

Rehabilitación de puentes de fábrica

Javier León

Jose Antonio Martín-Caro

Drs. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPM.

FHECOR ■ Ingenieros Consultores

1. Introducción

Cuando el técnico se ha de enfrentar al problema de evaluar, rehabilitar o reforzar un puente existente de hormigón o de acero, se ve asistido por un corpus reglamentario que, aunque concebido más bien para el proyecto de estructuras de nueva planta, contiene procedimientos que se aplican, de hecho, a la comprobación de estructuras existentes. Cuando ese técnico se enfrenta con el mismo problema, pero en un puente de fábrica, se halla totalmente desasistido, pues ni hay reglamentación, ni criterios consensuados ni datos a un nivel equiparable al de otras tipologías, tratadas en los módulos 2 y 3 de este curso.

Disponer de una metodología para la evaluación de puentes de fábrica es importante por diversas razones que se suman a la citada ausencia de un marco normativo: la presencia de este tipo de puentes es muy importante en las redes de comunicación (40% en la red ferroviaria y 30% en la red carretera), los cambios sufridos en las condiciones de explotación y en el estado de la estructura han sido muy grandes desde que se construyeron y, finalmente, tienen con frecuencia una enorme importancia cualitativa (valor histórico, urbanístico, etc.)

En este texto se da cuenta, de forma resumida¹, de cómo dar respuesta al problema de la evaluación, considerada herramienta indispensable en la toma de decisiones —como en otras estructuras—, facilitando al técnico un criterio con el que despejar las incógnitas que la evaluación plantea:

- Conocer el comportamiento de la estructura en condiciones de servicio, a partir del nivel tensional y del nivel de fisuración existente en los elementos estructurales. El

¹ El lector interesado puede acudir a las referencias bibliográficas citadas al final del texto para ampliar la información.

conocimiento del comportamiento de estas estructuras en condiciones de servicio puede facilitar el planteamiento de una política de mantenimiento más adecuada.

- Deducir el nivel de seguridad de la estructura a partir de su estudio en situaciones cercanas al agotamiento, atendiendo a los posibles modos de fallo y teniendo en cuenta los datos de que se dispone y su fiabilidad.
- Servir al diagnóstico, si hay daños, para lo que el análisis constituye una poderosa herramienta que permite cuantificar la importancia de los daños desde el punto de vista estructural, es decir, en términos de pérdida de capacidad portante, para poder inferir su posible origen y evolución en el tiempo.
- Actuar con criterio objetivo en las tareas de reparación, refuerzo o ampliación de este tipo de estructuras.

En este texto se presentan los apartados que configurarían, con extensión y alcance diversos, la Memoria de cálculo de una estructura de este tipo: documentación disponible (repasso de los datos más importantes), bases de cálculo (posibles modos de fallo y formato de seguridad), análisis estructural (con progresivos niveles de acercamiento), estudios paramétricos (análisis de sensibilidad) y conclusiones.

Añádase finalmente que en los últimos años se ha despertado un interés creciente por las estructuras de fábrica, que se ha plasmado, primero, en trabajos ingleses [1,2,5,6,7] y, más recientemente, españoles [4,9,10,11]. El Comité de Puentes de la sección española de la AIPCR organizó una jornada técnica en octubre de 2000 sobre puentes de fábrica [10] y mantiene activo un grupo de trabajo sobre el particular.

2. Documentación disponible y caracterización de la estructura

Cuando se aborda la evaluación de una estructura existente de hormigón o metálica, la cuestión documental gira en torno a cuántas probetas se deben extraer para obtener f_{ck} o f_{yk} , o hasta qué punto deben quedar caracterizadas la geometría, las acciones, etc. Cuando se aborda la evaluación de un puente de fábrica es aún más primaria: ¿qué datos obtener? A pesar de la dificultad que entraña conocer datos de la estructura objeto de evaluación, se debe de hacer un esfuerzo por precisar al menos la geometría real del puente, su naturaleza y el estado general (esto implica un reconocimiento visual de la estructura y un estudio de las posibles reparaciones a las que se haya podido ver sometido), así como una caracterización mecánica de los materiales constituyentes. Conocer, además, la naturaleza de los materiales por medio de ensayos suele ser considerado un lujo justificado sólo por la imperiosa necesidad de una precisión

extraordinaria, pero, como se verá más adelante, esta campaña sólo se abordaría si, tras un primer análisis, se llega a la conclusión de que es necesario contar con datos experimentales sobre los parámetros mecánicos de la fábrica que permitan afinar y contrastar los datos estimados en el primer intento. Sí es imprescindible conocer al menos:

- Tipo de fábrica: de ladrillo, de sillería o de hormigón en masa.
- Aparejo utilizado: a tizón o de varias roscas.
- Tipo de pieza: tipo de ladrillo y sillar.
- Espesor del tendel y tipo de mortero utilizado –cemento o cal–.
- Densidad de fábrica y relleno.
- Estado: humedad, meteorización, etc.

En cuanto a la caracterización de la estructura se han de describir: dónde se ubica el puente (carretera, vía), PK, condiciones de servicio, características históricas y estéticas del puente. Junto a esos datos primordiales, han de describirse aspectos como la configuración general que tiene el puente, es decir, el número de bóvedas, la posición de las pilas con relación al cauce, el esviaje, la rasante, etc.

Un aspecto relevante es identificar los diferentes elementos estructurales que entran en juego en el mecanismo resistente y la tipología de cada uno de ellos (figura 1). Por tanto, se deberá precisar qué tipo de fábrica se ha utilizado en la confección de la bóveda y las pilas, el tipo de relleno (figura 2), alineación de tímpanos y su unión con la bóveda así como tipo de cimentación.

