

Rehabilitación de puentes del pasado. Una tarea del futuro

*Refurbishment of bridges from the past.
A task for the future*

Peter Tanner

Ing. Tit. ETH/SIA, Ing. CCP
IETcc - CSIC, Madrid



Luis Ortega Basagoiti

Ing. CCP
GEOCISA, Madrid

RESUMEN

Se presenta una metodología para la evaluación de la seguridad de estructuras existentes, con referencias concretas al estudio y posterior rehabilitación de un puente arco de hormigón en masa, de 70 años de edad, que presentaba unos daños importantes. El estudio comenta la importancia, en la evaluación de estructuras existentes, de la planificación de un programa de ensayos e inspecciones para la adquisición de datos sobre la estructura analizada, así como la introducción de estos datos en los cálculos estructurales. Esta adquisición de datos tiene por objeto reducir las incertidumbres asociadas con las variables que intervienen en una Función Límite a través de la cual se expresa la seguridad estructural. Mediante un análisis determinista de la seguridad estructural no es posible tener explícitamente en cuenta la influencia de este cambio, siendo necesaria para ello la aplicación de métodos probabilistas de cálculo. Con el fin de estimar el beneficio potencial de este tipo de análisis en comparación con la aplicación de los modelos deterministas de cálculo según las normas de dimensionamiento en vigor, se utilizan los datos adquiridos para calibrar modelos deterministas actualizados para las acciones y la resistencia. Para la calibración se aplican métodos probabilistas de cálculo a un modelo estructural simplificado. Se pone claramente de manifiesto que la fiabilidad, incluso de puentes dañados o deteriorados, puede ser verificada mediante un análisis probabilista. De esta manera se pueden evitar rehabilitaciones o limitaciones de cargas innecesarias.

SUMMARY

A procedure for the safety evaluation of existing structures is presented, based on a case study for the assessment and

refurbishment of a 70 years old, damaged plain-concrete arch bridge. The study emphasises the interest on the planning of the test and inspection programme for the collection of site data and the introduction of this data in the structural calculations. The aim of the collection of site specific data is the reduction of the uncertainty associated with the variables of a Limit State Function expressing structural safety. The influence of this change can not be considered explicitly in a deterministic assessment. To do so, a probabilistic analysis of structural safety is required. In order to estimate the potential benefit of this type of analysis compared to the application of default deterministic models according to current design codes, the site data is used to calibrate updated deterministic models of action effects and resistance, applying reliability methods to a simple structural model. It is clearly shown that acceptable reliability may be verified through a probabilistic analysis, even for bridges that are damaged or deteriorated, thus avoiding the need for strengthening or live load restriction.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

El número y la edad de los puentes existentes aumentan continuamente. Por diferentes motivos, entre ellos los económicos, no resulta posible ni está justificado sustituir todos los puentes que hayan alcanzado el fin de su período de servicio previsto, o aquellos en los que se hayan observado daños o anomalías. Por otro lado, el volumen y las cargas del tráfico que pasa por los puentes existentes evolucionan y suelen ser

más elevados que en el momento de su construcción. También aumentan las exigencias relativas a la fiabilidad de las estructuras en general: las normas estructurales recientes aceptan cada vez menos la posibilidad de que las estructuras puedan sufrir daños; en otras palabras, cada vez se aceptan menos riesgos [1].

No sería aceptable para la sociedad que la posibilidad de sufrir daños fuera superior en los puentes existentes que en las estructuras de nueva construcción. Por ello, los organismos competentes se ven cada vez más confrontados con la cuestión fundamental: **¿tienen las estructuras existentes una fiabilidad suficiente para las condiciones actuales y futuras de uso?** La evaluación y el mantenimiento de los puentes existentes es un trabajo complejo que constituye un desafío nuevo para los ingenieros. Se estima que en los países con una infraestructura desarrollada, la mayoría de los ingenieros estructurales tendrán que ocuparse (y tienen que ocuparse) de la evaluación y el mantenimiento de estructuras existentes [2]. Algunos de los motivos que pueden causar la necesidad de evaluar un puente existente pueden ser:

- anomalías observadas en una inspección periódica,
- fin del período de uso previsto,
- detección de errores en el proyecto o en la ejecución,
- daños visibles,
- un comportamiento no satisfactorio en servicio (flechas excesivas, vibraciones, fisuración, etc.),
- incidentes que puedan haber dañado la estructura (choques de vehículos, terremotos, etc.),
- nuevos conocimientos, por ejemplo en relación con materiales de construcción antiguos,
- la entrada en vigor de nuevas normas estructurales (por ejemplo los Eurocódigos).

Para poder hacer las recomendaciones oportunas a la propiedad, el ingeniero responsable de la evaluación debe llegar a una conclusión inequívoca en relación con la cuestión fundamental arriba mencionada. En principio, solamente son posibles dos conclusiones: la estructura es fiable o no lo es.

1.2. Dimensionamiento y evaluación: dos tareas distintas

En la evaluación de la fiabilidad que presenta una estructura existente para las condiciones actuales y futuras de uso, es necesario abordar problemas distintos de los que habría que resolver en el dimensionamiento de estructuras similares. En un dimensionamiento, las hipótesis de cálculo se deben basar en valores esperados de las cargas y de la resistencia de la estructura, y deben tener en cuenta las incertidumbres relacionadas con la ejecución. Cuando la estructura analizada existe ya, son muchas las incertidumbres que se pueden reducir porque es posible afinar los modelos de cálculo para cada caso, aprovechando los resultados de inspecciones, ensayos y mediciones *in situ*. La diferencia fundamental entre la evaluación de estructuras existentes y el dimensionamiento de estructuras de nueva construcción reside en el estado de información. En estructuras existentes siempre es posible incre-

mentar el nivel de precisión de los modelos de cálculo a través de la adquisición de más datos sobre la estructura analizada o en otras palabras, actualizando la información disponible. En la mayoría de los casos, el coste de la actualización de información se compensa con una reducción significativa del coste de la intervención o de otros costes, puesto que una evaluación demasiado conservadora puede conducir, entre otras posibles consecuencias, a limitaciones no justificadas de las cargas variables de uso, así como refuerzos o demoliciones innecesarias de estructuras existentes. Sin embargo, la actualización de información mediante inspecciones, ensayos y mediciones puede consumir mucho tiempo o resultar costosa y hasta ineficaz si el programa de ensayos no se adapta a las características de la estructura investigada y si la información actualizada no se puede introducir fácilmente en los modelos de cálculo empleados para la evaluación. Consecuentemente, la planificación, ejecución y evaluación de inspecciones, ensayos y mediciones requieren una atención particular.

