representan, en la actualidad, una partida presupuestaria creciente en las Administraciones que gestionan infra-

“**S**egún informes de la OCDE en Europa, algo más del 50% de los puentes existentes tienen una edad superior a los 25 años.”

estructuras viarias de numerosos países. Es preciso optimizar los limitados recursos disponibles.

Según informes de la OCDE, en Europa algo más del 50% de los puentes existentes tienen una edad superior a los 25 años [1]. Éstos se han proyectado con materiales de calidades distintas a las actuales, bajo directrices de normativas diferentes y, en consecuencia, distintos criterios de verificación de la seguridad estructural, modelos de sobrecarga de tráfico insuficientes, en ocasiones, para los requerimientos actuales, distintos coeficientes de seguridad, etc. En la *Figura 1* se muestran las principales causas de deficiencias estructurales en puentes de países de la OCDE [1].

Los criterios y bases teóricas para la verificación de la seguridad estructural de puentes en servicio, bajo las condiciones reales de estado de la obra (degradación, deficiencias, etc.) y las cargas reales de tráfico y carga permanente, constituyen un problema complejo, pero resuelto. Este problema no se puede abordar con una normativa de proyecto, puesto que ésta ha sido calibrada para los materiales, tolerancias y métodos de construcción actuales, con coeficientes de seguridad pensados para garantizar un comportamiento adecuado de un amplio espectro de tipos estructurales (puentes, estructuras de edificación, depósitos, etc.) y para los modelos de sobrecarga de normativas actuales que, en ciertas ocasiones, son poco realistas.

Las técnicas de fiabilidad estructural permiten evaluar la seguridad y el comportamiento funcional del puente mediante un tratamiento probabilista de los principales parámetros que intervienen. Estas téc-

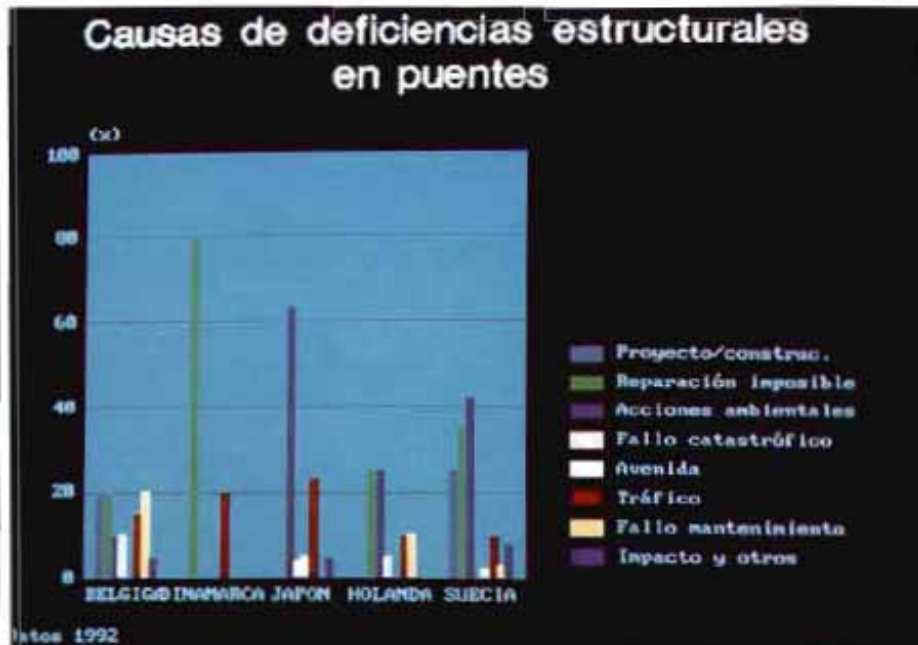


Fig. 1. Motivos de deficiencias estructurales en puentes para distintos países de la OCDE [1].

nicas son las utilizadas en la determinación de los coeficientes de seguridad y de los valores característicos de la resistencia y acciones en las normativas. Sin embargo, su uso en una evaluación de un puente existente se distingue, principalmente, en que los datos son particulares del caso de estudio y, como consecuencia, el nivel de incertidumbre se reduce.

