

Análisis estructural de puentes de arcos de fábrica. Método energético. Parte II

JOSÉ ANTONIO MARTÍN-CARO, JAVIER LEÓN GONZÁLEZ, HUGO CORRES PEIRETTI (*)

RESUMEN El presente trabajo pretende servir de continuación y aclaración al planteamiento del *método energético* en puentes arco de fábrica, mediante un estudio detallado de los diferentes términos que entran en juego en la ecuación del trabajo.

Al mismo tiempo y, gracias a la elaboración de un programa, se ha realizado un estudio comparativo donde se han contrastado los valores experimentales que se disponen con los valores obtenidos con el método energético y con los obtenidos con el método plástico.

Del mismo modo, se han identificado los posibles modos de fallo de esta tipología, de los que se han analizado los conernientes a la formación de mecanismo monoarco y multiarco y al fallo por pérdida de material.

Por último, se proponen nuevas vías de análisis y mejora.

STRUCTURAL ANALYSIS OF MASONRY ARCH BRIDGES. RIGID BLOCK FORMULATION

ABSTRACT *This paper intends to continue the exposition of the energetic method in masonry arch bridges started in a previous paper [6], explaining in detail each of the different terms that appear in the virtual work equation.*

In addition, the different results obtained in five different bridges by a computer program based on the energetic method, are compared with the ultimate load reached during the test performed by the TRRL (Transport and Road Research Laboratory).

The identification of the different collapse modes of this typology could lead to determine the safety of masonry arch bridges in each case. In particular, some research has been carried out three of these modes, multi-span mechanism, simple-mechanism and material-lost due to an excessive compressive stress.

Finally, the scope of the method is defined, as well as future vias of improvements are presented.

Palabras clave: Puentes arco de fábrica; Análisis estructural; Bloques rígidos.

1. INTRODUCCIÓN

Una vez realizado el planteamiento general del método⁽¹⁾, que aparece descrito en *Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Modelo energético. Parte I* (aparecido en esta misma publicación, en el pasado número), se pretende realizar un análisis pormenorizado de los diferentes términos que concurren en (1).

La contribución de cada término al balance energético permite valorar la importancia de cada elemento estructural, por lo tanto, posibilita la detección de posibles causas de patologías y valorar las posibles intervenciones.

El planteamiento particularizado (término a término) del trabajo permite asociar a los diferentes modos de fallo posibles la importancia relativa de los diferentes elementos estructurales.

$$\begin{aligned} \partial T = & \sum_{i=1}^n w_i \partial v_i + \sum_{i=1}^n \mu N_i \partial \delta_i + \sum_{j=1}^n K_j \partial h_j^2 + \\ & + \sum_{i=1}^2 \beta_{empr} \partial \theta^2 + P \Delta = 0 \end{aligned} \quad [1]$$

2. ECUACIÓN DEL TRABAJO

2.1. MECANISMO DE UN ARCO

2.1.1. Trabajo potencial de la bóveda

El análisis de la bóveda exenta (sin la contribución estructural del relleno y sin la rigidización adicional de los tímpanos) lleva a cargas de colapso similares a las por ejemplo obtenidas con un procedimiento de equilibrio estático (5), es de resaltar que las ubicaciones de las rótulas de uno y otro procedimiento son relativamente diferentes. En el caso que nos ocupa, método energético, la ubicación pésima de la carga puntual y, por lo tanto de la segunda rótula, se dará generalmente para valores de $x=0.33L$ (para arcos peraltados), más cercanos a clave que en (5). Es posible que esta configuración de colapso, sea poco real para un puente arco de fábrica ya que, como se verá más adelante, la acción conjunta de los diferentes elementos estructurales, sitúan la segunda rótula a $x = 0.30L$.

⁽¹⁾ El método planteado propugna la obtención de la carga última de mínima energía, tomando como hipótesis de partida la indeformabilidad de los cuerpos que forman la estructura (cuerpos rígidos). Para obtener la carga última asociada al mecanismo de colapso de mínima energía, se hace uso del teorema de los trabajos virtuales.

(*) ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

2.1.2. Contribución estructural del relleno. T1

La importancia relativa del empuje del relleno sobre la bóveda es grande con respecto a la carga última de colapso, especialmente si existen en clave acciones horizontales (p.e. acciones de frenado). De nuevo, su importancia va a depender de la luz, de la directriz y fundamentalmente del tipo de relleno (ϕ), (supuesta su existencia).

Hay dos formas de cuantificar fácilmente este efecto:

1. La primera es la representación del relleno mediante muelles. En este caso la constante en un determinado punto dependerá del ángulo de rozamiento del relleno y de la profundidad a que se encuentre este punto con respecto a la altura total (del relleno) en clave. La dirección de estos muelles será perpendicular al trasdós de la bóveda. Esto permite delimitar correctamente la zona de actuación del empuje, no contabilizando la acción del relleno cercano a clave.

$$K = \frac{1}{2} \gamma K_{terreno} (d_i^2 - d_{i-1}^2)$$

La segunda lo hace mediante las cuñas de empuje, opción esta elegida finalmente. En este segundo caso la contribución del relleno se representa por una fuerza sensiblemente horizontal equivalente al empuje de la cuña formada sobre el trasdós de la bóveda.

Se consideran dos efectos diferentes en la interacción relleno-bóveda:

Empuje activo. Localizado en la zona de arranques más cercana al punto de aplicación de la carga puntual. En este caso el empuje de las tierras situadas detrás de la bóveda participa negativamente ya que favorecen la formación del mecanismo.