1.3. La contribución

El presente artículo trata el tema de la evaluación de la seguridad estructural de puentes existentes a través del análisis de un caso real, correspondiente a un puente arco de hormigón en masa que presentaba unos daños considerables. Poniendo énfasis en la importancia de la actualización de la información sobre la estructura analizada, en esta contribución se da una visión general de las cuestiones –así como de posibles vías para resolverlas– que se plantean en una evaluación. En este contexto se estiman los posibles beneficios que se pueden obtener mediante la aplicación de métodos probabilistas de cálculo. La referencia [3] describe, para el mismo ejemplo, la ejecución de las inspecciones y los ensayos previamente planificados, así como algunas cuestiones surgidas durante la ejecución de las obras.

El caso analizado está constituido por un puente de cinco vanos de aproximadamente 20 metros de luz sobre el río Ebro en Frías (Burgos), construido en el año 1927. Todos los vanos se salvan con bóvedas de hormigón en masa de 6,0 m de ancho, 0,84 m de espesor y una relación flecha/luz del orden de 1/7. Sobre ellas existe un relleno de espesor variable entre 2,86 m en la zona de las pilas y aproximadamente cero en clave, confinado por tímpanos de mampostería sobre los que apoyan sendos pretiles de hormigón en masa que delimitan lateralmente la calzada de unos 5 m de anchura (Figura 1).

Una de las pilas acusaba un descenso del orden de 0,5 m (Figura 1), apareciendo agrietadas en todo el ancho las dos bóvedas adyacentes a ella. Esta situación hacía necesaria una evaluación estructural del puente para aclarar si su rehabilitación resultaba viable y económica o si, por el contrario, era preferible sustituir el puente. Además, se quería aprovechar la actuación de rehabilitación o sustitución para ampliar el tablero existente, aumentando el ancho de la calzada a 7,0 m, con una acera a ambos lados de 1,5 m cada una.

2. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN

La evaluación de la seguridad estructural de un puente se lleva a cabo según un procedimiento por fases [4]. Partiendo

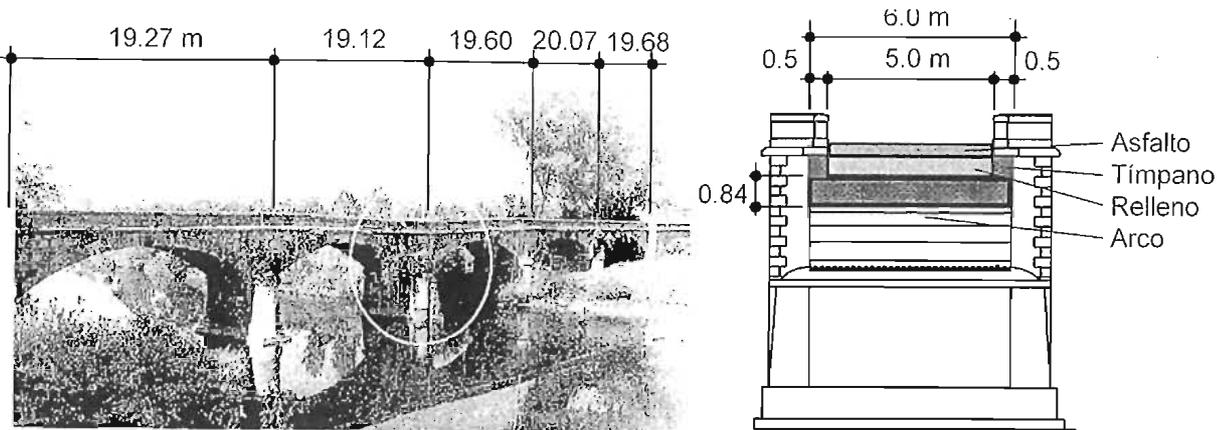


Figura 1. Vista y sección transversal del puente analizado.

de datos generales, se afinan más los modelos de resistencia y de las acciones de una fase a otra, mejorando las hipótesis de cálculo mediante inspecciones, ensayos y mediciones *in situ*. La Figura 2 muestra el concepto del procedimiento, así como su relación con la actualización de información [5].

Antes de proceder a la primera fase de la evaluación se debe recopilar toda la información disponible sobre la estructura. La validez de esta información se debe confirmar mediante una inspección visual. Para poder efectuar una evaluación, también puede resultar necesario completar los datos disponibles mediante mediciones o incluso ensayos (ap. 3). En el caso citado como ejemplo [3], la realización de esta fase exigió la adopción de una hipótesis sobre una posible solución estructural puesto que la rehabilitación estaba ligada al ensanche del tablero, lo que implicaba una modificación de la estructura, debiendo comprobar su seguridad estructural en las condiciones futuras de uso.

En la primera fase se lleva a cabo una evaluación determinista, utilizando los criterios de verificación de la seguridad estructural según las normas de dimensionamiento de puentes de carretera que están en vigor [6, 7]. A estos efectos, los modelos de cálculo se basan en la información completada sobre la estructura (ap. 4.1). En caso de que la seguridad quede verificada para todos los elementos estructurales existentes según los criterios mencionados, no es necesario proceder a la siguiente fase de la evaluación.

