

EFECTO DE LAS UNIONES ROBLONADAS EN LA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL DE VIGAS METÁLICAS ANTIGUAS

J. Moreno ¹ y A. Valiente ²

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Superior, Universidad de Burgos

² Departamento de Ciencia de Materiales, Escuela de Ingenieros de Caminos, Universidad Politécnica de Madrid

Resumen. En este trabajo se presenta el diagrama de integridad estructural de una viga roblonada de acero estructural antiguo, compuesta por placas y angulares. El diagrama ha sido construido determinando combinaciones de carga y tamaño de fisura sin riesgo para la seguridad estructural de la viga. Los criterios de fallo de las uniones roblonadas han sido tenidos en cuenta porque la presencia de fisuras en la viga da lugar a que las uniones transmitan fuerza entre los componentes de ésta y el fallo de las uniones pueda anticiparse al de los componentes fisurados.

Abstract. The structural integrity of an old steel beam made from riveted plates and angles is examined in this work. A failure assessment diagram is constructed from combinations of load and crack size assuring the structural safety of the beam. These are determined from the failure criteria for the failure modes that can be produced by the riveted joints prior to the fracture failure of the cracked parts of the beam. The possibility of these failure modes arises from the force transmission at the riveted joints due to the presence of cracks in the beam.

1. Introducción.

El análisis de la integridad estructural de vigas metálicas antiguas es un tema poco estudiado [1], porque son elementos estructurales complejos compuestos por chapas y angulares de hierro pudelado o aceros afines unidos por roblones para formar alas y almas. El factor de intensidad de tensiones de una viga armada con el borde inferior del alma fisurado transversalmente ha sido objeto de estudio por parte de los autores [2], con una metodología diferente a las empleadas en la mayoría de trabajos similares existentes, ya que incorpora el efecto de la interacción que el alma y los componentes de la viga libres de fisuras se ejercen mutuamente a través de los roblones de unión. El análisis de la viga como sólido elástico-lineal fisurado permitió determinar las fuerzas de interacción P_i transmitidas por los roblones entre el componente fisurado y el resto de la viga (Fig. 1). La carga considerada generaba en la viga un esfuerzo axial y un momento flector uniformes tales que producían la flexión pura del alma bajo un momento flector M , en ausencia de fisura. Los valores del factor de intensidad de tensiones K obtenidos pusieron de manifiesto que la omisión de esta interacción conduce a sobrevaloraciones muy altas. Las predicciones llegan a diferir incluso en el signo de la variación del factor de intensidad de tensiones con el tamaño de fisura, circunstancia determinante del modo final de fallo de la viga y de las posibles medidas de preservación de la integridad estructural.

Las uniones roblonadas eran el medio de unir chapas y angulares para conseguir el monolitismo en vigas metálicas antiguas. Generalmente estas uniones no estaban destinadas a transmitir fuerzas entre los componentes de la viga, pero dejan de funcionar así si alguno de los componentes se fisura, como la chapa de alma de la Fig. 1. De hecho, la disminución del factor de intensidad de tensiones antes mencionada se produce a expensas de incrementar la fuerza transmitida por las uniones. Consecuen-

temente, el criterio de fallo de una viga metálica antigua dañada por fisuras, esto es, la combinación de carga y tamaño de fisura que produce el fallo estructural de la viga, no debe contemplar la rotura por propagación de grieta como único modo de fallo. Las uniones roblonadas sometidas a fuerzas no previstas en diseño se añaden a las fisuras como debilidades estructurales de la viga, capaces de producir el fallo anticipándose a las demás.