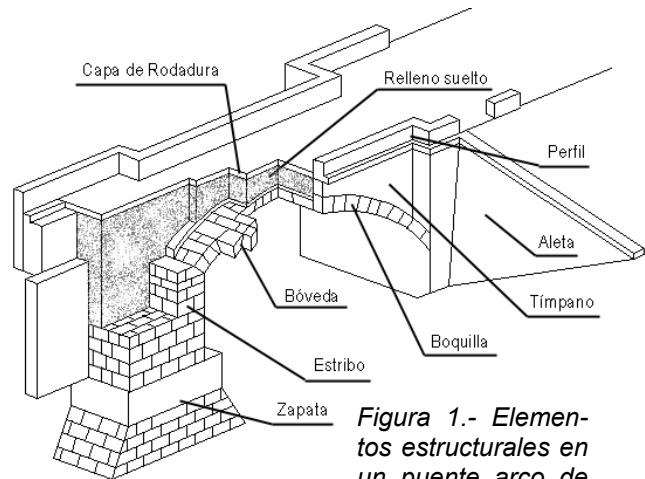


Figura 1.- Elementos estructurales en un puente arco de fábrica.

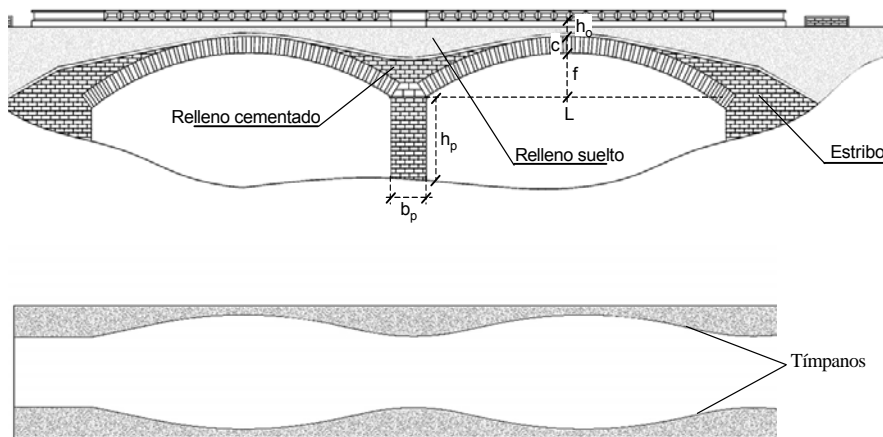


Figura 2.- Configuración estructural de un puente arco de fábrica.

Otro aspecto condicionante en la evaluación de estas estructuras, teniendo en cuenta que las herramientas de análisis expuestas en este trabajo son análisis planos, es el de obtener el ancho eficaz de bóveda movilizado por cada uno de los patrones de carga estudiados (figura 3).

Esta primera fase debe concluir, a partir de los datos recopilados, con una primera clasificación tipológica que permitirá deducir, si no hay daños, a qué grupo de puentes pertenece el que es objeto de estudio y, por tanto, qué carga de agotamiento (o nivel de seguridad) admite, aproximadamente, tal grupo. El estudio de los ratios geométricos, de los materiales empleados y

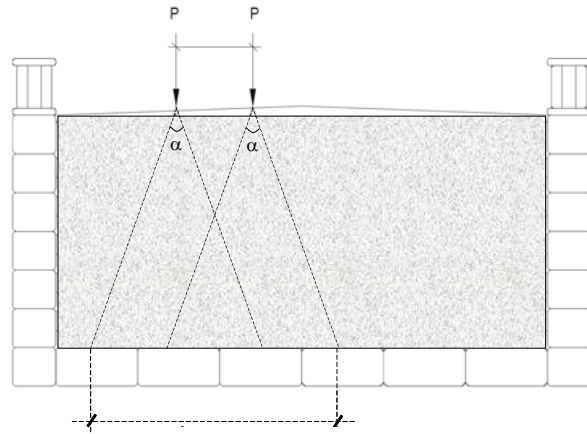


Figura 3.- Ancho eficaz de bóveda.

su aparejo permite, junto a un encuadre geográfico e histórico adecuado, atribuir al puente otra serie de propiedades necesarias al abordar el análisis estructural propiamente dicho: tipologías de secciones y espesores, características de los rellenos, etc.

3. Bases de cálculo

La definición de las bases de cálculo pasa por identificar previamente tanto las acciones que la estructura ha de soportar (gravitatorias, frenado, eólicas, etc., todo ello en condiciones convencionales) y, además, por caracterizar los materiales de la estructura. En la referencia [4] se revisan diferentes modelos constitutivos para la fábrica y el relleno, incluyendo una propuesta de aplicación práctica.

Se han de identificar también todas las posibles formas de rotura o colapso, para definir así forma general la seguridad de estas estructuras. Del mismo modo que en el proyecto de una estructura moderna de hormigón, acero, madera, etc. se deben satisfacer las condiciones de seguridad frente a los diferentes estados límite contemplados en la normativa, en la evaluación de un puente arco de fábrica se debe comprobar el posible agotamiento frente a los diferentes modos de fallo identificados hasta la fecha: fallo por la formación de mecanismos (flexión mono y multiarco, cortante), fallo por excesiva compresión y fallo por inestabilidad. Las referencias [4,10] contienen una descripción pormenorizada de los diferentes modos previsibles de colapso.