Las técnicas de fiabilidad permiten dar una respuesta, ante un problema concreto de evaluación de un puente existente (con una posible pérdida de capacidad portante, patología, proyectado con un tren de cargas distinto al actual, etc.), a las siguientes cuestiones:

¿Es seguro? ¿Es menos seguro que otros puentes?

¿Qué vida útil prevista le resta?

¿Es preciso reforzar o reponer el puente?

¿Qué grado de refuerzo es preciso?

¿Se debe restringir el paso de vehículos pesados?

¿Se puede autorizar el paso de transportes excepcionales?

2. Metodología general del estudio de fiabilidad estructural.

Los coeficientes de seguridad y

los parámetros nominales de las normativas se calibran con objeto de no superar una cierta probabilidad de fallo o colapso, empleando técnicas de fiabilidad estructural. Como consecuencia de las consideraciones expuestas, es mucho más realista aplicar las mismas técnicas de fiabilidad para cada caso particular de evaluación. Esta metodología ya aparece en los últimos informes sobre gestión de puentes de la OCDE como el método más racional para la evaluación de estructuras en servicio [1]. En el mismo informe, se recomienda adoptar como nivel de seguridad mínimo que se debe garantizar el que usualmente se acepta en las normativas de proyecto nacionales o internacionales, no adoptándose un riesgo mayor que el usualmente aceptado por las normativas existentes.

Las recientes normativas europeas se han calibrado para una máxima probabilidad de fallo entre $P_f = 10^{-4}$ y $P_f = 10^{-6}$ para períodos de referencia de 50 años. En Estados Unidos y Canadá se ha aceptado una probabilidad de fallo $P_f = 10^{-3}$ (Código AASHTO y Código de Ontario [2]). Por facilidad, en lugar de usar la probabilidad de fallo se utiliza el Índice de fiabilidad, β como medida del nivel de seguridad estructural. Para las probabilidades mencionadas anterior-

mente, el Índice de fiabilidad varía entre $\beta = 3,5$ y $4,5$ [3] [4].

El Índice de fiabilidad se define como función de la probabilidad de fallo:

$$\beta = \Phi^{-1}(P_f) \quad (1)$$

Donde:

Φ^{-1} = Inversa de la función normal estándar acumulada (tabla 1).

P_f = Probabilidad de fallo.

TABLA 1

Relación entre el Índice de Fiabilidad y la Probabilidad de fallo

β	P_f
0,00	0,500
1,00	0,159
2,00	$0,23 \cdot 10^{-1}$
3,00	$0,14 \cdot 10^{-2}$
4,00	$0,32 \cdot 10^{-4}$
5,00	$0,29 \cdot 10^{-6}$
6,00	$0,12 \cdot 10^{-9}$
7,00	$0,13 \cdot 10^{-11}$

2.1. Procedimiento general.

La evaluación de la capacidad portante y del comportamiento en servicio de una estructura se basa en la verificación de los estados límites últimos o de servicio. Estos estados límites (situaciones de la estructura) pueden ser formulados como:

$$R - S = 0 \quad (2)$$

Donde:

R = Respuesta estructural (resistencia).

S = Solicitaciones (efectos de las acciones).

R y S se tratan como variables aleatorias para obtener el Índice de fiabilidad, utilizando datos procedentes de las inspecciones, ensayos experimentales, pruebas de carga, mediciones y datos de tráfico, etc. La probabilidad de fallo, o el Índice de fiabilidad, se calcularán como la probabilidad de que S sea mayor que R , $P_f (S > R)$, para cada estado límite. En definitiva,