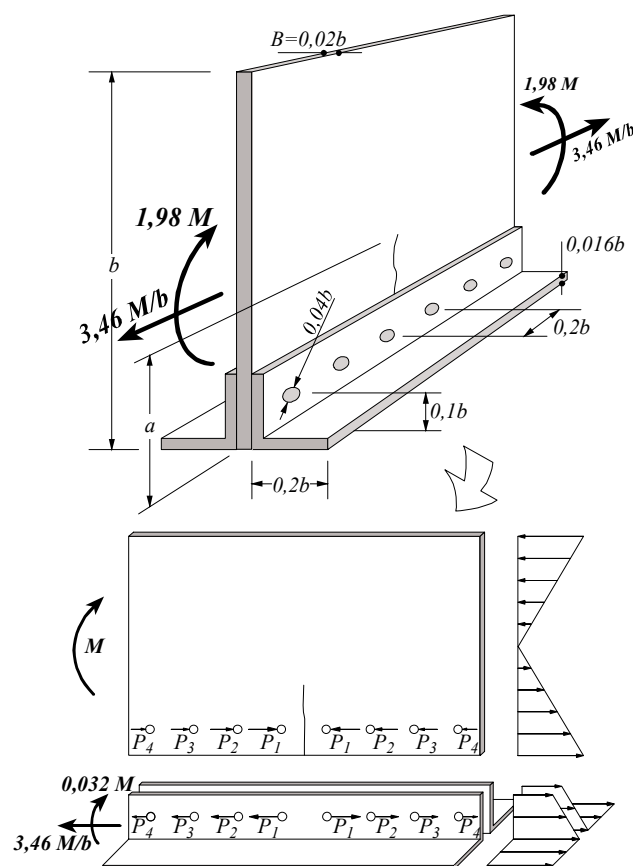


Fig. 1. Viga considerada en el análisis.

El presente trabajo tiene como finalidad establecer el criterio de fallo de la viga analizada en [2], con la inclusión de las uniones roblonadas como origen posible del fallo. En el apartado 2 se resume el tratamiento actual de las uniones roblonadas en las normas y códigos para cálculo de estructuras metálicas. Como contribución de este trabajo, el apartado incluye los resultados experimentales y numéricos de los ensayos y de la simulación por elementos finitos llevados a cabo con acero estructural procedente de un puente metálico antiguo para modelizar adecuadamente las uniones roblonadas en estos aceros. El modelo adoptado se ha utilizado en nuevas simulaciones para determinar la resistencia de dichas uniones, cuyos resultados se comparan con las fórmulas de diseño de la normativa actual. Asimismo, ha servido para refinar el cálculo anterior del factor de intensidad de tensiones, donde la deformabilidad de las uniones no se tuvo en cuenta. El apartado 3 recoge los nuevos valores. Finalmente, en el apartado 4 se construye el diagrama de integridad estructural carga-daño de la viga, delimitando la zona de seguridad como envolvente inferior de las cargas que producen el fallo de las uniones roblonadas por alguno de los mecanismos posibles en este tipo de uniones. El diagrama se completa con una propuesta de criterio para prevenir el fallo por propagación de la fisura.

2.- Modos de fallo de las uniones roblonadas

Los modos de fallo contemplados en la normativa de cálculo y diseño de estructuras metálicas para uniones roblonadas que transmiten fuerzas perpendiculares a los roblones pueden reducirse a los representados en la Fig. 2:

- Cizallamiento del roblón.
- Agotamiento de secciones debilitadas por taladros.
- Aplastamiento del contacto entre pieza y roblón.

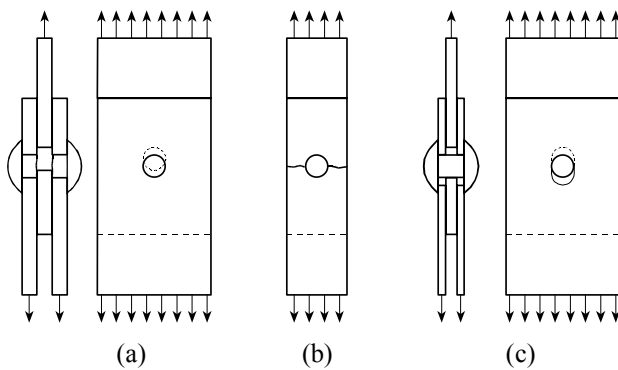


Fig. 2. Modos de fallo de uniones roblonadas.

El cizallamiento se previene limitando el esfuerzo cortante que soporta el roblón. El valor límite P_L^c que adopta el Eurocódigo EC3 [7] viene dado por:

$$P_L^c = 0,6 R_m^r \pi R^2 \quad (1)$$

donde R_m^r es la resistencia a tracción del roblón y R su radio. La norma española NBE EA-95 [3] sustituye la resistencia a tracción por el límite elástico y eleva el factor adi-

mensional de 0,6 a 0,8. Otras normas internacionalmente reconocidas, como la LRFD del AISC [5] o la BS5950 [6] emplean expresiones análogas con coeficientes de ajuste ligeramente diferentes.