Para el elemento más crítico, identificado en la primera fase, se puede establecer un modelo estructural simplificado que permita un análisis de la fiabilidad de la estructura utilizando modelos probabilistas para las acciones y la resistencia de la estructura (ap. 4.2). En la obtención de estos modelos se tiene nuevamente en cuenta la información completada sobre la estructura real (ap. 3). Si no se cumple el criterio para la verificación de la seguridad estructural de este elemento, es

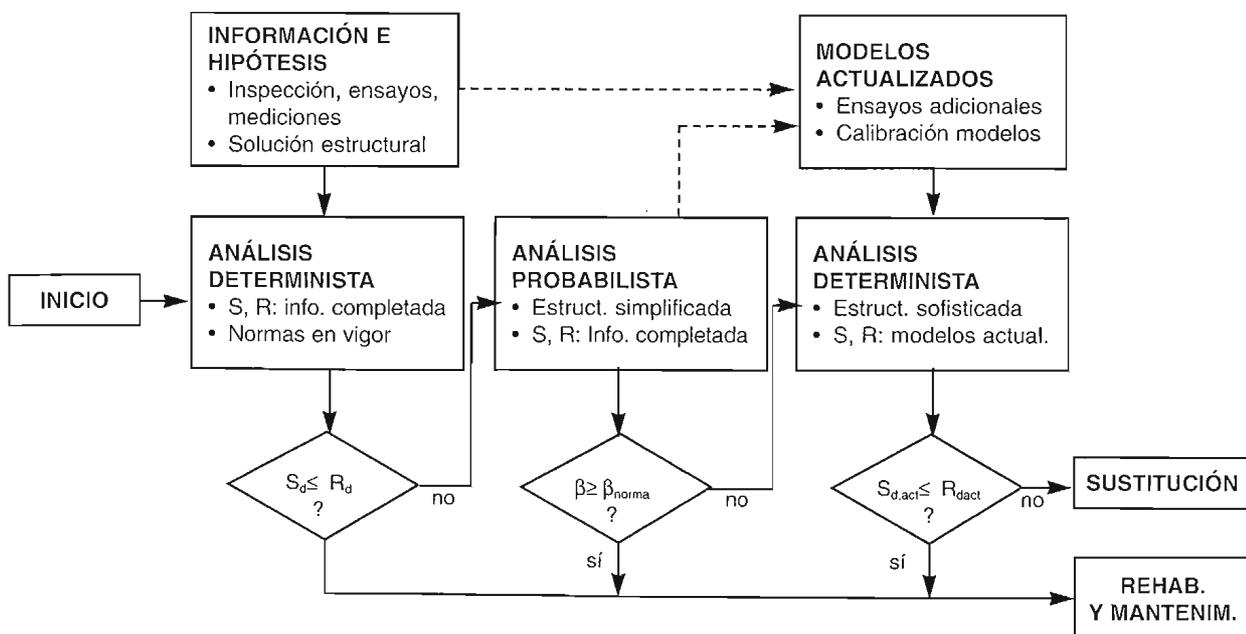


Figura 2. Evaluación por fases y su relación con la actualización de información.

posible proceder a la siguiente fase de la evaluación, basada en un incremento de la precisión de los modelos de cálculo.

La mejora de los modelos es posible a través de la recopilación de más información específica sobre la estructura y las acciones. El análisis probabilista de la segunda fase de la evaluación aporta datos muy útiles para la planificación de las inspecciones, mediciones y ensayos adicionales: de los resultados es posible deducir para cuáles de los diferentes parámetros una actualización sería más eficaz (ap. 4.3). La información así mejorada se puede emplear para calibrar modelos deterministas actualizados para las acciones y la resistencia. La calibración se basa en los resultados de un análisis probabilista del modelo estructural simplificado ya mencionado (ap. 5).

En la tercera fase de la evaluación se lleva a cabo una verificación determinista de la seguridad estructural con los modelos actualizados de las acciones y de la resistencia (ap. 5.2.3). A estos efectos se puede utilizar, además, un modelo estructural más refinado que el empleado en las fases anteriores, incrementando aún más la precisión de la evaluación.

Si no se puede verificar la seguridad estructural mediante un análisis determinista con modelos actualizados según la tercera fase de la evaluación, existen diferentes posibilidades para la continuación: se podría continuar con la evaluación, basada en un incremento adicional de la precisión de los modelos coleccionando más datos sobre la estructura y las acciones; alternativamente se podría llevar a cabo una verificación probabilista de la seguridad estructural con los modelos actualizados de las acciones y de la resistencia y utilizando un modelo estructural sofisticado; sin embargo, si una reducción adicional de las incertidumbres relacionadas con las acciones y la resistencia no llevara a ningún beneficio tangible, se debería decidir la sustitución de la estructura.

En el caso de que la seguridad estructural quede verificada en alguna de las fases de la evaluación, se puede proceder a la rehabilitación de la estructura. Para su futura explotación se deben planificar unas medidas de mantenimiento adaptadas a las características del puente estudiado. También se deben establecer las inspecciones necesarias y los plazos de realización de las mismas con el fin de asegurar que la estructura se encuentre en un estado aceptable para cumplir su función durante el período de uso futuro.

3. ACTUALIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN E HIPÓTESIS

3.1. Inspecciones y ensayos

Debido a la falta de información frecuente (al menos en España) cuando se trata de la evaluación de una estructura existente que ya tenga algunos años y que resulta esencial para dicha evaluación, suele ser necesario completar los datos disponibles mediante inspecciones y ensayos, antes de proceder al análisis determinista correspondiente a la primera fase de la evaluación (Figura 2). La definición del programa de inspecciones, ensayos y mediciones incluye la selección de los parámetros que se quieran actualizar, la definición de los

métodos de observación, la selección de probetas y testigos, las condiciones y disposiciones para los ensayos, el número de ensayos y los métodos de evaluación. La ejecución de inspecciones, ensayos y mediciones se debe llevar a cabo según la planificación previa, y las técnicas de adquisición de los datos deben ser compatibles con las tolerancias requeridas. Para la evaluación de los resultados se deben emplear procedimientos que permitan una fácil introducción de la información actualizada en los modelos de cálculo.