El empuje del relleno, suponiendo que éste se encuentra confinado entre la bóveda y las paredes de los tímpanos, (siendo válida la hipótesis en 2D), es directamente cuantificable a través de los estudios realizados sobre muros (10), con la particularidad de que en este caso el muro (trasdós de la bóveda) es curvo.

Se debe asegurar la existencia de un movimiento real de la bóveda hacia el relleno para poder contar con el empuje, estos valores límite aparecen en la tabla 1, que se encuentra en (10).

De los dos posibles criterios más comunes para valorar la constante de empuje K_a , Coulomb y Rankine, se ha optado por el segundo debido a que la fuerte inclinación de la bóveda hace suponer una plastificación del relleno.

Una vez se limite la zona de empuje (entre la primera y la segunda rótula), el empuje resultante será:

$$E_{activo} = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2$$

$$K_a = \frac{1}{\cos(\alpha)} \frac{\sqrt{1 + \text{sen}^2(\phi) - 2\text{sen}(\phi)\cos(\rho)}}{\text{sen}(\phi)}$$

$$\text{tg}(\delta) = \frac{\text{sen}(\phi)\text{sen}(\rho)}{1 - \text{sen}(\phi)\cos(\rho)} \frac{\sqrt{1 + \text{sen}^2(\phi) - 2\text{sen}(\phi)\cos(\rho)}}{\text{sen}(\phi)}$$

$$\rho = 2\alpha$$

El punto de aplicación del empuje se sitúa a 1/3 de la distancia vertical entre la rótula primera y segunda.

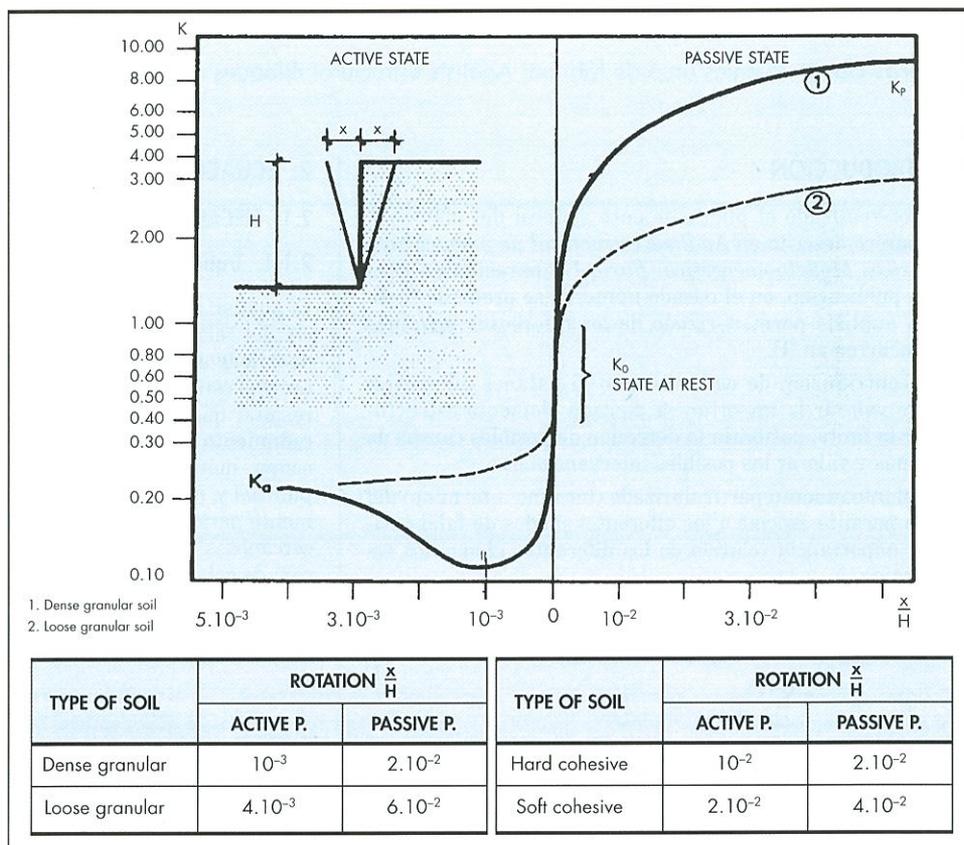


TABLA 1. Diagram of the relationship between earth pressure and movement.

En el caso de existencia de agua en el relleno, el empuje hidrostático del agua sobre el trasdós se debería sumar al resultante del empuje activo, ya que actúan los dos en el mismo sentido. A pesar de que el empuje hidrostático no está inclinado el ángulo δ sobre la normal a la superficie se supondrá lo contrario, pasando el empuje total a resultar:

$$E_{activo} = \frac{1}{2} \gamma' K_a H^2$$

Empuje pasivo. Localizado en la zona de arranques más alejada de la acción de la carga puntual, su efecto es de mucha mayor importancia que el activo, haciendo despreciable en ocasiones el efecto de éste.

Las consideraciones e hipótesis son semejantes a las realizadas en el caso anterior, aunque los movimientos exigibles de la bóveda hacia el relleno se multiplican por 20 aproximadamente.

En este caso su efecto es beneficioso a la hora de valorar el comportamiento estructural, y contrario al efecto hidrostático, que se deberá restar al empuje pasivo en caso de presencia de agua en el relleno.

De los dos posibles criterios, Coulomb y Rankine, se ha optado de nuevo por el segundo.