Para prevenir el agotamiento a tracción del ligamento resistente en las secciones debilitadas por los taladros, la normativa limita la fuerza de tracción que cada una de ellas recibe a través de una unión roblonada. La fuerza límite es el producto del área del ligamento resistente, la resistencia del acero y un factor adimensional que tiene en cuenta la configuración de la unión. Sin embargo, esta fuerza límite es para piezas que terminan en la unión y sólo reciben carga más allá de la unión por uno de sus lados; no es por tanto aplicable a uniones como la de la Fig. 1, donde los angulares y la chapa de alma reciben carga desde ambos lados de la unión. Consecuentemente, las fórmulas de la normativa actual no son una referencia válida para determinar la carga límite que previene el agotamiento a tracción del ligamento resistente de los angulares de la Fig. 1, y por ello ha sido necesario llevar a cabo una simulación con elementos finitos capaz de predecir dicha carga. La metodología seguida se describe en el apartado 4 y se apoya en simulaciones de las uniones que contempla la normativa realizadas con elementos finitos y validadas por resultados experimentales [7-9].

El aplastamiento del contacto entre pieza y roblón es un fenómeno fuertemente no lineal en el que se generan estados tensionales complejos por la variación de la zona de contacto y por los cambios de geometría que experimenta el alojamiento del roblón a causa de la deformación plástica. La normativa limita la fuerza de contacto entre el roblón y cada una de las piezas unidas; el límite P_L^a adoptado por el Eurocódigo EC3 [4] es:

$$P_L^a = 5 R_m B R \quad (2)$$

donde R_m es la resistencia a tracción de la pieza, B su espesor y R el radio del roblón. Otras normas internacionales de prestigio [5, 6] emplean expresiones análogas.

La limitación de carga para evitar el aplastamiento es la que cuenta con menos soporte teórico. McGuire señala que el aplastamiento no es un modo de fallo en el que la capacidad resistente se agota, sino un proceso creciente de grandes deformaciones que cambian la forma circular del alojamiento del roblón por una forma oval con el eje mayor sobre la recta de acción de la fuerza transmitida; por tanto, la limitación que se impone a esta fuerza tiene por objeto limitar la ovalización o aumento del diámetro del taladro paralelo a la dirección de la fuerza [10]. Así, en el límite adoptado por el Eurocódigo EC3 se ha tenido en cuenta la recomendación para chapas de aceros estructurales modernos de que las tensiones locales medias debidas a cada roblón no superen el triple del límite elástico del acero [11]. El fenómeno del aplastamiento en uniones roblonadas de acero de construcción ha sido es-

tudiado experimental y numéricamente, mediante simulación con elementos finitos. Empleando elementos de integración reducida o de modos incompatibles se obtienen valores de la ovalización en función de la fuerza transmitida que difieren poco de los valores experimentales, sobre todo para ovalizaciones moderadas [7-9]. Estos mismos resultados indican que el límite de carga del Eurocódigo EC3 corresponde a un valor de la ovalización en torno a 0,25 veces el diámetro del taladro.

Sin embargo, todos los valores experimentales y numéricos de fuerzas de aplastamiento recogidos en estos trabajos, así como los valores límite de diseño contenidos en la normativa, se refieren a aceros de construcción actuales, y por tanto su aplicación a aceros antiguos, muy diferentes en cuanto a estructura y propiedades, ofrece dudas. Por este motivo se han realizado dos ensayos de tracción con carga mediante roblones empleando sendas probetas de acero procedentes de un angular retirado de un puente metálico de principios del siglo XX. Además se han realizado ensayos de tracción simple del acero del angular en dos direcciones de carga: la de la directriz y la de los lados del ángulo, en ambos casos con probetas cilíndricas de 3,5 mm diámetro y cabeza roscada. Las curvas tensión-deformación obtenidas en estos ensayos exhiben un marcado escalón de cedencia que puede verse en la Fig. 3. Las diferencias entre curvas son atribuibles a la falta de homogeneidad del acero, inherente al proceso de fabricación.