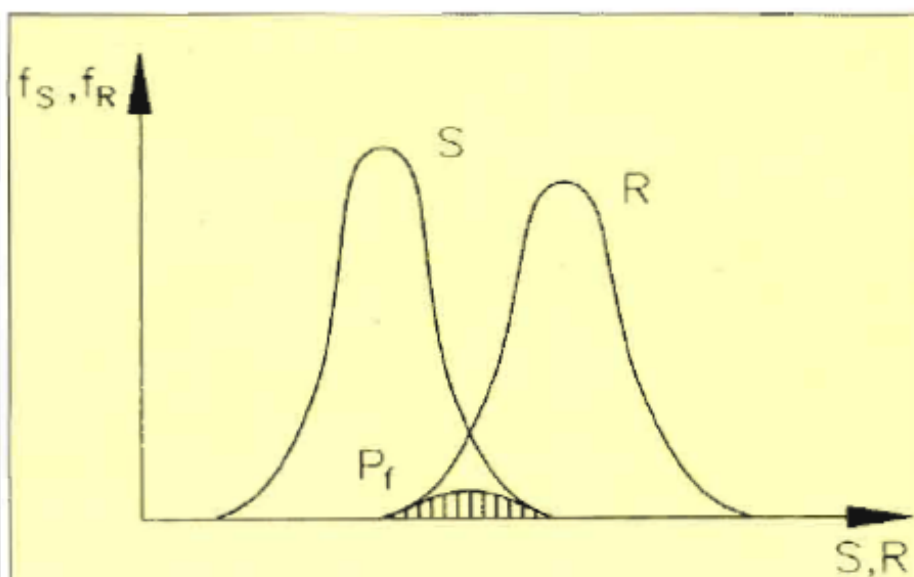


Fig. 2. Cálculo del nivel de seguridad a partir de la resistencia (R) y las solicitudes (S).

a partir de R y S se puede determinar el nivel de seguridad nominal del puente para el período de referencia que fijemos en el estudio (Figura 2).

El análisis de fiabilidad proporciona la probabilidad de superación del Estado Límite planteado (o el Índice de fiabilidad β), incluyendo la dispersión en la geometría, errores de construcción, va-

riabilidad de las características mecánicas, incertidumbre en los datos de tráfico, errores de cálculo estructural o de los modelos teóricos empleados, tal y como se procede en la calibración de las normativas de proyecto.

En la Figura 3 se esquematiza el proceso general de evaluación de la seguridad con criterios de fiabilidad [5].



Fig. 3. Procedimiento general de evaluación estructural.

E: 1/50



3. Ejemplo de aplicación: evaluación estructural de un puente existente de hormigón armado

En el caso de estudio era necesario cuantificar el nivel de seguridad real de la estructura que había sido proyectada de acuerdo con los criterios del documento "Colección de puentes económicos de hormigón armado para caminos vecinales" del ingeniero D. Juan M. Zafra en 1921 [6]. Por una parte, el puente había sido proyectado para un tren de cargas distinto del actual y con materiales de una calidad inferior a la usual hoy en día en este tipo de estruc-

La Administración se planteó la necesidad de evaluar la capacidad portante del puente en su estado actual. Como consecuencia, el objetivo básico del estudio que se expone es el de deducir el nivel de seguridad real de la estructura, y en particular del tablero, para las sobrecargas de tráfico que soporta, y las máximas previsibles en un período de referencia, cuyo valor final adoptado fue de 20 años, de acuerdo con las necesidades previstas por la Administración.

La estructura en estudio es un viaducto emplazado en el acceso a una ciudad española. El puente fue construido con hormigón armado y, posteriormente, se realizó una ampliación transversal, sin conexión estructural con el tablero inicial. Como consecuencia, el tablero por evaluar da paso a un único carril de circulación.

"PI" con dos nervios de 0,90 m de canto y 0,40 m de espesor enlazados por forjado transversal de 0,19 m de espesor y dos voladizos laterales (Figura 4). Debido a la ampliación posterior de la calzada, se realizó un recrecimiento de hormigón no estructural para corregir una diferencia de rasante del orden de 0,20 m que comportaba un significativo aumento de las cargas permanentes.

1. Hormigón cuyas características especificadas en el pliego de proyecto debía cumplir que la resistencia media a compresión no fuera inferior a 30 MPa.