Por último, se ha de adoptar un marco de seguridad para estas estructuras de entre los diferentes formatos disponibles. En efecto, establecer el formato de seguridad es, quizás, la cuestión más peliaguda. En principio, existen tres posibilidades: adoptar la teoría de los estados límite, formato al que los técnicos están más acostumbrados porque se utiliza en el proyecto de estructuras; adoptar las nuevas técnicas basadas en la fiabilidad que, siendo muy prometedoras, aún resultan difícilmente aplicables a estructuras que fueron proyectadas y ejecutadas casi siempre sin normativa y con técnicas de análisis claramente diferentes a las actuales; o, finalmente, escoger un formato parecido al presentado en primer lugar —planteamiento de Estados Límite— con las reservas que conllevan las muchas incertidumbres existentes y el comportamiento particular de estas estructuras (fuerte no linealidad mecánica), pero con el convencimiento de que es la forma más lógica y viable de abordar la caracterización del nivel de seguridad de estas estructuras. Esta forma de proceder, usada, aunque con matizaciones, hasta 1999 por la norma DIN 1045 para estructuras de hormigón, plantea el llamado “coeficiente global” de seguridad, relativo a las sobrecargas, como marco de referencia. En esta situación se propone comprobar las siguientes combinaciones:

$$E_{d,j} = G + \lambda_j Q_j + \sum_{i=1}^n \gamma_{q,i} Q_{i,j} = R_d \quad (\text{combinación de mecanismo}) \quad (1)$$

$$E_{d,j} = \gamma_g G + \lambda_j Q_j + \sum_{i=1}^n \gamma_{q,i} Q_{i,j} = R_d \quad (\text{combinación de máximo axil reducido}) \quad (2)$$

En las expresiones anteriores $E_{d,j}$ representa la sollicitación de cálculo de la combinación j . El coeficiente λ_j se aplica sobre la acción ya que el efecto se incrementa más que la acción². La evaluación de R_d puede realizarse bajo un análisis plástico o bajo un análisis elastoplástico, para los que, en todo caso, se considera conocida la geometría conocida y el valor medio (supuesto el más probable) de las propiedades de los materiales, dado que es muy poco verosímil que se puedan conocer tantos datos como los que se precisarían para definir la distribución estadística de resistencias, por una parte, y, por otra, porque se ha de considerar el fuerte carácter no lineal que presentan estas estructuras, por lo que lo más “realista” consiste en adoptar dichos valores medios para simular de forma correcta la posible redistribución de esfuerzos y rigideces en la estructura.

² Ha de tenerse en cuenta que, en estructuras cuyo comportamiento se ve gobernado por la no linealidad de sus materiales, los esfuerzos (efectos) suelen experimentar variaciones no proporcionales, crecientes o incluso decrecientes, al valor de las acciones.

Finalmente, el coeficiente de seguridad global se corresponde con el mínimo de los λ_j obtenidos para cada uno de los modos de fallo estudiados:

$$\lambda = \text{Min} [\lambda_j] \quad (3)$$

4. Análisis estructural

Cabe contemplar dos niveles de análisis, que no son excluyentes, sino sucesivas aproximaciones al problema. Se trata de realizar, en los casos en que sea factible, un primer análisis más sencillo (primer nivel) que, en muchas ocasiones, puede ser suficiente para poder decidir si la estructura es suficientemente segura. En ese caso no es necesario realizar un análisis de segundo nivel a menos que se quiera estudiar el comportamiento en servicio. El análisis de segundo nivel sólo es necesario cuando el ámbito de aplicación del procedimiento de primer nivel no sea aplicable, cuando el nivel de seguridad, cuantificado mediante λ y obtenido con el primer nivel, no resulte satisfactorio o, finalmente, cuando se quiera conocer el comportamiento de la estructura en servicio.

4.1. Procedimientos de primer nivel

Son los basados en el análisis plástico o en el de bloques rígidos. Con ellos sólo es posible estudiar el comportamiento de estas estructuras en agotamiento y en la hipótesis de que el fallo se produce mediante la formación de mecanismos. Sólo es aplicable para puentes de bóvedas rectas y si se cumplen unas limitaciones en cuanto a la geometría del puente. Estas limitaciones se encuentran especificadas en [4] y son el resultado de los estudios paramétricos realizados en agotamiento con los métodos de análisis desarrollados. Resumidamente, son:

Bóvedas de piedra:		Bóvedas de ladrillo:	
$L \leq 20$ m;	$f/L \leq 1/6$	$L \leq 18$ m;	$f/L \leq 1/6$
si $L \leq 5$ m,	$c/L > 1/10$	si $L \leq 5$ m,	$c/L > 1/10$
si $5 \text{ m} < L \leq 10$ m	$c/L > 1/15$	si $5 \text{ m} < L \leq 10$ m	$c/L > 1/15$
si $10 \text{ m} < L \leq 15$ m	$c/L > 1/20$	si $10 \text{ m} < L \leq 18$ m	$c/L > 1/20$
si $15 \text{ m} < L \leq 20$ m	$c/L > 1/25$		

Con este acercamiento el tren de cargas estudiado se representa mediante una sobrecarga puntual Q_j , de manera que el coeficiente de seguridad global λ_j se define como:

$$\lambda_j = \frac{P_{ult} b_{b,eficaz}}{(\sum_{\text{ejes}} P_J)_{\text{tren pésimo}}} \quad (4)$$

El valor de λ_{min} exigible puede ser 3,5.

En el caso de un puente de carretera, el denominador de la expresión (4) tomaría como valor 600 kN, correspondiente a la suma de todos los ejes del carro de la IAP. El numerador es el producto de la anchura eficaz de la bóveda (ver figura 3) por la sobrecarga última obtenida (por unidad de ancho de bóveda). Para la obtención de la sobrecarga última P_{ult} se pueden utilizar dos procedimientos basados en las teorías existentes: análisis rígido plástico [2,6] y análisis de bloques rígidos [1,5], descritos sucintamente en 4.1.1 y 4.1.2.

En ocasiones, cuando $\lambda < \lambda_{min}$, resulta necesario estimar el valor de la limitación de carga máxima cuyo paso puede autorizarse sobre el puente. Desde un punto de vista práctico, teniendo en cuenta que el ancho de ejes de los vehículos pesados está en torno a 2 m, se tiene, siguiendo recomendaciones inglesas [12]:

- Carga por eje = $\frac{1}{3} P_u$ (coeficiente global de seguridad: 3).
- Carga por bogie de 2 ejes = $\frac{1,6 P_u}{2}$ (coeficiente global de seguridad: 2).
- Carga total = P_u (coeficiente global de seguridad: 1).

siendo:

P_u : $P_{ult} \cdot b_{eficaz}$

P_{ult} : valor de la carga de rotura, por m de ancho, según el análisis de primer nivel;

b_{eficaz} : $2(1 + 2 h_0) \not\geq 3,50$ m

h_0 : sobreespesor en clave.