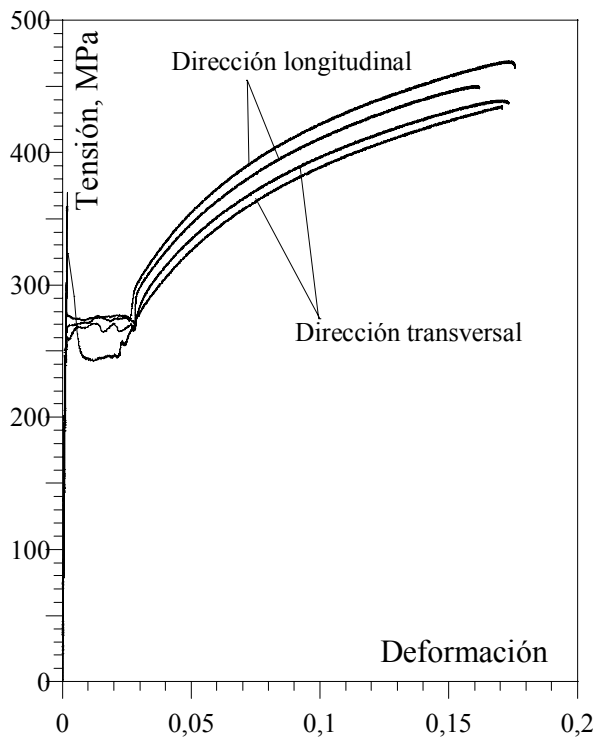


Fig. 3. Curvas tensión-deformación de un acero estructural antiguo.

La configuración de las probetas traccionadas con roblo-

nes es la indicada en la Fig. 4a. Son probetas rectangulares de 170 mm de longitud y 48×6 mm² de sección extraídas de uno de los lados del angular, con el lado mayor paralelo a la directriz y el otro al lado del ángulo. En el eje de simetría longitudinal, a 45 mm del centro, se practicaron sendos taladros de 23 mm de diámetro. Estos taladros se utilizaron para alojar bulones del mismo diámetro que sobresalían a ambos lados de la probeta y a través de cuyos extremos se transmitió la carga de tracción aplicada a la probeta. El ensayo se instrumentó con un extensómetro resistivo para medir el desplazamiento relativo de los bulones, registrándose de este modo las curvas carga-desplazamiento de la Fig. 5. Ambas probetas fallaron por agotamiento a tracción, estricción y rotura de uno de los ligamentos resistentes, como pone de manifiesto la Fig. 4b.

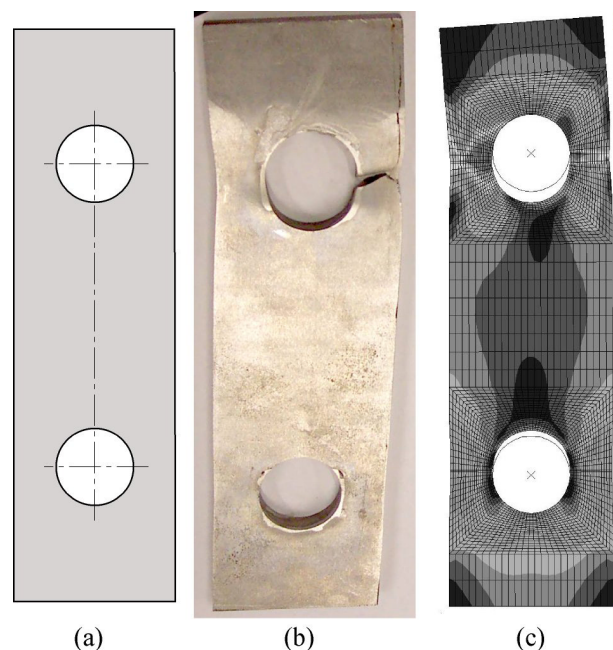


Fig. 4. Probeta de ensayo de carga mediante roblones.

Los ensayos descritos se han complementado con la simulación numérica de los mismos mediante el código de elementos finitos ABAQUS, empleando una malla bidimensional de iguales dimensiones que las probetas (Fig. 4c), formada por elementos elastoplásticos de tensión plana CPS4R [12]. Estos elementos, cuya idoneidad para reproducir el comportamiento de uniones roblonadas en acero ha sido ampliamente verificada [7-9], son aptos para grandes deformaciones, endurecen por deformación bajo el criterio de plastificación de Von Mises y responden a la ecuación constitutiva de Prandtl-Reus. Los bulones de carga se modelizaron como superficies rígidas con rozamiento tipo Coulomb de coeficiente 0,3. La aplicación de la carga se simuló incrementando progresivamente el desplazamiento relativo entre los dos bulones hasta alcanzar un valor de 5 mm. Como curva tensión-deformación de los elementos se emplearon las dos obtenidas experimentalmente para el acero del angular en la dirección de la directriz. Los resultados de estas dos si-