En el caso de que se efectúen ensayos, la muestra debe ser representativa, proporcionando un número suficiente de resultados para poder determinar la variación estadística de los parámetros actualizados con una certidumbre adecuada. Por motivos económicos, sin embargo, en la práctica diaria normal solo se puede efectuar un número limitado de ensayos, lo que constituye una fuente de incertidumbres y conduce a errores de estimación: la desviación típica (que representa la variación de los resultados) determinada para una muestra con un número limitado de ensayos subestima normalmente la desviación típica correspondiente a toda la población. Puede ser conveniente analizar, en cada caso, la influencia del número de ensayos y del método de evaluación sobre los resultados.

Si para una muestra determinada el número de ensayos disponibles es limitado, como suele ser habitual, la evaluación de los resultados, siguiendo los métodos clásicos del cálculo estadístico, puede conducir a valores característicos o de cálculo extremadamente conservadores [8]. En muchos casos pueden existir conocimientos previos que contribuyen a reducir los errores de estimación mencionados, conduciendo a resultados menos conservadores. Por ello, la evaluación de los resultados de ensayos debería llevarse a cabo de acuerdo con modelos estadísticos que permitan la introducción de conocimientos previos: basado en el conocimiento previo de la distribución (distribución *a priori*) de la variable investigada se deduce una distribución *a posteriori*, incorporando los resultados obtenidos en un número limitado de ensayos.

3.2. Solución estructural

La ampliación deseada del tablero requirió la adopción de una posible solución estructural antes de proceder a la evaluación (Figura 2). La solución propuesta [3] se basa en la retirada del relleno existente sobre las bóvedas y la construcción de un tablero ampliado apoyado en unos montantes tipo tabique, ejecutados en hormigón *in situ* con un espesor de 0,3 m, que quedan alojados en el espacio entre los tímpanos existentes. La separación de los tabiques en el sentido longitudinal del puente es de 2,8 m, aproximadamente, de forma que el tablero ampliado tiene siete líneas de apoyo por arco, formados por seis montantes y la clave del arco (Figura 3).

El tablero está formado por prelasas cuyo ancho corresponde a la separación de los tabiques en los que se apoyan, y cuyo espesor es de 0,08 m, sobre las que se vierte el hormigón *in situ* para completar el espesor variable del tablero de 0,2 a 0,3 m, aprovechándolas como encofrado.

Evidentemente, la adopción de esta solución exigía la previa comprobación de que las bóvedas, una vez consolidadas, podían soportar los esfuerzos a los que estarían sometidas

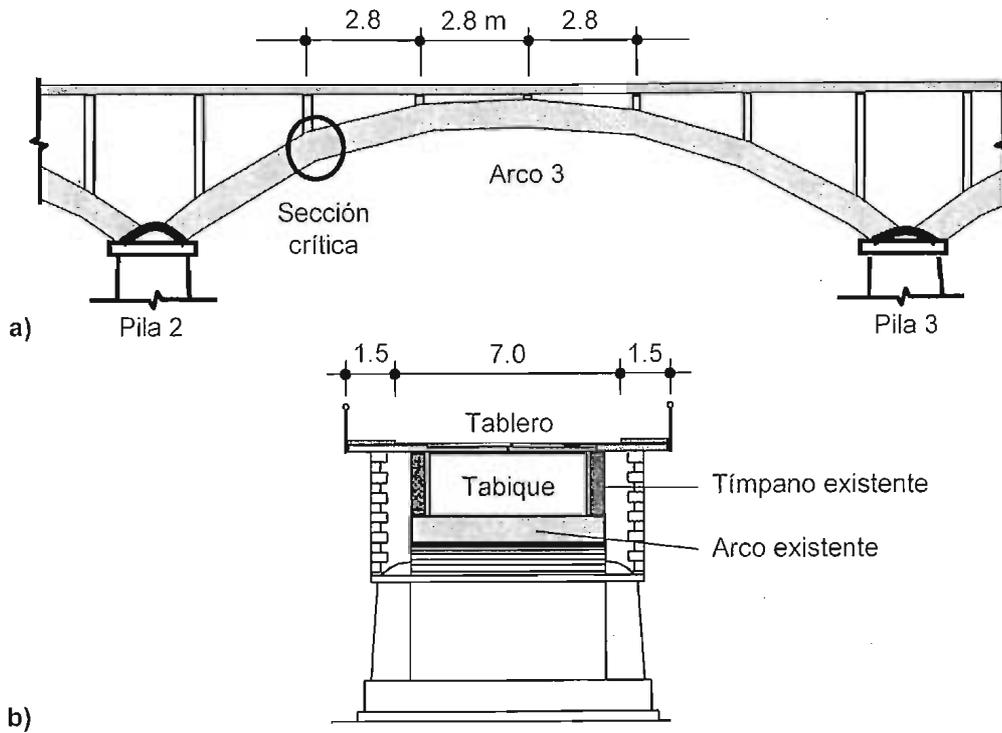


Figura 3. Solución estructural a) sección longitudinal, b) sección transversal.

durante las obras de reparación o durante el período de uso posterior, una vez rehabilitado el puente (ap. 4.1).

4. SEGURIDAD ESTRUCTURAL

4.1. Análisis determinista

En la primera fase, la seguridad estructural se evalúa aplicando el criterio de verificación definido en las normas de dimensionamiento en vigor. Utilizando los modelos para las acciones y los coeficientes parciales de seguridad según [6] se determinan los efectos de las acciones, S , para la solución estructural adoptada (Figura 3), estableciendo el modelo estructural teniendo en cuenta los datos actualizados a través de las inspecciones y ensayos. La determinación de la resistencia de la estructura, R , se basa en los modelos y los coeficientes parciales de seguridad de la norma [7], introduciendo las dimensiones geométricas actualizadas, así como los valores característicos de las propiedades de los materiales determinados en los ensayos correspondientes. La seguridad estructural puede ser expresada a través de un índice determinista r_{det} :

$$r_{det} = \frac{R_d}{S_d} \tag{1}$$

S_d valor de cálculo del efecto de las acciones,

R_d valor de cálculo de la resistencia correspondiente.