Añádase por último que la aparente reducción del nivel de seguridad (3 para carga por eje y 1 para carga total) está vinculada a la imprecisión, del lado de la seguridad, de este tipo de métodos, dado que en el rango de luces en el que resulta válido el procedimiento, las cargas de los vehículos tienden a ser más bien repartidas.

4.1.1. Obtención de la sobrecarga última de colapso con el método rígido plástico

Se hace uso del análisis plástico y del teorema del límite superior de la plasticidad. El procedimiento calcula la sobrecarga última de colapso concomitante con la carga permanente (peso propio+carga muerta), en todas las configuraciones posibles de rótulas. De esta manera se obtiene, para cada configuración de rótulas planteada, un límite superior

de la sobrecarga de colapso real³. El menor valor de todos los calculados, será el menor de los límites superiores y, por tanto, la sobrecarga mínima de colapso de la estructura. El cálculo de la sobrecarga última en cada una de las configuraciones posibles de rótulas (en un puente monoarco se formarán cuatro rótulas y siete en el caso de un puente multiarco, como se indica en la figura 4), pasa por plantear y resolver las ecuaciones de equilibrio del sistema, obteniendo el valor de las reacciones y el valor de la sobrecarga puntual aplicada (incógnitas del sistema). Este cálculo se repite para todas las configuraciones de rótulas posibles. El programa desarrollado al efecto [4] hace variar las ubicaciones de las rótulas, manteniendo siempre una debajo de la sobrecarga puntual aplicada y calculando en cada uno de los casos la sobrecarga en equilibrio con el sistema. Al final del proceso el programa selecciona la menor sobrecarga de colapso y la configuración de rótulas correspondiente.

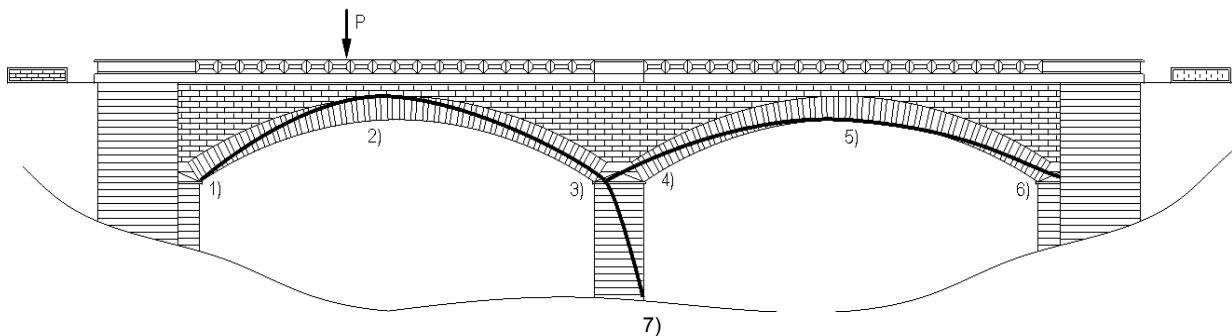


Figura 4. Línea de presiones en una estructura multiarco.

A efectos de obtener y valorar la línea de presiones resultante, una vez planteada una configuración de rótulas predeterminada, se ha desarrollado un programa informático para el cálculo de la línea de presiones, una vez definida la geometría, para cualquier configuración de cargas exteriores cuya descripción se encuentra en [4]. De esta manera, se desechan *a priori* las configuraciones de rótulas que llevaban a líneas de presiones imposibles al circular por el exterior de la bóveda y, por tanto, a cargas de colapso irreales.

4.1.2. Obtención de la sobrecarga última de colapso con el método de bloques rígidos

El método propugna la obtención de la sobrecarga última haciendo uso del teorema de los trabajos virtuales, tomando como hipótesis de partida la indeformabilidad de los cuerpos que forman la estructura (cuerpos rígidos). Se supone una sobrecarga P aplicada sobre la estructura en un punto elegido. A continuación se impone un

³ Al imponer una configuración de rótulas predeterminada, se obtiene un límite superior de la sobrecarga según el teorema del límite superior de la plasticidad.

desplazamiento vertical descendente en el punto de aplicación de la sobrecarga. La deformada será la resultante de imponer este desplazamiento y deberá ser también una deformada de colapso (por ser la carga buscada la de agotamiento), convirtiendo la estructura en un mecanismo con el número suficiente de rótulas y deslizaderas (se considera así el fallo por cortante). El valor de la sobrecarga P se obtendrá a partir de la condición de que el trabajo realizado por la carga puntual aplicada es igual a la variación de energía, siendo nulo el balance energético del sistema total. Por tanto, para cada posición de la sobrecarga P , se obtendrá un valor de límite de colapso. En la evaluación del trabajo desarrollado hasta la configuración límite de colapso, se da cabida no sólo al trabajo potencial, sino al disipado en posibles deslizamientos debido al rozamiento y al trabajo desarrollado por el relleno y los tímpanos, siendo éstos de extraordinaria importancia. Para cuantificar el trabajo de una situación a otra y correspondiente a una posición de P , se consideran:

- Fuerzas conservativas, representadas por los diferentes pesos específicos de los elementos que configuran el puente.
- Trabajo plástico de compresión en las rótulas. Para ello se contará con la resistencia a compresión de la fábrica, que delimitará las zonas de plastificación. Por lo tanto, las rótulas que habitualmente se computan como un punto en el intradós o trasdós del arco, pasarán a estar representadas por una zona de anchura determinada [5].
- Fuerzas conservativas en el contorno. Como se verá más adelante, las condiciones de contorno vendrán simuladas por muelles. El trabajo dependerá de las constantes de éstos y de los movimientos producidos en los mismos. Estos muelles simulan los empujes del relleno y el empotramiento de los tímpanos en los estribos.