Una vez se limite la zona de empuje (entre la tercera y la cuarta rótula, siempre que cumpla el requisito de desplazamiento mínimo), el empuje resultante será:

$$E_{pasivo} = \frac{1}{2} \gamma K_p H^2$$

$$K_p = \cos(\alpha + \delta) \frac{\sqrt{1 + \text{sen}^2(\phi) + 2\text{sen}(\phi)\cos(\rho)}}{\cos(\alpha)(1 - \text{sen}(\phi))}$$

$$\text{tg}(\delta) = \frac{\text{sen}(\phi)\text{sen}(\rho)}{1 + \text{sen}(\phi)\cos(\rho)}$$

$$\rho = 2\alpha$$

En la tabla 2, que se encuentra en (10) aparecen los valores máximos para el ángulo de rozamiento de la bóveda y el relleno dependiendo del ángulo de rozamiento interno de éste último (ϕ).

Dentro del análisis de la acción del relleno, ésta cobra especial importancia en los arcos peraltados, debido a la disminución del ángulo que forma la superficie de la bóveda con la vertical (α), y al aumento de la superficie donde actúa el relleno.

El trabajo asociado será entonces:

$$T_1 = F_h^{activo} \delta h_i + F_h^{pasivo} \delta h_j$$

F_h^{activo} = fuerza de la cuña de empuje activo

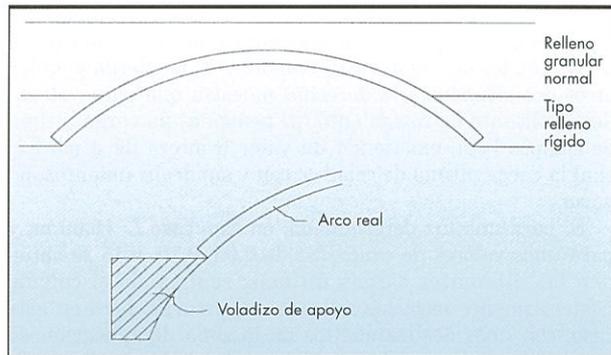
F_h^{pasivo} = fuerza de la cuña de empuje pasivo

δh_i = desplazamiento horizontal del elemento i-ésimo donde actúa la cuña de empuje activo

δh_j = desplazamiento horizontal del elemento j-ésimo donde actúa la cuña de empuje pasivo

Al igual que en el caso de la modelización del relleno por muelles y, como ya se comentó anteriormente, no se debe contar con la acción del relleno en la zona cercana a clave, por lo pequeño de los desplazamientos horizontales, por la posibilidad de deslizamiento del relleno y, finalmente y más importante, por que estudios experimentales realizados así parecen indicarlo (3). Por tanto, y a falta de un estudio concreto, tan sólo se ha contabilizado el empuje en 2/3 de la altura teórica. Este valor, que puede parecer arbitrario, está de acorde con los estudios anteriormente citados (aunque esto tampoco sea definitivo ni nos deje tranquilos) y más importante aún, salvo en casos muy particulares, está del lado de la seguridad.

En los casos en que exista un relleno de tipo rígido, bien por el proceso constructivo, bien por la naturaleza del relleno, todo lo anteriormente comentado se ha de ver modificado. La presencia de un elemento rígido cerca de los arranques posibilita la elevación de las rótulas situadas normalmente cerca de los mismos. Este efecto es asemejable a una reducción en la luz y, por tanto, aumenta notablemente la capacidad portante.



2.1.3. Deslizamientos relativos entre dovelas

Este fenómeno aparece con frecuencia en un gran número de estructuras de esta tipología, normalmente asociados a una mala adherencia junto a un fallo en la cimentación. Foto 1.

	Granular Soil and Cohesive in Long Term Scenarios	Cohesive Soil in Short Term Scenarios
Perfectly smooth faces*	0	0
Steel	2/3 ϕ	0
Precast concrete	2/3 ϕ	0
Concreting to the soil	ϕ	0
Failure through the soil	ϕ	0

* Treated with asphalt, tar, bitumen, etc.

TABLA 2. Maximum values for the angle of friction between the face of the wall and the soil, depending on the angle of friction of the soil, ϕ .



FOTO 1. Puente de Orio.

La influencia de los deslizamientos existentes entre dovelas, en la carga última de colapso dependerá de su localización y de la magnitud de los mismos, siendo en ocasiones causantes de la ruina de la estructura.

Un primer análisis, suponiendo que se producen deslizamientos en la zona cercana al punto de aplicación de la carga, (en los dos elementos situados a la izquierda y en los otros dos situados a la derecha) muestra que para valores del coeficiente de rozamiento (μ) pequeños, la carga última de colapso baja, existiendo un valor frontera de μ para el cual la carga última de colapso, con y sin deslizamientos, no varía.

Si para una luz determinada, en este caso $L=10,00$ m, y para unos valores de *canto/luz* de 0,05, 0,10, 0,15 se obtienen las diferentes cargas últimas; realizando el cálculo posteriormente para las mismas estructuras, pero en este caso, con unos deslizamientos en la zona de aplicación de carga, los resultados obtenidos dependen del valor del coeficiente de rozamiento (tabla 3).

Nelem	$\delta\delta/\text{canto}$
k-2	0.0667
k-1	0.1000
k	0.1166
k+1	0.1000
k+2	0.0667

K: punto de aplicación de la carga

En los casos en los que la relación *canto/Luz* es baja, la variación de la carga última es pequeña, en estos casos, el estado tensional es avanzado lo que implica un esfuerzo normal importante a lo largo de las secciones y, por tanto, aún para valores de μ bajos, el trabajo disipado por rozamiento compensa en gran medida el déficit del trabajo potencial con respecto a la situación sin deslizamientos.

Para valores de *canto/Luz* mayores, el esfuerzo normal

disminuye, siendo entonces de mayor importancia el valor de μ dentro del trabajo disipado por rozamiento.