En los casos en los que el índice determinista, r_{det} , es superior o igual a 1,0, el elemento analizado alcanza el nivel exigido

de seguridad estructural según las normas empleadas [6, 7]. Si el índice es menor que 1,0, la seguridad estructural no queda verificada y resulta necesario llevar a cabo una evaluación más adecuada (ap. 2).

El análisis determinista pone de manifiesto que el menor valor del índice determinista, r_{det} , se obtiene para la tercera bóveda (desde el lado Frías), adyacente a la pila con el descenso mencionado (ap. 1.3). Su capacidad portante queda determinada por la resistencia de la sección de introducción de la reacción de apoyo del tabique más próximo al cuarto de la luz, aproximadamente (Figura 3a). Con un valor mínimo para el índice determinista de $r_{det} = 2,34$, se puede concluir que la seguridad estructural de las bóvedas existentes queda verificada para el uso futuro del puente después de su rehabilitación. Aún sin constituir el objeto del presente artículo, es interesante mencionar que la situación crítica desde el punto de vista de la seguridad estructural de las bóvedas existentes se produce durante las obras de reparación (excavación del relleno con cargas asimétricas).

Según el procedimiento reflejado en la Figura 2, no es necesario proceder a la segunda fase de la evaluación. Sin embargo, con el fin de estimar los beneficios potenciales de los métodos probabilistas se sigue la evaluación según el procedimiento establecido.

4.2. Análisis probabilista

Las variables básicas que se consideran en la evaluación de la seguridad estructural están asociadas con incertidumbres. Por ello, la seguridad de una estructura puede cuantificarse por ejemplo en términos de su fiabilidad que tiene en cuenta

estas incertidumbres y que se representa a través de una probabilidad de fallo.

La seguridad de una estructura se expresa a través de una Función Límite (FL) en la que intervienen las variables básicas. La FL más sencilla define la seguridad mediante la condición de que la resistencia, R , sea superior o igual al efecto de las acciones, S .

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

Consecuentemente, la probabilidad de fallo, p_f , corresponde a la probabilidad de que S sea superior a R .

Para el análisis de la fiabilidad de una estructura existen diferentes métodos, numéricos o analíticos. El método FOSM (First Order Second Moment) introduce por ejemplo un índice de fiabilidad, β , para el que existe una relación directa con la probabilidad de fallo [9]. A pesar de que el método FOSM solo proporciona una estimación de la probabilidad de fallo, los errores resultantes son pequeños si se emplea para comparar las probabilidades de fallo para una determinada FL y variando las variables básicas. De esta manera se emplea el método FOSM en el procedimiento de verificación que se propone. Partiendo del axioma de que una aplicación correcta de las normas y códigos en vigor conduce a una estructura fiable, la verificación de la seguridad estructural de una estructura existente requiere los siguientes tres pasos [10].

- Dimensionamiento de la estructura existente según un conjunto consistente de normas, tanto de acciones como de análisis de la capacidad resistente de la estructura. Dado que un dimensionamiento conservador influye de manera importante en la fiabilidad [11], éste se debe efectuar de manera que se obtenga un índice determinista de $r_{\text{norma}} = R_d / S_d = 1,0$ (siendo S_d y R_d los valores de cálculo de la sollicitación y de la resistencia, respectivamente).

- Cálculo del índice de fiabilidad, β_{norma} , relacionado con las dimensiones obtenidas en el primer paso, y considerando los parámetros (valor medio, desviación típica, función de distribución) de las variables que se supone han servido de base para deducir las prescripciones de los códigos empleados.

- Cálculo del índice de fiabilidad, β , correspondiente a la estructura existente utilizando valores actualizados de los parámetros de aquellas variables para las que se hayan efectuado ensayos o mediciones, y valores estimados a priori para el resto de las variables.

La estructura o el elemento estructural analizado tiene una fiabilidad suficiente si cumple la condición:

$$\beta \geq \beta_{\text{norma}} \quad (3)$$

En el caso del puente de Frías, el primer paso consistió en el dimensionamiento del Arco 3, previamente determinado como el arco crítico (ap. 4.1) según las normas en vigor [6, 7]. El análisis revela que un arco con una sección transversal de canto constante $h_w = 0,50$ m, y fabricado con un hormigón C16/20 con un valor característico de la resistencia a compresión de $f_{ck} = 16$ N/mm² puede considerarse seguro según el axioma arriba mencionado.

En el segundo paso se determina el índice de fiabilidad, β_{norma} para dicho Arco 3 con las características así determinadas. La FL a emplear en este análisis probabilista se deduce de las reglas del Eurocódigo 2 [7] para la verificación de la seguridad estructural de elementos de hormigón en masa sometidos a un esfuerzo axial de compresión y un momento flector:

$$\alpha \frac{f_c}{1,2} h_w b \left(1 - 2 \frac{[M_a + M_t + M_c + M_{cm} + M_q + \psi_0 M_p]}{h_w [N_a + N_t + N_c + N_{cm} + N_q + \psi_0 N_p]} \right) - [N_a + N_t + N_c + N_{cm} + N_q + \psi_0 N_p] = 0 \quad (4)$$

f_c resistencia a compresión del hormigón (la división por un coeficiente 1,2 tiene en cuenta el comportamiento potencialmente frágil del hormigón en masa),

α coeficiente de transmisión (relación entre la resistencia del hormigón de la estructura y la determinada en ensayos normalizados),

h_w canto total de la sección transversal,

b ancho de la sección transversal,

M_i momento flector debido a, respectivamente, peso propio del arco ($i = a$), peso propio de los tímpanos (t), peso propio de los elementos de hormigón de nueva construcción (c) –montantes y tablero–, cargas permanentes (cm), tráfico rodado (q), tráfico peatonal (p),

N_i esfuerzo axial de compresión correspondiente,

ψ_0 coeficiente de combinación para la acción variable concomitante (se adopta $\psi_0 = 0,6$).