$$\Delta T = \sum_{i=1}^n w_i \delta v_i + \sum_{i=1}^n \mu N_i \delta \delta_i + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n K_{hj} \delta h_j^2 + \sum_{i=1}^2 \beta_{EP} \delta \theta^2 + P \Delta = 0 \quad (6)$$

donde:

- w_i = peso del elemento i -ésimo en que se ha discretizado el puente;
- δv_i = desplazamiento vertical del elemento i ;
- μ = coeficiente de rozamiento;
- N_i = esfuerzo normal a dicho elemento;
- $\delta \delta_i$ = deslizamiento relativo entre dos elementos (el i respecto del $i-1$);
- K_{hj} = constante de rigidez del muelle horizontal j -ésimo;
- δh_j = desplazamiento horizontal del elemento j ;

- β_E = constante de empotramiento, que viene definida en 6.5.2;
- $\delta\theta_i$ = giro relativo entre dos elementos (el i respecto del $i-1$);
- Δ = desplazamiento bajo el punto de aplicación de la sobrecarga; y
- P = sobrecarga de rotura.

- Se obtendrá un valor de la sobrecarga de colapso para cada posición de la misma. Por lo tanto, para obtener la carga mínima de todas las posibles, se calculan numéricamente distintas posiciones y valores de P y se toma la menor de ellas.

4.2. Procedimiento de segundo nivel

Los procedimientos de segundo nivel permiten analizar todos los modos de fallo posibles (en los procedimientos de primer nivel sólo se estudiaban los mecanismos) y, además, estudiar el comportamiento en servicio de estas estructuras. A cambio, exigen conocer un mayor número de datos, geometría precisa, condiciones de contorno y una caracterización de los materiales. Por otra parte, el ámbito de aplicación de este procedimiento es mayor que el de los de primer nivel, incluyendo las estructuras que presenten daños que no exijan una modelización tridimensional.

El proceso tiene dos fases. En la primera —análisis estructural— se obtienen los esfuerzos en la estructura mediante un modelo de cálculo uniaxial donde se estudia la acción de los diferentes elementos estructurales (bóveda, relleno, pilas, estribos y cimentación), incluyendo el fuerte carácter no lineal mecánico y la no linealidad geométrica. En la segunda fase, debido a la fuerte anisotropía de la fábrica —por dispersión en las propiedades de las piezas y a la existencia de tendeles y llagas—, es necesario situar *a posteriori* los esfuerzos obtenidos en el modelo sobre los diagramas de interacción N - M - V , que incluyen no sólo la flexocompresión sino también, la interacción τ - σ en agotamiento. Al realizar la comprobación de la interacción τ - σ señalada, puede ocurrir que las parejas de puntos (N^* - M^* y N^* - V^*) resultantes del análisis realizado en la primera fase queden fuera de los diagramas propuestos. En este caso, la estructura colapsaría debido a la interacción producida entre la terna de esfuerzos N, M, V en la sección.

4.2.1. Análisis estructural

El cálculo de esfuerzos E_d en la estructura puede realizarse con un modelo uniaxial donde se tiene en cuenta la redistribución de esfuerzos debido al comportamiento no lineal mecánico de estas estructuras. El método respeta tanto la resistencia como la

deformación última, por lo que no necesita de consideraciones extras de ductilidad, como en el método plástico. El cálculo de E_d se realizará de acuerdo con las expresiones (1) y (2), siendo posible el estudio preciso de los trenes de carga de las diferentes normativas. La caracterización de la fábrica de la estructura se realiza a través del dominio de deformación y de la ecuación constitutiva uniaxial (figuras 5 y 6).