Un segundo análisis en el que se estudian los deslizamientos relativos ligados a los fallos en la cimentación, muestra que salvo en directrices muy rebajadas, estos deslizamientos junto a fallos en la cimentación conducirán a cargas últimas menores, pudiendo ser esta disminución de gran importancia. El no considerarlos llevaría a sobrestimar de una manera inaceptable la capacidad resistente de la obra.

2.1.4. Condiciones de apoyo

A lo largo de la vida de estas estructuras son frecuentes los cambios en las condiciones de apoyo, debidas fundamentalmente a socavaciones y descalces en los cimientos. Estas nuevas condiciones de contorno modifican notablemente la respuesta estructural del arco, siendo en un gran número de ocasiones culpables directas de la ruina del mismo.

Para poder evaluar estas nuevas condiciones de apoyo, bastará con imponer unos desplazamientos en el vector de términos independientes \mathbf{x} (5).

A continuación se estudia el caso de un arco circular de $L=10,00$ m, una relación *canto/luz* = 1/20 y otro elíptico similar al anterior de semiejes $a=5,00$ m y $b=2,50$ m, donde se cuenta con el empuje pasivo del relleno ($\phi=30^\circ$), (que deja de colaborar rápidamente), conforme aumentar los descansos en los apoyos, pero no con la rigidización adicional de los tímpanos. Se halla la carga última de colapso en función de los desplazamientos impuestos. Como se puede observar (figura 4), los desplazamientos impuestos tienen gran importancia, aunque menor que en un planteamiento elástico tradicional.

De estos resultados se puede concluir que en este caso se llega al colapso con un descenso apoyo $\delta/Luz = 1/20$.

Por otra parte y, como se comentó anteriormente, es muy probable que cuando se originen cambios en las condiciones de apoyo se produzcan deslizamientos relativos entre dovelas atenuando a su vez la fuerte disminución en la capacidad portante.

Es necesario, por tanto, realizar un estudio conjunto más preciso que englobe en el análisis las diferentes variables, Luz, deslizamientos, directriz, condiciones de apoyo, etc.

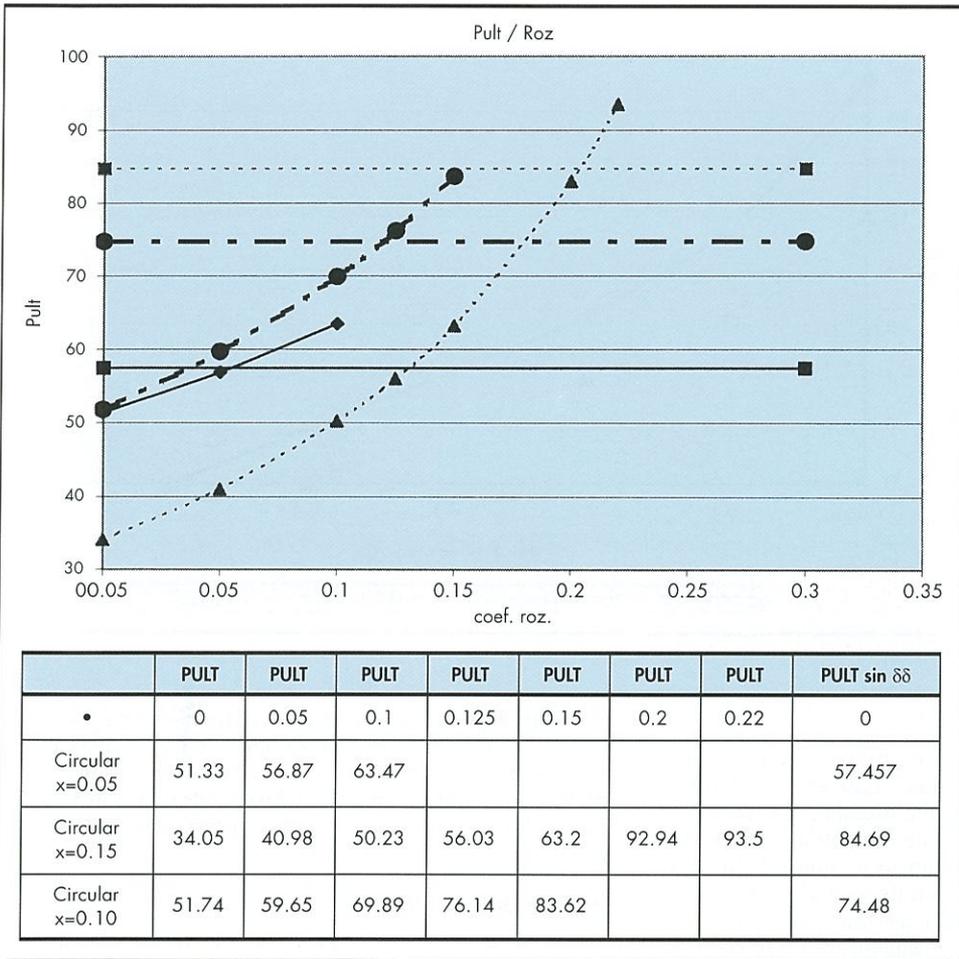


TABLA 3.

2.1.5. Rigidización de tímpanos

Tener en cuenta el trabajo de empotramiento de los tímpanos en los estribos lleva a cargas de colapso extraordinariamente altas. A modo de ejemplo, la influencia de este trabajo en el monto total puede hacer cambiar el orden de magnitud del resultado. La explicación ya se adelantó en el epígrafe 2.7.6 de (6) donde se señaló la diferente respuesta estructural de la estructura con la presencia de tímpanos.