Los parámetros de las variables (Tabla 1) involucradas en la FL que se supone que están detrás de las reglas de los códigos empleados se pueden tomar directamente o deducir de [10, 11, 12]. Esta FL así como los parámetros de las variables (valor medio, desviación típica, función de distribución) se pueden introducir en un programa de ordenador [13] que trata las variables de acuerdo con [9] y calcula el índice de fiabilidad, β_{norma} , según el método FOSM. En el presente caso se obtiene un valor de $\beta_{\text{norma}} = 1,9$.

El tercer paso de la verificación consiste en el cálculo del índice de fiabilidad, β , del arco existente. A estos efectos se introducen en la FL los parámetros actualizados (Tabla 2) de las variables objeto de ensayos o mediciones. Para los parámetros de las variables restantes se introducen valores *a priori*, tomados o interpretados de [10, 11, 12] y coincidiendo con los adoptados en el segundo paso (cálculo de β_{norma}). Para el índice de fiabilidad calculado según el método FOSM se obtiene $\beta = 4,99$.

Obviamente, según la condición (3), el arco tiene una fiabilidad suficiente, tal y como lo demuestra también el análisis determinista (ap. 4.1 y [3]). Si no se cumpliera la condición (3), la estructura no tendría una fiabilidad suficiente y sería necesario incrementar la precisión de los modelos de las acciones y de la resistencia para continuar la evaluación según

Tabla 1 Valores asumidos para los parámetros de las variables para la estimación de β_{norma} y resultados del análisis según el método FOSM

Variable	Tipo	Sesgo	cov	Valor nominal	Media	Desviación típica	Factor de influencia α_x^*	Valor de cálculo X^*
		μ_x/X_{nom}	s_x/μ_x	X_{nom}	μ_x	σ_x		
f_c	LN	1.28	0.11	16 N/mm ²	20.48	2.25	0.074	20.04
α	N	1.05	0.0225	0.85	0.89	0.02	0.015	0.889
h_w	N	1.0	0.1	0.5 m	0.5	0.05	0.804	0.423
b	N	1.0	0.1	6.0 m	6.0	0.6	0.069	5.921
M_a	N	1.07	0.1	62.5 kNm	66.9	6.69	-0.058	67.64
M_t	N	1.04	0.06	52.9 kNm	55.0	3.3	-0.029	55.18
M_c	N	1.07	0.1	132.3 kNm	141.6	14.16	-0.123	144.9
M_{cm}	N	1.2	0.25	34.1 kNm	40.9	10.22	-0.088	42.62
M_q	Gumbel	0.88	0.125	395.2 kNm	347.8	43.47	-0.468	381.79
M_p	Gumbel	0.88	0.125	30.5 kNm	26.8	3.35	-0.016	26.34
N_a	N	1.07	0.1	1064.1 kN	1138.6	113.86	0.167	1103
N_t	N	1.04	0.06	237 kN	246.5	14.79	0.022	245.89
N_c	N	1.07	0.1	1058.9 kN	1133	113.3	0.166	1097
N_{cm}	N	1.2	0.25	347.6 kN	417.1	104.27	0.153	386.7
N_q	Gumbel	0.88	0.125	973 kN	856.2	107.02	0.129	815.94
N_p	Gumbel	0.88	0.125	127.6 kN	112.3	14.03	0.011	109.73

el procedimiento establecido en la Figura 2. Los resultados obtenidos en el análisis según el método FOSM serían de gran utilidad en la planificación de los ensayos y mediciones adicionales que en este caso resultarían necesarios (ap. 4.3).

El análisis permite observar, además, que el índice de fiabilidad para la estructura dimensionada según las normas en vigor, $\beta_{norma} = 1,9$, está muy por debajo de los índices de fiabilidad requeridos según estas mismas normas. Eso pone de manifiesto que los valores numéricos calculados para la probabilidad de fallo de las estructuras dependen fuertemente de las hipótesis de cálculo adoptadas, e incluso de los métodos probabilistas empleados [1]: las probabilidades de fallo o los índices de fiabilidad determinados con estos métodos son hipotéticos. Consecuentemente, los valores así calculados no representan probabilidades de fallo absolutas, lo que en su interpretación se debe tener en cuenta adecuadamente.

4.3. Más información

Además del índice de fiabilidad, β , el método según [9] proporciona también los valores de cálculo, X^* , y los factores de influencia, α_x^* , correspondientes a las variables involucradas en la FL (Tablas 1 y 2). Los valores de cálculo, X^* , corresponden a la combinación más probable de valores para los que falla la estructura. El factor de influencia, por otro lado, mide la importancia relativa de una variable básica determinada dentro de una FL determinada. Cuanto mayor sea el valor absoluto de α_x^* (el factor de influencia es negativo para variables que influyen desfavorablemente en la fiabilidad), mayor es la influencia de la variación de la variable correspondiente sobre el índice de fiabilidad. En el presente ejemplo el canto total de la sección transversal, h_w , y el momento flector debido a las acciones del tráfico rodado, M_q , se revelan como críticos (con, respectivamente, $\alpha_{h_w}^* = 0,864$ y $\alpha_{M_q}^* = -0,421$). Si

Tabla 2. Parámetros actualizados de las variables objeto de ensayos y mediciones para la estimación de β y resultados del análisis según el método FOSM

Variable	Tipo	Sesgo	cov	Valor nominal	Media	Desviación típica	Factor de influencia α_x^*	Valor de cálculo X^*
		μ_x/X_{nom}	s_x/μ_x	X_{nom}	μ_x	σ_x		
f_c	LN	1.266	0.135	16.8 N/mm ²	21.27	2.87	0.065	20.18
h_w	N	1.0	0.1	0.84 m	0.84	0.084	0.864	0.478
M_a	N	1.0	0.1	152.89 kNm	152.89	15.29	-0.077	158.7
N_a	N	1.0	0.1	1695.05 kN	1695.05	169.5	0.162	1558