2. Acero para armar de límite elástico medio entre 250 y 300 MPa, en forma de barras lisas.

La evaluación estructural comporta dos partes claramente diferenciadas. La primera de ellas es la **determinación de la capacidad portante** o resistencia de la estructura; otra, la **determinación de las acciones reales** (sus valores frecuentes y los máximos previsibles) que soporta la estructura en las condiciones actuales y para el tiempo de referencia de 20 años. Las dos fases mencionadas permiten, posteriormente, pasar al cálculo del nivel de seguridad, cuyo resultado condicionará las actua-

ciones posibles sobre la estructura.

Al particularizarse la determinación de la respuesta estructural y de las solicitaciones reales del peso propio, de las cargas permanentes y del tráfico de carretera, el nivel de incertidumbre se reduce respecto a las dispersiones consideradas en la normativa de proyecto y, en consecuencia, ha sido posible predecir con mayor precisión el funcionamiento de la estructura para las condiciones de tráfico que vaya a soportar el puente.

Inicialmente se planteó una campaña de información que se resume en los siguientes puntos:

1. Recopilación de documentación existente (proyecto, planos, etc.). Finalmente, el único documento de trabajo fue la ya mencionada Colección de J.M. Zafra [6].

2. Inspección detallada que incluía: documentación fotográfica, planos de geometría y detección de posibles deficiencias estructurales del tablero, control de espesores de pavimento y geometría de aceras, control de la cuantía de armaduras, etc.

3. Ensayos experimentales para la caracterización mecánica de los materiales, mediante la extracción de testigos de hormigón y acero y la realización de los ensayos de laboratorio.

4. Recopilación de datos del tráfico que soporta la carretera actual (IMD, %V.P.).

3.3. Resultados de la campaña de información.

Los resultados más significativos del estudio realizado fueron los siguientes:

1. La geometría de la estructura no se correspondía perfectamente con los valores que sugería la colección de puentes económicos de hormigón armado de 1921 [6]. Se observaron algunas discrepancias en la anchura de los nervios y en algunos espesores de los forjados (Figura 4).

2. Se midieron recrecimientos muy significativos de la losa superior con hormigón no estructural.

3. No se observaron deficiencias estructurales significativas, salvo el mal estado de las juntas del tablero y el efecto de las filtra-

ciones de agua por ella.

4. Se identificaron 4 barras de acero de 36 mm de diámetro con un recubrimiento de unos 7 cm. En una segunda capa existían otras 4 barras similares. La cuantía era ligeramente mayor que la prevista en las bases de cálculo [6].

5. En relación con el hormigón, se realizaron ensayos sobre 10 testigos. Se observó un valor medio de la resistencia a rotura a compresión de $f_{cm} = 22,5$ MPa y un coeficiente de variación de un 29% (valores observados en obras similares).

6. En el caso del acero, a partir de los datos existentes se estimó

vano. Para ello, se han utilizado los datos de la campaña de información relativos a la geometría y características de los materiales. Puesto que el estudio se basa en la aplicación de métodos probabilistas, además, en los cálculos se han incluido valores usuales de dispersión en la construcción de este tipo de obras, basados en resultados existentes contrastados con otros autores [5].

La respuesta última a flexión y cortante se ha determinado con los métodos habituales de cálculo [8] [9] y técnicas de simulación numérica desarrollados en [5]. En las figuras 5 y 6 de la página siguiente



Puente arco con bóveda de hormigón en masa en el Pirineo catalán.

un valor medio del límite elástico de $f_{ym} = 330$ MPa y una desviación típica $\sigma_{fy} = 20,5$ MPa. Los valores de resistencia son similares a los obtenidos en otros puentes de la misma época.

7. En relación a las cargas de tráfico, se adoptó una configuración del tráfico pesado típica de carreteras regionales. Los valores de las cargas de tráfico proceden de un estudio previo realizado en España por el autor [5] [7].

3.4. Capacidad portante de la estructura.

El tablero ha sido evaluado para determinar la máxima capacidad última a esfuerzo cortante en la zona de los apoyos, y a flexión en el

te se observa la respuesta última a flexión en el centro del vano y a cortante en los apoyos.