La manera de cuantificar este trabajo presenta todavía lagunas, ya que a pesar de introducir tres constantes que recogen tres efectos importantes, el estado de la unión entre el tímpano y el estribo (β_{es}), unión bóveda-tímpano (β_e) y otra que recoge el reparto transversal (β_r), los valores de las mismas son a priori una incógnita. Siendo en cada caso la experiencia de cada uno la que deberá marcar un valor aproximado para cada una de ellas.

2.1.6. Configuración de colapso

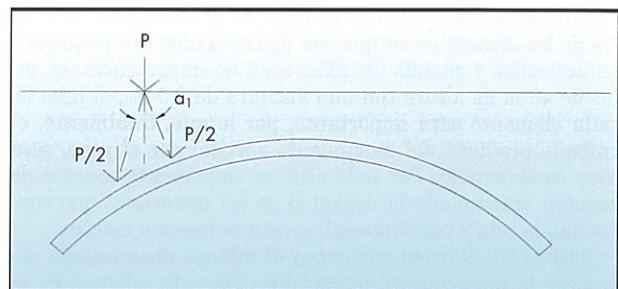
La configuración de colapso depende fundamentalmente de la ubicación de las rótulas, estas por regla general, se localizarán en los arranques, cerca de riñones y aproximadamente a $0,70Luz$.

La configuración de colapso dependerá de la directriz y de la importancia relativa de las diferentes variables que entran en juego dentro del comportamiento estructural. Dejando a un lado la rigidización de los tímpanos, que conllevaría un fallo de la estructura no por la formación de un me-

canismo, sino probablemente por medio de una inestabilidad local (*snap-through*), o por la pérdida de material, resaltar la importancia de contar con la existencia de un relleno rígido cercano a los arranques que provocaría la elevación de las rótulas extremas. En general la presencia de un relleno granular condiciona en gran medida la configuración de colapso situando la tercera rótula en $0,70Luz$, en arcos peraltados y a $0,65Luz$ en arcos rebajados.

Ha que destacar también la influencia de la directriz y de los cambios en las condiciones de contorno que pueden alterar notablemente la localización de las rótulas.

Por último, el reparto de la carga a través del relleno, fenómeno ya tratado en numerosos estudios (3), aleja la segunda rótula de su posible ubicación de $1/6 Luz$ hasta $1/4Luz$.



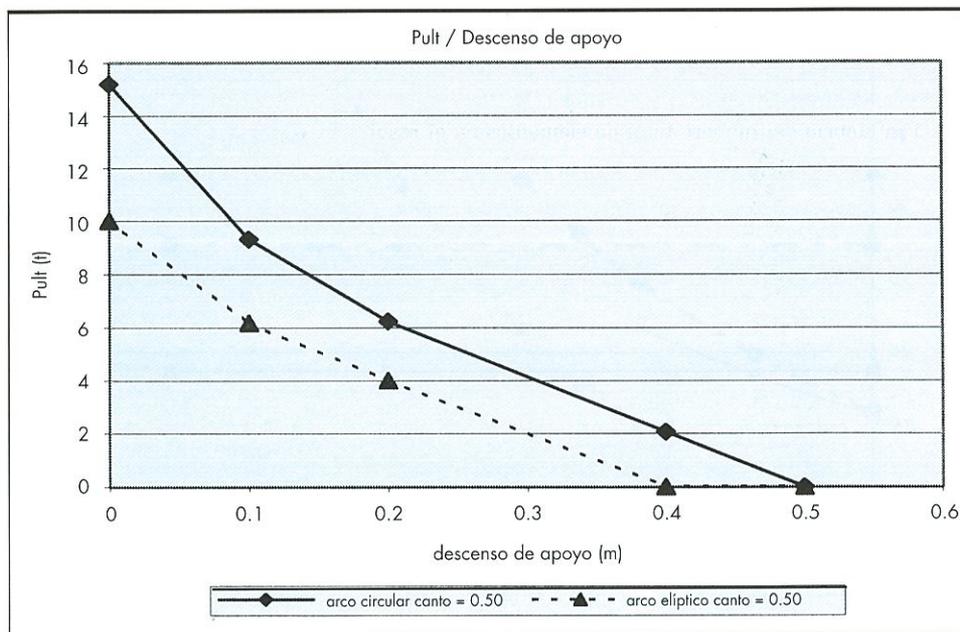


FIGURA 4.

2.2. MECANISMO DE DOS ARCOS

La formación de un mecanismo multiarco implica fundamentalmente una esbeltez de pila capaz de transmitir el mecanismo. Por otra parte la simplificación realizada a la hora de linealizar las ecuaciones de compatibilidad cinemática en la pila, conlleva la existencia de una esbeltez que permita desprestigiar los movimientos de segundo orden.

No será aplicable directamente, por tanto, este método en los casos de pilas con relación ancho/altura altas donde el giro en la rótula formada en base de la pila sea mayor de 20° .

La importancia del efecto estructural del relleno y de la rigidización de los tímpanos es similar al caso de la formación del mecanismo en un arco. El trabajo del relleno situado en la zona de pilas no se contabilizará debido a que el doble movimiento de sentido contrario de la bóveda en ambos arcos no deja delimitar claramente las zonas de empuje. El movimiento de la bóveda (en la zona de estribos) es en general menor en este caso mientras que el tramo de bóveda en movimiento es mayor.

El trabajo de los tímpanos se limitará a la zona de estribos, siendo normalmente algo menor en este caso que en el anterior (menor giro).

El análisis de los deslizamientos relativos en el caso de mecanismo de I arco es válido en este caso también.

En cuanto al cambio en las condiciones de apoyo, en este caso además del descenso vertical se permite un giro en base de la pila.