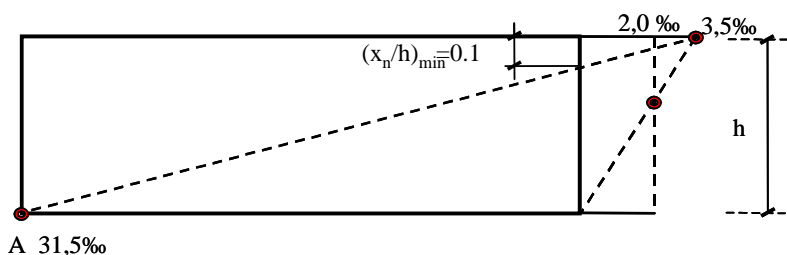


Figura 5.- Dominios de deformación adoptados para la fábrica

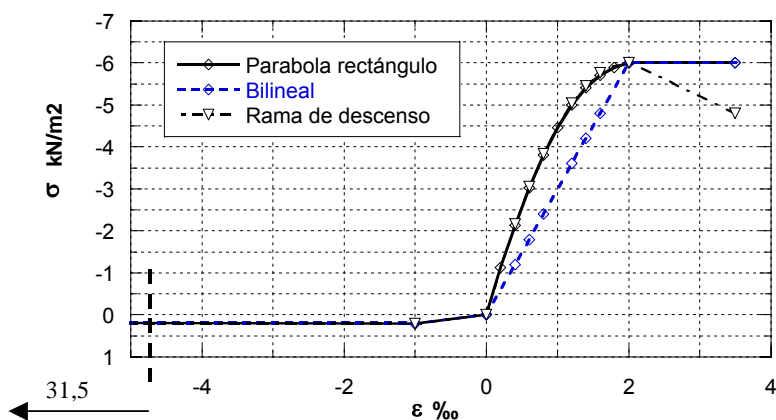


Figura 6.- Ecuación $\sigma - \epsilon$ adoptada para la fábrica

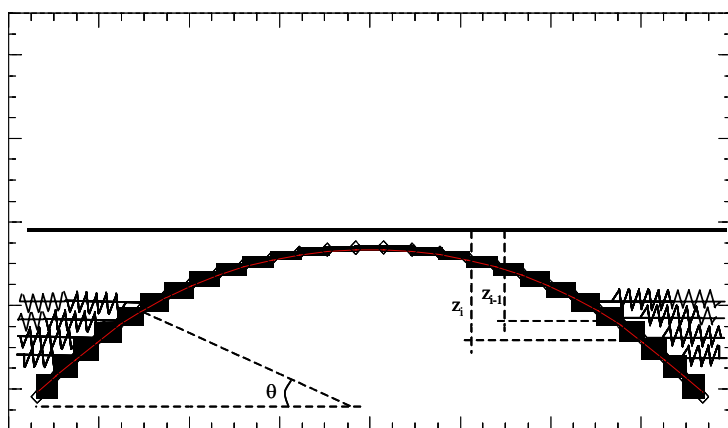


Figura 7. Modelo de cálculo uniaxial.

En la figura 7 se muestra el modelo de cálculo para una estructura monoarco. La acción del relleno se simula mediante la acción de unos muelles no lineales que dependen del movimiento entre bóveda y relleno. La cimentación se representa mediante tres muelles (K_v , K_h y K_θ). En la figura 8 se muestra un ejemplo en el que se representa la excentricidad

en la bóveda bajo la acción de carga permanente y una sobrecarga móvil (carro) mayorada aplicada a cuartos de la luz. El valor e_1 representa la excentricidad deducida de un análisis elástico lineal; $e_{relleno}$ es la excentricidad deducida de un análisis elástico pero teniendo en cuenta la acción del relleno; e_2 representa la excentricidad teniendo en cuenta el relleno y la no linealidad mecánica; y finalmente e_3 es la excentricidad calculada teniendo en cuenta la no linealidad mecánica y geométrica y la acción del relleno.

Como puede apreciarse, el cálculo elástico lineal conduce a estimaciones irreales de la excentricidad, que van corrigiéndose a medida que se mejora el modelo.

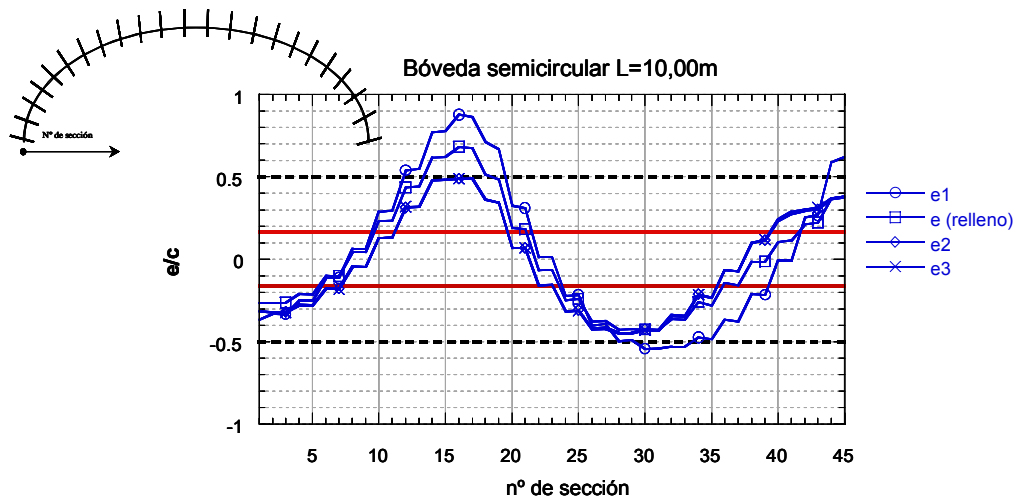


Figura 8. Excentricidad adimensional en un puente arco de fábrica.

4.2.2. Comprobación de la interacción τ - σ . Planteamiento de los diagramas de interacción N-M-V.

En las estructuras de fábrica, el agotamiento se produce para un estado interactivo o acoplado de tensiones normales y tangenciales. Por lo tanto, no es posible estudiar el agotamiento de los elementos estructurales frente a esfuerzos de axil y flexión, por un lado, y de corte por otro lado. A este respecto, se deberá comprobar la interacción de esfuerzos de flexión, axil y cortante en la sección. Esta comprobación parte del criterio de agotamiento tensional τ - σ de Mann y Müller [3] y concluye con la formulación de los diagramas de interacción conjuntos [4,11], como se indica en la figura 9.