3.5. Solicitaciones sobre la estructura.

Las solicitaciones asociadas al peso propio de las estructuras y a las cargas permanentes se han determinado a partir de los datos obtenidos en la inspección. Además, para su estudio estadístico se han incluido las dispersiones usuales en la geometría para este tipo de estructuras.

En relación a las solicitaciones de tráfico, su determinación se ha realizado a partir de los datos recopilados en este caso y otros procedentes de resultados existentes

“**L**os valores medios de la máxima sollicitación de tráfico en 20 años son ligeramente mayores que los valores nominales que se deducen de la aplicación de la normativa española.”

[5]. Su estudio comporta, básicamente, las siguientes etapas:

1. Caracterización del tipo de tráfico.
2. Caracterización del tipo usual de vehículos.
3. Caracterización del parque de vehículos pesados.
4. Determinación de las máximas sollicitaciones asociadas al tráfico para distintos periodos de referencia y previsiones de crecimiento. Para ello, es preciso emplear técnicas de simulación numérica.

La determinación de los valores máximos de sollicitación previstos para el tráfico en el período de referencia se realizó a partir de programas informáticos desarrollados al efecto [5] [7] [11]. Estos valores permitieron calcular la probabilidad de colapso del puente por flexión excesiva o cortante para el tráfico real. En relación a la composición del parque de vehículos pesados los datos utilizados se muestran en la Figura 7.

Es importante señalar que los valores medios de la máxima sollicitación de tráfico en 20 años son ligeramente mayores que los valores nominales que se deducen de la aplicación de la normativa española [8] [12]. Por ejemplo, en el caso de flexión en vano se obtuvo:

1. Esfuerzos máximos de tráfico obtenidos con datos experimentales y simulaciones para un período de referencia de $T=20$ años, a partir de la distribución de máximos diarios (Figura 8):

Valor medio:

$$M_{q, medio} = 89 \text{ m-t/nervio}$$



Fig. 5. Respuesta última a flexión de la sección central de vano ($T=1$).

Desviación típica:

$$\sigma_{Mq} = 3.2 \text{ m-t/nervio}$$

Estos valores tienen en cuenta el efecto del impacto, pero no se incluye la incertidumbre en el modelo ni en los datos que se añade posteriormente en el cálculo de la probabilidad de colapso.

2. Esfuerzos máximos de tráfico con modelos de la Instrucción española:

Valor nominal:

$$M_{q, nominal} = 71.8 \text{ m-t/nervio}$$

Este valor se ha obtenido para la máxima excentricidad del vehículo de 60 t y sobrecarga 0,4 t/m² concomitante.

A la vista de los resultados, se concluye la importancia de realizar el estudio de tráfico particular a cada caso de evaluación, puesto que en determinadas ocasiones las sobrecargas de la Instrucción pue-