Un aspecto de gran importancia en este caso, es el trabajo potencial de las pilas. Si bien los movimientos verticales de los elementos en que son discretizadas son pequeños, en ocasiones y cuando las pilas sean de importancia (ej. pilas de 40 m de altura con una anchura de 8.0 m), el peso de cada elemento será importante, por lo que, finalmente, el trabajo, producto del movimiento vertical por el peso, será muy considerable. Por todo esto, es importante conocer de manera aproximada la densidad de los materiales que conforman la pila y por supuesto, si esta es hueca o maciza.

Los resultados obtenidos con el método desarrollado dejan ver la importancia de variables como la esbeltez de la

pila o la directriz de los arcos. Existen estudios (3) en los que se estudia la formación de mecanismos multiarco, en ellos se llega a relacionar la carga de rotura de puentes de un solo arco y multiarco por medio de una simple fórmula en la que tan sólo aparecen los parámetros geométricos de la estructura.

3. IMPLEMENTACIÓN

El estudio de todas las variables anteriormente comentadas, se ha realizado gracias a la mecanización de los cálculos a través de dos programas informáticos *Arcotv4* y *Arcotv5* que recogen todos los efectos que se han ido citando, trabajo potencial, empuje de tierras, rigidización de los tímpanos, deslizamientos relativos entre dovelas, cambios en las condiciones de apoyo, etc.

El primero de ellos, además, permite un análisis multiarco. El segundo de ellos halla la línea de presiones para cada carga aplicada, permitiendo así un análisis tensional que valide el resultado desde este otro punto de mira.

Los programas recogen, por medio de una simple entrada de datos, los parámetros mecánicos y geométricos de la estructura, realizando el cálculo de la carga de colapso para las posibles ubicaciones de rótulas y presentando la carga última junto a la deformada, las reacciones y dimensiones de las zonas de plastificación en cada caso.

Por otro lado, los datos geométricos anteriores y posteriores al cálculo se guardan en un fichero de datos, para que puedan ser leídos por un postprocesador gráfico, obteniendo así una representación gráfica de la deformada, para las sucesivas posiciones de la carga.

Discretización

Para simplificar al máximo la entrada de datos geométricos, sólo es necesaria la ecuación de la directriz (se introducen los coeficientes del polinomio de la directriz) y el número de elementos en que se quiere discretizar la estructura, el programa se encarga de dar a cada elemento las coordenadas x e y del centro de gravedad del elemento.

Se permite una asignación directa de datos a elementos particulares por medio de una tabla (entrada de datos), en

la que se puede precisar coeficientes de rozamiento particulares a un elemento, espesores diferentes al general, deslizamientos relativos, en definitiva cualquier parámetro que por observación directa se constata diferente.

La influencia del número total de elementos en el resultado final de la carga última no es importante, siempre que las dimensiones del elemento no estén excesivamente distorsionadas. En el caso de fábrica de bloques de piedra es conveniente un tamaño igual entre dovela y elemento, en el caso de fábrica de ladrillo no es conveniente ir a tamaños de elemento tan pequeño ya que retarda el tiempo de cálculo sin ninguna ventaja en la precisión.

La ubicación de las rótulas también depende del grado de discretización, ya que sólo pueden formarse rótulas entre elementos, un tamaño de elemento de 1/20 de la luz cumple sobradamente los requerimientos de este aspecto.

4. CONTRASTACIÓN DE RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES

A continuación se presentan los resultados obtenidos en la obtención de la carga última de agotamiento en cinco de los once puentes ensayados hasta rotura en el Reino Unido. Estos resultados hacen referencia a la carga experimental obtenida en el ensayo, y a los diferentes valores estimados con algunos de los métodos existentes, entre ellos el método de equilibrio y el método energético.

En el Reino Unido se han venido realizando a lo largo de los últimos 20 años una campaña de ensayos sobre puentes de fábrica reales (3), (4), (7), (8), (9).

Bargover

En este primer caso no se llegaron a formar totalmente las cuatro rótulas necesarias para la aparición del mecanismo, la parte central de la bóveda se separó de sus bordes rigidizados por los muros del tímpano, llegando a un colapso por deslizamiento y microfisuración de los elementos bajo carga causado por una excesiva compresión. En este caso los tímpanos se mantuvieron unidos a la bóveda durante gran parte del proceso de carga, finalmente se produjo la separación de ambos elementos, lo que provocó que la anchura de bóveda disminuyera, al mismo tiempo que unas tensiones excesivamente altas en la bóveda que produjeron el fallo final sin que se llegara a formar el mecanismo completo (sólo 3 rótulas).

Bridgemill

El mecanismo completo se formó, de ahí la proximidad entre el resultado experimental y el obtenido por el método. La aparición de las cuatro rótulas implica la no contribución de los tímpanos por esa razón estos elementos no han sido evaluados por el programa.

	Bargover	Bridgemill	Preston	Prestwood	Torksey
Tipo	Piedra	Piedra	Piedra	Ladrillo	Ladrillo
Luz	10.360	18.290	5.180	6.550	4.900
Flecha	5.180	2.84	1.636	1.428	1.154
Espesor de arco	0.558	0.771	0.360	0.220	0.343
Altura del relleno en clave	1.200	0.203	0.380	0.165	0.241
Anchura	8.680	8.300	5.700	3.800	7.160
Directriz	Semi-circ	Poligonal	semi-elíptica	distorsionada	Poligonal
Peso Esp.	2.4	2.15	2.25	2.0	2.05
Kp^4	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
α^2	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5
Carga Experimental	560	310	210	22.8	106
Programa del TRRL ¹	575:772	254:364	124:176 ³	177	141.5
3XMEXE ²	385	109	180	5.3	87.7
Programa Límite	427	200	74 ⁵	17.17	78.76
Coef. de seguridad	1.31	1.55	2.83	1.32	1.34
Programa energético	601	276	80 ⁶	19.13	60.50 ⁷
Coef. de seguridad	0.94	1.12	2.63	1.20	1.75

1. Del TRRL se dan dos valores, límite superior y límite inferior, supuestamente el valor debe quedar entre ambos. La amplitud del intervalo nos da una idea de la adecuación del método en los diferentes casos.