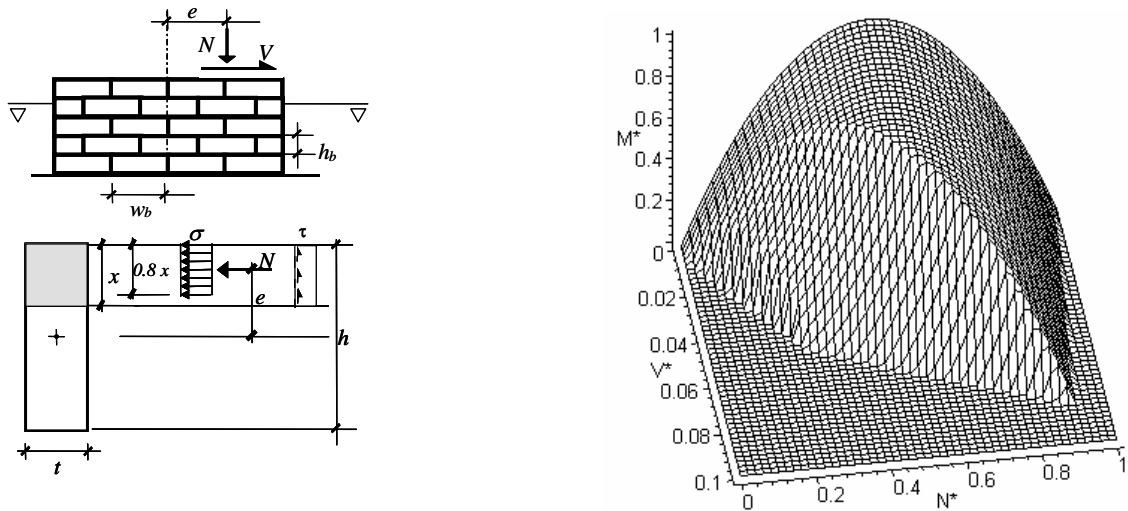


Figura 9. Diagrama de interacción N-M-V en una sección rectangular de fábrica

5. Estudios paramétricos

El objetivo que se persigue con la realización de los estudios paramétricos es el de identificar las variables condicionantes en el comportamiento en agotamiento y en servicio de estas estructuras y el de acotar el modo de fallo probable en función de las mismas.

5.1. Procedimientos de primer nivel

Las variables estudiadas en este caso han sido la luz L , la relación entre el canto de la bóveda en clave y la luz, c/L , la relación entre la flecha y la luz, f/L , la altura de pila h_p , la relación entre la anchura de la pila y la luz, b_p/L , la posible acción estabilizadora del relleno y la posición pésima de la sobrecarga puntual. En las figuras 10 y 11 se muestra la importancia de algunas de estas variables. Además, las figuras sirven como herramienta gráfica de comprobación, esto es, para unos valores determinados de las variables reseñadas más arriba, puede deducirse el valor de la carga última de agotamiento por metro de ancho de bóveda.

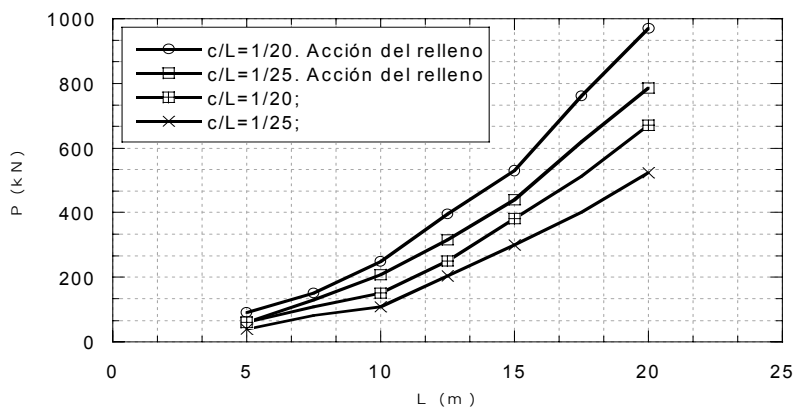


Figura 10.- Sobrecarga última concomitante con la carga muerta en una bóveda semicircular bajo un fallo de mecanismo monoarco de flexión en función de la esbeltez de la bóveda y la acción del relleno.

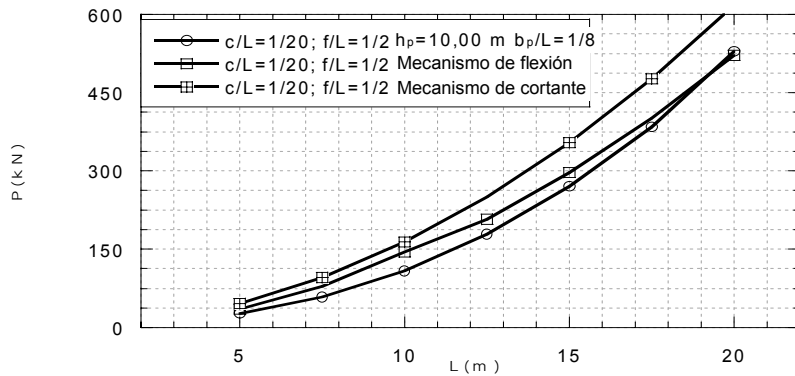


Figura 11.- Sobrecarga última concomitante con la carga muerta en una bóveda semicircular bajo un fallo de mecanismo monoarco y multiarco de flexión y de cortante.

5.2 Procedimientos de segundo nivel

Las variables geométricas estudiadas han sido las enumeradas en el caso anterior y los parámetros mecánicos principales considerados para la fábrica han sido: la relación entre la resistencia a compresión de la fábrica y la resistencia tangencial en ausencia de tensiones normales, f/c , la relación entre la resistencia a compresión de la fábrica y la resistencia a tracción de las piezas f/f_{tb} , el ángulo de rozamiento interno de la fábrica μ , la relación entre las dimensiones de la pieza ξ , y las coordenadas deformacionales uniaxiales (f , ε_e , ε_u). En las figuras 12 y 13 se muestra la importancia de la directriz en la ocurrencia de uno u otro modo de fallo. En el caso de una directriz semicircular, los cuatro puntos de la curva que se encuentran cercanos al límite de la sección indican la plastificación de esas secciones, la formación de rótulas y el colapso mediante la formación de un mecanismo de flexión monoarco. En el caso de la bóveda elíptica, antes de que se hayan desarrollado las cuatro rótulas en la estructura, la sección bajo el punto de aplicación del tren de cargas rompe por compresión excesiva (pivote B, $\varepsilon = 3,5 \text{ ‰}$) debida a la presencia de un axil adimensional concomitante en la sección (figura 13).