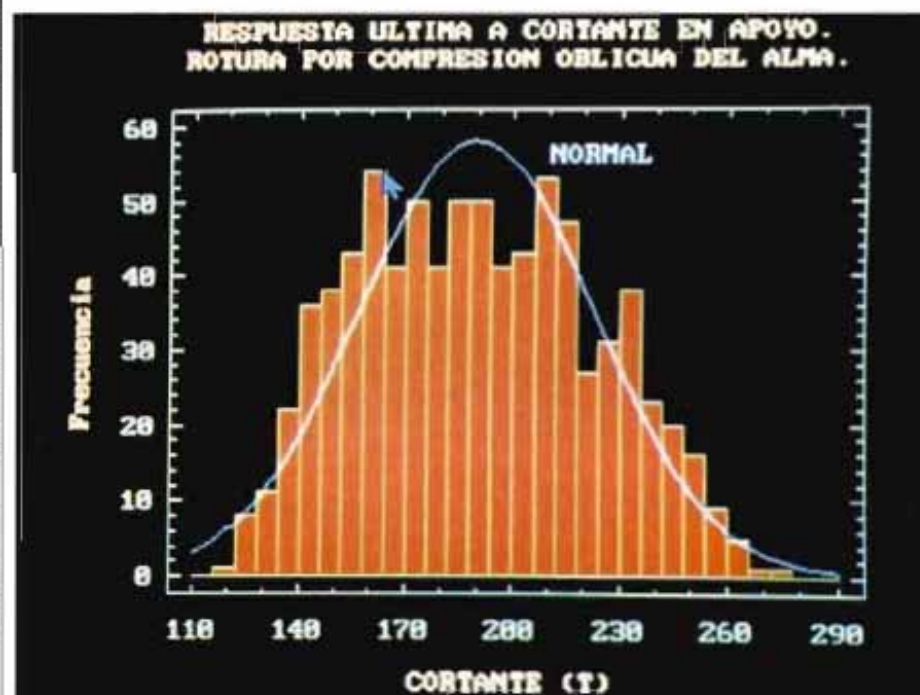


Fig. 6. Respuesta última a cortante por compresión oblicua de las bielas de hormigón (V_{ul}). ($T=1$).

den diferir significativamente de las acciones del tráfico real.

3.6. Evaluación de la seguridad estructural con criterios de la normativa de proyecto vigente.

Se ha evaluado la seguridad estructural del puente con los criterios definidos en las normativas de proyecto vigente, de dudosa aplicabilidad en casos de evaluación de puentes existentes, puesto que han sido planteadas para el proyecto de nuevas estructuras [1] [5] [7].

Los resultados obtenidos en términos del coeficiente de seguridad para las acciones, se resumen a continuación. Para que el puente sea considerado suficientemente seguro por la normativa vigente, el coeficiente de seguridad debe verificar $\gamma \geq 1,50$. Los resultados han sido los siguientes:

- El coeficiente de seguridad a flexión es $\gamma_f = 1,19$.
- El coeficiente de seguridad a cortante es $\gamma_c = 1,20$.

Como consecuencia, el puente es calificado como insuficientemente seguro por la Instrucción española de proyecto y, por consiguiente, es necesario un refuerzo o la limitación de paso del tráfico pesado. Es importante señalar que la instalación ha sido pensada para el proyecto de nuevos puentes y su aplicación en los casos de evaluación puede no tener sentido. El coeficiente de seguridad obtenido con los criterios de proyecto no es una medida objetiva del nivel de seguridad de un puente existente.

3.7. Evaluación de la seguridad estructural con criterios de fiabilidad.

En este apartado se resumen los resultados de la evaluación del es-

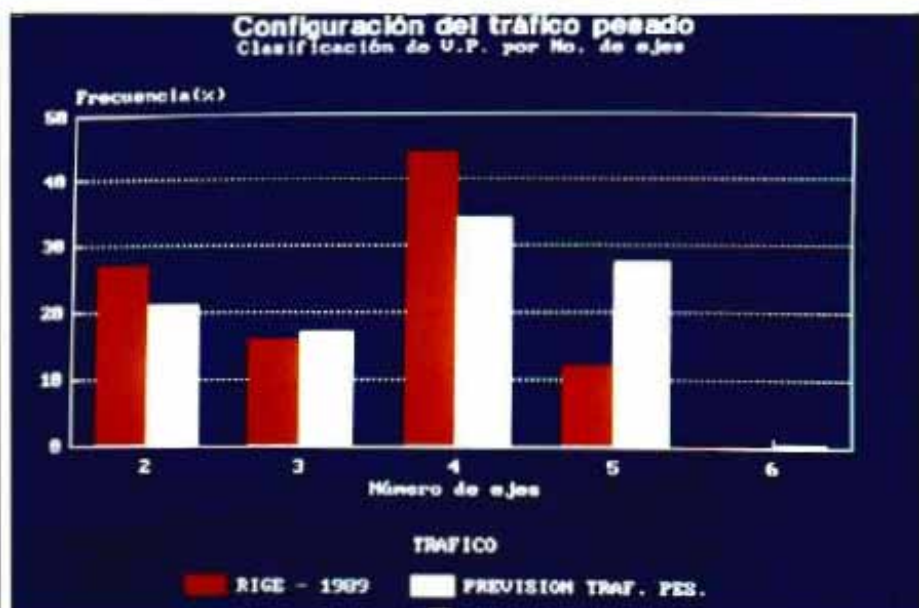


Fig. 7. Composición del parque de vehículos pesados. Comparación con datos observados en carreteras de la RIGE en 1989.