2. Los resultados MEXE vienen multiplicados por un factor de seguridad de tres.

3. Rótula izquierda ubicada 25° por encima de la línea horizontal

4. El coeficiente de empuje en el programa límite, no se ha considerado en todos los casos como tres.

5. Se consideró una elevación de rótula de 0.20rad, ya que en este caso se sabía con certeza de la existencia de un relleno rígido.

6. En este caso si se considera la elevación de rótula que se observó durante el ensayo la carga última aumenta hasta 170t

7. Si se considerase tan solo un grado de empotramiento del 50%, la carga de colapso sería de 134t

TABLA 4.

Preston

Aparte de una contribución clara de los tímpanos, la localización de una de las rótulas extremas se elevó con respecto al arranque, un ángulo de aproximadamente 20° , lo que llevó a una carga de rotura mayor.

Prestwwood

El modo de colapso fue el de mecanismo de cuatro rótulas.

Torksey

En este caso la contribución de los tímpanos parece clara en el modo de colapso, explicando así el margen obtenido con el método energético. Si se considera un grado de empotramiento del 50% en las tres constantes, la carga de rotura hubiera llegado hasta 134t. El colapso se debió finalmente a un fenómeno de *snap-through*.

5. CONCLUSIONES**5.1. ÁMBITO DE VALIDEZ Y APLICACIÓN DEL MÉTODO**

La aplicación del método será fiable siempre y cuando el modo de rotura sea el colapso por medio de la formación de un mecanismo. Además la validez de los resultados está limitada por unos valores extremos para cada variable.

Luz. La *luz* debe oscilar entre un valor mínimo de 3 y uno máximo de 20 m, para valores mayores el análisis adimensional del trabajo potencial de la bóveda no está contrastado. En luces menores a tres metros es improbable la formación de un mecanismo de cuatro rótulas.

c/L. La relación entre el espesor de la bóveda y la luz de la misma no debe de ser inferior a $1/30$ ni superior a $1/7$.

$\delta\delta$. Los deslizamientos máximos tanto positivos como negativos también deben de estar dentro de un rango de valores. No se debe olvidar que el método parte de la imposición de un desplazamiento vertical para la obtención de la deformada de colapso. Por lo tanto, tanto uno (desplazamiento impuesto), como otros (deslizamientos relativos), deben de ser realistas con la escala.

Cambios en las condiciones de apoyo. El ámbito de validez del método restringe el descenso de apoyo a un valor máximo de $L/10$ y a un giro en base de pila de valor máximo 20° .

Altura de pila. Debido a la simplificación hecha de despreciar los movimientos de segundo orden geométricos al linealizar las ecuaciones de compatibilidad cinemáticas, la altura de pila mínima debe de ser aquella que haga que el giro en base de pila, una vez adquirida la configuración de colapso, sea menor de 20° .

Cumpliendo lo anteriormente expuesto, se puede concluir que siempre que no se cuente con la rigidización de los tímpanos y suponiendo que no se produzca el colapso por un fallo local (situación previsible en función del estado de la estructura) los resultados obtenidos estarán del lado de la seguridad.

5.2. GRADO DE APROXIMACIÓN

Se disponen de pocos ejemplos donde se halla ensayado a rotura este tipo de estructuras, tan solo 11 casos (al menos en conocimiento de los autores) todos ellos realizados en el Reino Unido y otros tantos en modelo reducido, que por otra parte presentan una complejidad grande a la hora de extrapolar resultados.

Por lo tanto los resultados obtenidos con el método energético sólo han podido ser contrastados en muy pocas ocasio-

nes con resultados empíricos y obtenidos por otros autores, a esto se suma que los autores desconocen una serie de datos particulares de estos puentes que pudieran servir para un cálculo más preciso, como pueden ser: geometría exacta, coeficientes de rozamiento, estado de la unión tímpano/bóveda y tímpano/estribo, etc. Por lo tanto, parece claro que es necesaria una contrastación con resultados experimentales para dar validez real al método, con la ventaja aparente, con respecto a otros métodos existentes, que presenta el hecho que el grado de precisión aumentará con el grado de conocimiento de ciertas variables mecánicas y geométricas de la estructura.

5.3. CAMBIO EN LAS CONDICIONES DE APOYO/DESPLAZAMIENTO ENTRE DOVELAS

Esta es, quizás, una de las principales ventajas del método, poder simular descensos de apoyo y giros de la cimentación, estimando así la pérdida en la capacidad portante o al menos una pérdida relativa, con respecto a la situación inicial.

La implementación de los deslizamientos relativos hace posible una reproducción más fiel del estado de la estructura así como la posible deformada de colapso. Estos deslizamientos son especialmente acusados y numerosos en puentes arco de fábrica de piedra con relaciones espesor/Luz altas y donde se hayan producido fallos en la cimentación.

5.4. CONTRIBUCIÓN ESTRUCTURAL DE LOS TÍMPANOS

Como ya se comentó, la rigidización adicional que aportan los tímpanos a esta tipología puede hacer que su comportamiento se salga de ésta, además, la formación del mecanismo no será posible en la presencia de tímpanos suficientemente bien conectados con la bóveda y estribos. En estos casos la carga última estará limitada por otros modos de rotura, pérdida de material debida a una excesiva compresión de la fábrica o inestabilidades del tipo *snap-through*. Aunque esta situación no es ni mucho menos la más frecuente, puede llevar a multiplicar la carga de colapso por 10, por lo tanto estas uniones entre los diferentes elementos estructurales del puente deben ser observadas y tenidas muy en cuenta.