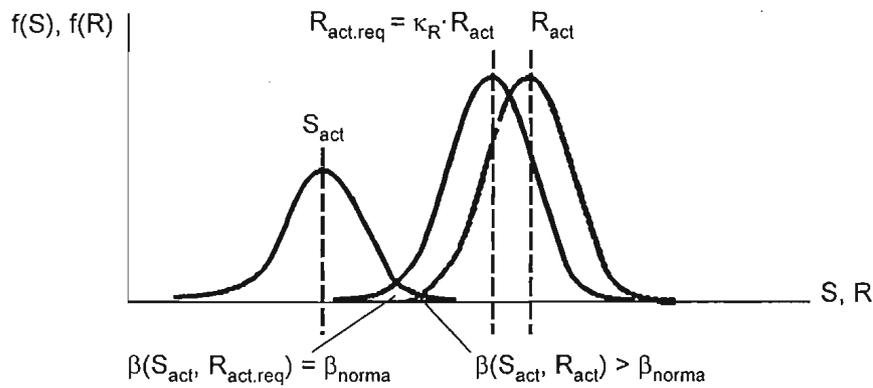


Figura 5. Calibración de modelos actualizados de acciones y de resistencia para una evaluación determinista.

multiplicando la resistencia actual, R_{act} , por un factor, κ_R , de manera que para los efectos actuales de las acciones, S_{act} , resulte $\beta = \beta_{norma}$ (Figura 5).

κ_R factor para el cálculo de la resistencia actualizada requerida.

• Deducción de los coeficientes parciales de seguridad, en analogía con la relación (5), que se pueden aplicar conjuntamente con los valores nominales actualizados (normalmente los valores característicos, determinados a partir de la información actualizada) de las variables en una evaluación determinista: $S_{act,nom}$ para los efectos de las acciones y $R_{act,nom}$ para la resistencia:

5.2.3. Análisis determinista con modelos actualizados

Los coeficientes parciales de seguridad actualizados según el procedimiento anteriormente establecido, tienen en cuenta la influencia de los cambios en las incertidumbres asociadas con las variables. Los coeficientes se atribuyen individualmente a las diferentes variables de una FL y se pueden emplear en una evaluación determinista de la seguridad estructural, conjuntamente con los valores nominales actualizados de las acciones y de la resistencia. La condición para la seguridad estructural se puede deducir a partir de la relación (2):

$$\gamma_{S,act} = \frac{S_{act}^*}{S_{act,nom}} \tag{6}$$

$\gamma_{S,act}$ coeficiente parcial de seguridad actualizado para los efectos de las acciones, empleado en una evaluación determinista,

S_{act}^* efecto actualizado de las acciones en el punto de dimensionamiento

$S_{act,nom}$ valor nominal actualizado del efecto de las acciones, empleado en una evaluación determinista

$$\gamma_{R,act} = \frac{\kappa_R \cdot R_{act,nom}}{R_{act,req}^*} \tag{7}$$

$\gamma_{R,act}$ coeficiente parcial de seguridad actualizado para la resistencia, empleado en una evaluación determinista,

$R_{act,req}^*$ resistencia actualizada requerida en el punto de dimensionamiento,

$R_{act,nom}$ valor nominal actualizado de la resistencia, empleado en una evaluación determinista,

$$\gamma_{S,act} \cdot S_{act,nom} \leq \frac{R_{act,nom}}{\gamma_{R,act}} \tag{8}$$

5.3. Resultados y discusión

Los tres primeros pasos del procedimiento de calibración establecido en 5.2.2 corresponden a los tres pasos del análisis probabilista según 4.2. Por ello, el índice de fiabilidad según las normas en vigor es $\beta_{norma} = 1,9$, y para la estructura existente se obtiene un valor de $\beta = 4,99$. Para el factor κ_R , cuya determinación corresponde al cuarto paso, se calcula $\kappa_R = 0,1545$. Los valores de las variables de la FL (4) en el punto de dimensionamiento $X_{act,(req)}^*$, resultan del análisis FOSM, llevado a cabo para S_{act} y $R_{act,req}$. Estos valores se emplean para deducir los coeficientes parciales de seguridad actualizados según las relaciones (6) y (7). Los resultados obtenidos están recogidos en la Tabla 3 y se comparan con los valores *a priori* de los

Tabla 3. Coeficientes parciales de seguridad actualizados, $\gamma_{x,act}$, en comparación con los correspondientes *a priori* valores según las normas en vigor, γ_x , [6, 7]

	Efecto de las acciones					Resistencia	
	Arco $\gamma_{Ga,act}$	Típanos $\gamma_{Gt,act}$	Tablero $\gamma_{Gt,act}$	Cargas perm. Tráfico rodado $\gamma_{Gcm,act}$	Peatones $\gamma_{Pa,act}$		
Actualiz. $\gamma_{x,act}$	1.01	1.04	1.08	1.23	1.0	1.0	1.08
A priori γ_x	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5

coeficientes parciales de seguridad correspondientes a la aplicación de las normas en vigor [6, 7]. A continuación, en un análisis determinista con los coeficientes parciales de seguridad actualizados y los valores nominales actualizados para las acciones y la resistencia, se puede determinar el índice determinista actualizado en analogía con la ecuación (1):

$$r_{det,act} = \frac{R_{act,nom} / \gamma_{R,act}}{\gamma_{S,act} \cdot S_{act,nom}} \quad (8)$$

En el presente caso se obtiene un valor de $r_{det,act} = 4,64$. En comparación con el índice determinista, r_{det} , calculado según el criterio de verificación definido en las normas en vigor (ap. 4.1), el empleo de modelos deterministas actualizados, calibrados mediante un análisis probabilista, conduce a un beneficio del 98%, aproximadamente.

Las reflexiones y cálculos efectuados anteriormente ponen de manifiesto que, en comparación con el dimensionamiento de estructuras de nueva construcción, las incertidumbres asociadas con las variables de una Función Límite pueden reducirse en una evaluación a través de la consideración de las características específicas de la estructura evaluada. La influencia del cambio en las incertidumbres solo se puede tener explícitamente en cuenta en un análisis probabilista.