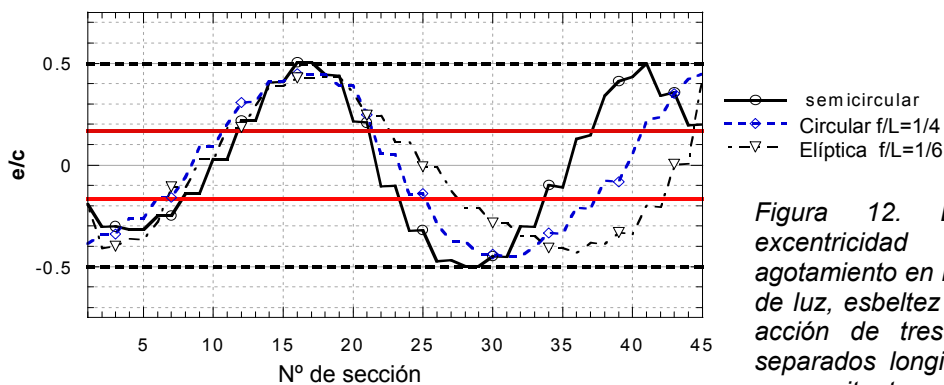


Figura 12. Evolución de la excentricidad adimensional en agotamiento en bóvedas de 10,00 m de luz, esbeltez de $c/L=1/25$ bajo la acción de tres ejes de 200 kN separados longitudinalmente 1,5 m concomitantes con la carga muerta.

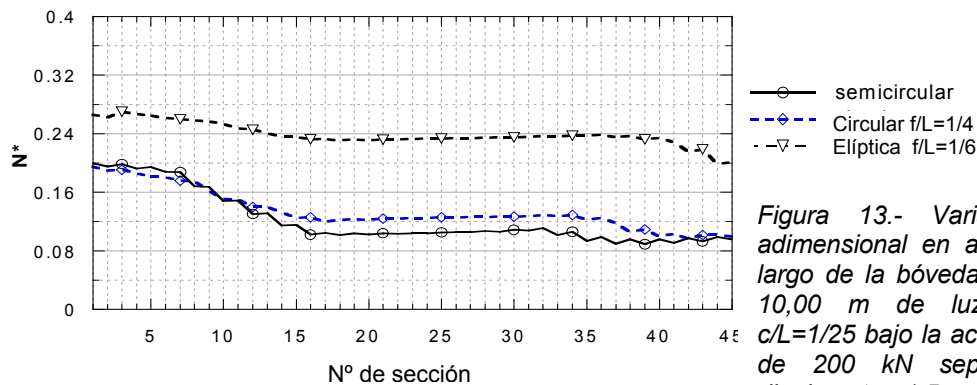


Figura 13.- Variación del axil adimensional en agotamiento a lo largo de la bóveda en bóvedas de 10,00 m de luz, esbeltez de $c/L=1/25$ bajo la acción de tres ejes de 200 kN separados longitudinalmente 1,5 m concomitantes con la carga muerta.

6. Conclusiones

- El análisis estructural de los puentes de fábrica constituye, como sucede con los de otros materiales, una herramienta poderosa para actuar con criterio fundado a la hora de estimar su nivel de seguridad y, en su caso, para diagnosticar y para proyectar refuerzos, ampliaciones, etc.
- Resulta indispensable identificar con precisión los diferentes elementos estructurales y cuantificar su contribución. La acción del relleno es esencial, especialmente en ciertas tipologías.
- El análisis estructural debe tener en consideración todos los posibles modos de fallo (formación de mecanismos de flexión y cortante, agotamiento de los materiales, inestabilidad, etc.) con el fin de definir el nivel de seguridad de manera global, como es habitual en otros materiales en el planteamiento de los estados límite.
- Los diferentes modos de análisis deben estar en relación con la cantidad de información disponible y el fin perseguido. Así, los análisis de primer nivel pueden ser suficientes si no hay daños manifiestos o si los ratios geométricos esenciales se encuentran alejados de los límites recogidos en la bibliografía [4]. De lo contrario, se hará preciso realizar análisis de segundo nivel, que pueden proporcionar una información más ajustada acerca del nivel de seguridad de la estructura, pues reflejan con aproximación suficiente el tipo de respuesta de la estructura en servicio y tienen en cuenta todos los posibles modos de fallo, incluidos los de agotamiento del material por interacción σ - τ , motivados por la anisotropía del comportamiento de las fábricas.

7. Referencias bibliográficas

- [1] Crisfield M.A & Packman A.J. A mechanism program for computing the strength of masonry arches. *TRRL Research Report 124*, 1987.
- [2] Heyman J. The estimation of the strength of masonry arches. *Proc. Inst Civil Engineering. Part 2*.
- [3] Mann W. & Müller H. Failure of shear-Stressed masonry - An enlarged theory, tests and Application to shear walls. *Proc. of the British Ceramic Society*, 30, 223-235.
- [4] Martín-Caro J.A. Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación. *Tesis doctoral dirigida por J. León. ETSICCP. Madrid 2001*.
- [5] Melbourne C. The assesment of masonry arch bridges- the effects and defects. *Proceedings from the first International Conference on Bridge Management*. March 1990 pp 523-53.
- [6] Pippard A.J.S. The approximate estimation of save loads on masonry bridges. *Civil Engineering. Vol 1*.
- [7] Sowden, A.M. (editor) E&FN. The maintenance of brick and stone masonry structures. *Spon, 1990*.
- [8] Ryall, M.J.; Parke, G.A.R.; Harding, J.E. Manual of Bridge Engineering. *The Institution of Civil Engineers. 2001*.
- [9] Molins, C. Un modelo para el análisis del comportamiento resistente de construcciones de fábrica. *Tesis doctoral dirigida por P. Roca. ETSICCP. Barcelona, 1996*.
- [10] Jornada sobre puentes de bóvedas de fábrica. AIPCR – CEDEX. *Octubre, 2000*.
- [11] Martínez, J.L.; Martín-Caro, J.A.; León, J. Comportamiento mecánico de la obra histórica de fábrica. Monografías sobre el análisis estructural de construcciones históricas de fábrica. *ETSICCP de Madrid, 2001*.
- [12] British Standards. The assesment of highway bridges and structures. *BD21/93*.