Por último, resaltar la importancia del reparto transversal que en este método se ha intentado contabilizar a través de ese cajón de sastre que es el trabajo de los tímpanos.

5.5. FISURACIÓN/MICROFISURACIÓN

La fisuración ocurrida en las diferentes zonas de la bóveda debida a la aparición de tracciones, lleva a un cambio de inercia y a una nueva distribución de esfuerzos (M , N), es decir, a una nueva línea de presiones. Habitualmente se viene tratando este problema calculando el arco sucesivas veces, descontando en cada caso las partes que se saben traccionadas hasta que el resultado converja para un determinado escalón de carga.

En el caso del caso que nos ocupa, método energético, este aspecto de la importancia se puede simular de una manera correcta. Una opción posible sería introducir mediante la asignación directa de datos un espesor menor a los elementos que se intuye que se fisurarán (el programa *Arctov5* permite conocer la línea de presiones).

La microfisuración de la fábrica por excesiva compresión en la misma puede resultar condicionante y ser causa de la ruina del puente en casos de fallo local. El programa permite limitar *a priori* esta tensión a un valor aproximado de $\sigma_c = \sigma_Y / 1.6$. Cuanto menor sea la tensión de compresión permitida mayor será la zona de plastificación en los puntos de formación de las articulaciones, esto influye de manera directa en el trabajo de plastificación de las rótulas y debería hacerlo en el espesor, como se acaba de ver.

Por otra parte, una vez se conoce la línea de presiones, tendremos pues la pareja de valores (M y N) para cada elemento, pudiendo y debiendo realizar un análisis tensional en el que se deberán adoptar diagramas tensión-deformación adecuados según la fábrica, aspecto este de gran importancia.

5.6. IDENTIFICACIÓN DE LOS MODOS DE FALLO

Para poder cuantificar la carga última y por lo tanto el margen de seguridad real de la estructura hay que definir previamente los posibles modos de colapso, *los ELU*. En este trabajo se han contemplado tan sólo algunos de ellos (los más usuales para las tipologías más comunes) y se han limitado otros. De los posibles modos:

- Mecanismo monoarco
- Mecanismo multiarco
- Pérdida de material por excesiva compresión
- *Snap-through*
- Separación de roscas

Las herramientas que se han desarrollado permiten analizar los dos primeros y limitar la aparición del tercero (limitando la resistencia a compresión máxima). Los dos últimos modos de fallo, los menos usuales se escapan al ámbito de estos métodos y deberán ser objeto de análisis.

5.7. VÍAS DE MEJORA

Finalmente, cabe indicar las principales desventajas del procedimiento descrito y posibles planteamientos para superarlo.

- El método se basa en una interpretación de la fábrica formada por bloques que se mueven como sólidos rígidos pero que no se deforman. En consecuencia, el posterior planteamiento energético obvia la energía elástica de deformación, esto puede inducir a errores especialmente en casos con niveles tensionales altos, módulos de deformación bajos donde la carga última será elevada. En estos casos se deberá realizar un análisis estructural similar al realizado con otros materiales (hormigón), siendo impres-

cindible un cálculo no-lineal mecánico (actualmente los autores están trabajando en esta vía, considerando la importancia de los diferentes diagramas constitutivos y de interacción).

- Se está desarrollado un método similar al presentado en este artículo donde el modo de fallo es el cortante.
- Intentar contabilizar el trabajo de los tímpanos presenta incógnitas todavía no resueltas. En el método se utiliza una forma de cuantificar este trabajo que todavía no está totalmente acotada y definida.

Por ello en los casos donde se pueda contar con la presencia de los tímpanos y se necesite evaluar de manera más precisa el comportamiento transversal del puente se deberá ir a una modelización en 3-D de la estructura, bien por medio de programas de barras que permitan analizar el comportamiento no lineal de la estructura, bien por medio de M.E.F.

Estos dos métodos exigirán un conocimiento preciso de los datos mecánicos de los diferentes elementos estructurales y de las diferentes uniones entre ellos. De poco sirve utilizar herramientas muy potentes en el cálculo, cuando los datos requeridos para su uso son poco fiables.

8. BIBLIOGRAFÍA

- (1) BOLTON INSTITUTE. (1995). Proceedings 1st International Conference on Arch Bridges, BOLTON, UK. 1995
- (2) DEPARTMENT OF TRANSPORT. Bridge Inspection Guide . HMOS , London
- (3) A. W. HENDRY. Test on stone masonry arch at Bridge-mill.
- (4) A. W. HENDRY. Test on stone masonry arch at Bargo-ver.
- (5) J. MARTÍN-CARO; J. LEON; H. CORRES. Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Método plástico. Ingeniería civil. CEDEX. 1998
- (6) J. MARTÍN-CARO; J. LEON; H. CORRES. Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Método energético. Parte I. Ingeniería civil. CEDEX. 1998
- (7) J. PAGE. Load tests to collapse on two arch bridges at Strathmasbie and Barbe, TRRL, Research Report 201,Dtp,1989
- (8) J. PAGE. Load test to collapse on two arch bridges at Preston , Shropshire and Prestwood. Staffordshire. Res .Rep 110 .TRRL. Crowthorne.
- (9) J. PAGE. Load test to collapse a brick bridge at Torksey.
- (10) ROM 0.5-94. Geotechnical recommendations for the design of maritime and harbour works. Puertos del Estado.