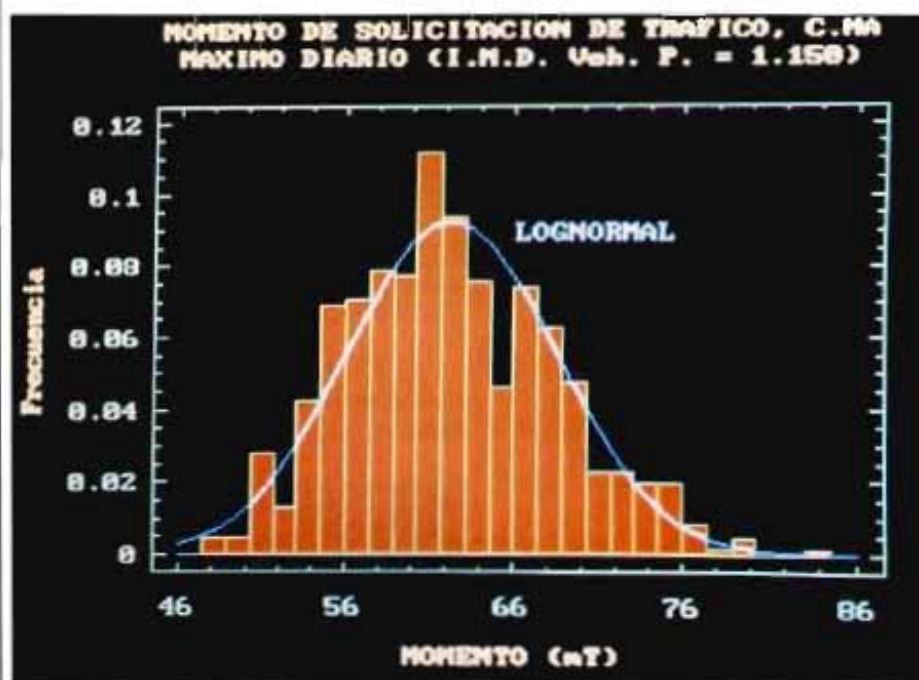


Fig. 8. Máximas sollicitaciones de tráfico, para un periodo de 1 día, en términos de flexión en centro del vano.

tado límite último (ELU) de rotura por flexión y cortante con criterios de fiabilidad.

El valor del índice de fiabilidad β_s para el ELU de rotura por flexión y cortante frente a las sollicitaciones de tráfico se calculó para las secciones críticas del tablero más sollicitadas en vano y apoyos. Finalmente, se determinó el nivel de seguridad para dos tiempos de referencia de 20 y 50 años.

Los resultados del estudio de seguridad se muestran en la Tabla 2. Se constata la suficiente seguridad del puente ante las sollicitaciones reales del tráfico. El índice de fiabilidad mínimo tiene un valor

Tabla 2.

ÍNDICE DE FIABILIDAD (β) PARA DISTINTAS POSIBILIDADES DE ROTURA.

PERIODO DE REFERENCIA	FLEXIÓN	CORTANTE
20 años	4,28	4,74
50 años	4,11	4,65

$\beta_0 = 4.11$ para un período de 50 años, lo que equivale a una probabilidad de colapso de $P_f = 0.2 \cdot 10^{-4}$, valor menor al usualmente aceptado en las normativas modernas de proyecto ($P_{f,admissible} = 10^{-4}$ para $T = 50$ años). El puente debe considerarse, por consiguiente, suficientemente seguro para las condiciones de tráfico actuales y previsible en 50 años, no adoptándose un riesgo mayor al usualmente aceptado en la calibración de las normativas modernas. Para ello, se debe garantizar un correcto mantenimiento de la estructura y de sus materiales.