El beneficio derivado del empleo de métodos probabilistas de cálculo (en comparación con una evaluación basada en modelos deterministas según las normativas de proyecto) depende de cada caso concreto, pero ciertamente puede ser importante.

Por otra parte, la aplicación de métodos probabilistas de cálculo resulta normalmente laboriosa y requiere además un conocimiento considerable de la teoría en la que se basan dichos métodos. Por ello, éstos posiblemente no se prestan para la práctica diaria y existe la necesidad de desarrollar modelos simplificados de acciones y de resistencia para la evaluación de estructuras existentes. También se requieren métodos que permitan una fácil introducción de los datos actualizados de una estructura en los modelos de cálculo mencionados [11, 14]

6. CONCLUSIONES

La presente contribución introduce un procedimiento por fases para la evaluación de puentes existentes, con referencias a un caso real. Partiendo de datos generales, se afinan más los modelos de resistencia y de las acciones de una fase a otra, mejorando las hipótesis de cálculo mediante inspecciones, ensayos y mediciones *in situ*. El procedimiento propuesto incluye métodos probabilistas de cálculo, y su aplicación conlleva beneficios importantes que en términos generales se pueden resumir de la siguiente manera:

- La actualización de los datos disponibles sobre una estructura conduce a una reducción de las incertidumbres asociadas con las variables. Sólo la aplicación de métodos probabilistas permite cuantificar la influencia de este cambio sobre la seguridad estructural.
- Es posible decidir si un determinado puente existente

tiene una fiabilidad suficiente para las condiciones actuales y futuras de uso.

- El procedimiento propuesto permite reducir el número de ensayos y de mediciones *in situ* a un mínimo. De este modo es posible optimizar los recursos disponibles para la evaluación.
- El procedimiento contribuye a evitar intervenciones no justificadas sobre el tráfico (limitación de cargas, distancias mínimas entre vehículos), que pueden ser la causa de problemas en la red de carreteras (desvíos, retenciones, etc.).
- El procedimiento propuesto para la evaluación de puentes existentes se basa en el lema *analizar más para intervenir menos* [15], y contribuye a evitar cierres, refuerzos, rehabilitaciones y sustituciones innecesarias de puentes existentes.
- Es posible optimizar los recursos disponibles para el mantenimiento de estructuras existentes.

Las reflexiones y cálculos efectuados ponen de manifiesto que las probabilidades de fallo o índices de fiabilidad, determinados con los métodos probabilistas de cálculo, no representan valores absolutos. Por este motivo, los métodos probabilistas solo proporcionan informaciones útiles si los resultados se interpretan en un sentido comparativo, clasificando estructuras o conceptos de mejor a peor.

Como último cabe mencionar que, actualmente, los métodos probabilistas de cálculo no se prestan para su aplicación en la práctica diaria y su uso queda habitualmente restringido a la investigación o la calibración de normas. Por ello existe la necesidad de desarrollar modelos simplificados de acciones y de resistencia, calibrados mediante métodos probabilistas de cálculo, para la evaluación de estructuras existentes.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento al Director de la obra por parte de la Junta de Castilla y León (D. Lorenzo Saldaña) y a los colaboradores de CESMIA Ingenieros y GEOCISA que hayan contribuido de alguna manera al proyecto, la ejecución o la asistencia técnica a la Dirección de la Obra.

REFERENCIAS

1. SCHNEIDER, J. Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen - Grundwissen für Bauingenieure. Verlag der Fachver-eine AG, Zürich, und Teubner Verlag, Stuttgart, 1994. ISBN 3-519-0504-4 (Teubner).
2. BRÜHWILER, E. From design to "examineering". Structural Engineering International, Zürich, Vol. 5, n.º 2, 1995, p. 69.
3. SALDAÑA, L., ORTEGA, L. y TANNER, P. La rehabilitación del puente sobre el río Ebro en Frías. (Artículo presentado para su publicación en la revista Hormigón y Acero).
4. KUNZ, P., BEZ, R. et HIRT, M.A. L'évaluation des structures existantes. Ingénieurs et Architectes Suisses, Lausanne, vol. 120, n.º 5, 1994, pp. 66-73.

5. TANNER, P. Interaction between planning, execution and evaluation of tests. In: Evaluation of existing steel and composite bridges, IABSE Report n.º 76, Zürich, 1997. ISBN 3-85748-091-2.
6. IAP. Actions on road bridges. Ministry of public works, Madrid, 1997. (in Spanish).
7. ENV 1992-1-6. Design of concrete structures - Plain concrete structures. European Committee for Standardisation, Brussels, 1994.
8. Van STRAALEN, I., VROUWENVELDER, T. Comparison of statistical evaluation models. Proceedings, IABSE - Colloquium "Basis of Design and Actions on Structures. Background and application of Eurocode 1", Delft, March 27-29, 1996.
9. 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.
10. SCHNEIDER, J. Some thoughts on the reliability assessment of existing structures. Structural Engineering International, Zürich, Volume 2, N.º 1, 1992, pp. 13-18.
11. BAILEY, S.F. Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing road bridges. Lausanne, Swiss Federal Institute of Technology, 1996. (thesis n.º 1467).
12. SOBRINO, J.A. *et al.* Structural evaluation of existing concrete bridges. Assessment and strengthening of a prestressed concrete box-girder bridge. In: Bridge Assessment, Management and Design (Barr, Evans, Harding, Eds.), Amsterdam, Elsevier Publishing Company, 1994. ISBN 0-444-82063-9.
13. VaP. Computer Program VaP (Variables Processor) 1.6 for Windows. Zürich, IBK - Swiss Federal Institute of Technology, 1997.
14. TANNER, P. Reliability-based evaluation concept for everyday use. In: Saving buildings in Central and Eastern Europe, IABSE Report n.º 77, Zürich, 1998. ISBN 3-85748-094-8.
15. ORTEGA BASAGOITI, L. Analizar lo máximo para intervenir lo mínimo. El acueducto de Segovia. En: El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón, Grupo Español del Hormigón GEHO-CEB, Madrid, 1996. ISBN 84-920728-7-3.