4. Conclusiones

Las conclusiones más relevantes se resumen a continuación, en los siguientes puntos:

1. La evaluación de puentes existentes no se debe abordar con los mismos criterios incluidos en una Normativa de proyecto. En los casos de evaluación de estructuras ya construidas, el nivel de incertidumbre se reduce notablemente respecto de las situaciones de proyecto. Por otra parte, en el caso de estructuras antiguas, éstas pueden haber sido proyectadas con criterios y sobrecargas totalmente distintos a los valores vigentes y, como consecuencia, los coeficientes de seguridad de las Normas de proyecto actuales no se deben aplicar.

2. Las técnicas de fiabilidad estructural permiten deducir el nivel de seguridad de un puente. El parámetro más aceptado como medida de la seguridad es el Índice de Fiabilidad. Éste se puede calcular a partir de datos particularizados al caso de estudio, incorporando los resultados de inspecciones, ensayos de los materiales, pruebas de carga, aforos de tráfico, etc. Por consiguiente, los resultados se adaptan perfectamente a la realidad del puente en servicio.

3. Las técnicas de fiabilidad se emplean en la evaluación de estructuras singulares, calibración de Normativas, gestión de obras de fábrica, etc. En el caso de puentes existentes, su aplicación permite obtener con gran precisión la seguridad nominal del mismo. El Índice de Fiabilidad obtenido en



Raparación de un puente antiguo en la ciudad de Praga.

un caso de evaluación se debe comparar con los valores admisibles, para los que se han calibrado las Instrucciones de proyecto modernas.

4. A partir del ejemplo expuesto, correspondiente a un caso real en nuestro país, es necesario señalar las grandes ventajas que supone el empleo de técnicas de fiabilidad en la evaluación estructural de puentes y el considerable ahorro económico que comportó su aplicación en este caso particular, evitando el esfuerzo necesario si se hubiera aplicado la Normativa vigente para el proyecto de estructuras de hormigón.

5. Referencias

- [1] OECD. *Road Transport Research: Bridge Management*. OECD París, 1992.
- [2] Nowak, A.S.: *Calibration of LRFD bridge design code. Proceedings of the ICOSSAR'93. Conference. Structural safety and reliability*. Vol. 2. pp. 927-932, Austria, 1993.
- [3] European Committee for Standardisation: "Eurocode N° 1, Eurocode for actions on structures EC-1. Volume 3. Traffic loads on bridges". Draft 10, 1993.
- [4] European Committee for Standardisation: "Eurocode N° 2, Design of concrete structures". Revised final draft, 1989.
- [5] Sobrino, J.A.: "Evaluación del comportamiento funcional y de la seguridad estructural de puentes existentes de hormigón armado y pretensado". Tesis Doctoral. UPC, diciembre de 1993.
- [6] Zafra, J.M.: "Modelos de puentes económicos de hormigón armado". Ministerio de Fomento, Madrid, 1921.
- [7] Sobrino, J.A., Casas, J.R.: "Caracterización de las acciones de tráfico en puentes de carretera. Aplicación al caso español". *Hormigón y Acero*, N° 190, pp 67-81, 1° trimestre 1994.
- [8] CEB-FIP: "CEB-FIP Model Code 1990". CEB, Lausanne 1991.
- [9] MOPTMA: "Instrucción EH-91 para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón armado". Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Obras Públicas, Urbanismo y Medio Ambiente, 1991.
- [10] Sobrino, J.A., Casas J.R.: "¿Somos capaces de evaluar correctamente la seguridad de un puente existente? Aplicación al caso de un puente de hormigón pretensado". *Hormigón y Acero*, N° 184, pp. 51-66, 3° trimestre 1992.
- [11] Sobrino, J.A.: "Programa SIM-TRAF-2D, para el cálculo de las sollicitaciones de tráfico real en puentes incluyendo el análisis superficial y las probabilidades condicionadas en la llegada de vehículos pesados". PEDELTA, S.L., marzo 1994.
- [12] MOPU: "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera". Ministerio de Obras Públicas, Urbanismo, O.M. 28-2-1972. ■

Juan A. Sobrino, Pedelta, S.L. Ingeniería de estructuras.