mulaciones numéricas, dados por los valores de la carga frente a los del desplazamiento relativo de los bulones, se han representado gráficamente en la Fig. 5, junto a las curvas análogas obtenidas en los ensayos. Las diferencias en la curva tensión-deformación afectan a las predicciones numéricas, especialmente cuando la capacidad resistente de la probeta se agota y se produce el descenso de carga. En la rama de carga creciente la simulación y la experimentación coinciden, siendo similares las diferencias entre los dos resultados de cada tipo. La coincidencia se rompe en la rama de carga descendente. Una de las razones es sin duda que la diferencia entre los dos resultados experimentales supera con mucho a la de las simulaciones. Esto puede deberse a su vez a pequeñas diferencias en la geometría de las probetas, inevitables dadas las condiciones en que se encontraba el angular de donde se obtuvieron. Tales diferencias apenas influyen en la deformación de la probeta mientras la carga crece y alcanza su valor máximo, pero son absolutamente determinantes en la localización de la deformación que lleva aparejado el agotamiento de la capacidad resistente y que da lugar al descenso de la carga. La deformación que experimenta la probeta bajo carga máxima depende de las facilidades que la localización encuentre para producirse y es ahí donde las imperfecciones geométricas influyen grandemente. La malla deformada de elementos finitos de la Fig. 4c corresponde al final de la simulación y muestra uno de los ligamentos afectado por una apreciable estricción, similar a las de las probetas. Para producir y acelerar la localización de deformaciones en ese ligamento bastó generar la malla de elementos separando ligeramente uno de los taladros del eje de simetría de la probeta.

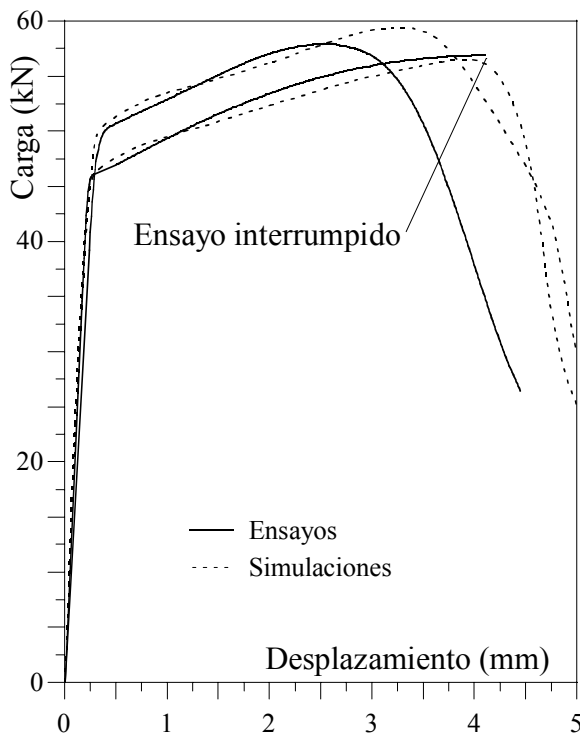


Fig. 5. Carga con roblones: resultados experimentales y numéricos.

Cabe concluir por tanto que la simulación con elementos finitos del tipo empleado predice satisfactoriamente el comportamiento mecánico de las uniones roblonadas de aceros antiguos hasta que su capacidad resistente se agota. El grado de concordancia obtenido es comparable e incluso mejor que el de los aceros modernos [7-8], y pone de relieve que la metodología de simulación por elementos finitos empleada es fiable para aceros estructurales antiguos. Esto ha permitido emplear el método para simular el comportamiento de aceros de este tipo frente al aplastamiento. La malla utilizada es similar a la de la Fig. 4c, aunque con un solo taladro y con un número de elementos mucho mayor a fin de incrementar el tamaño de los ligamentos respecto al del taladro y evitar la posibilidad de fallo por agotamiento de aquellos. El tipo de elemento empleado es también el de la Fig. 4c, pero con la curva tensión-deformación correspondiente a un acero antiguo de resistencia a tracción 1,45 veces el límite elástico y exponente de endurecimiento por deformación 0,11. El modelo de roblón alojado en el taladro para transmitir la carga es el mismo de la Fig. 4. La aplicación de la carga se ha efectuado imponiendo un desplazamiento creciente del roblón respecto a uno de los lados del rectángulo según la dirección del otro lado. La Fig. 6 muestra la curva adimensional carga-ovalización resultante, donde la unidad de ovalización es el radio R del taladro y la unidad de fuerza es el producto de dicho diámetro, el espesor B de la chapa y su resistencia a tracción R_m .

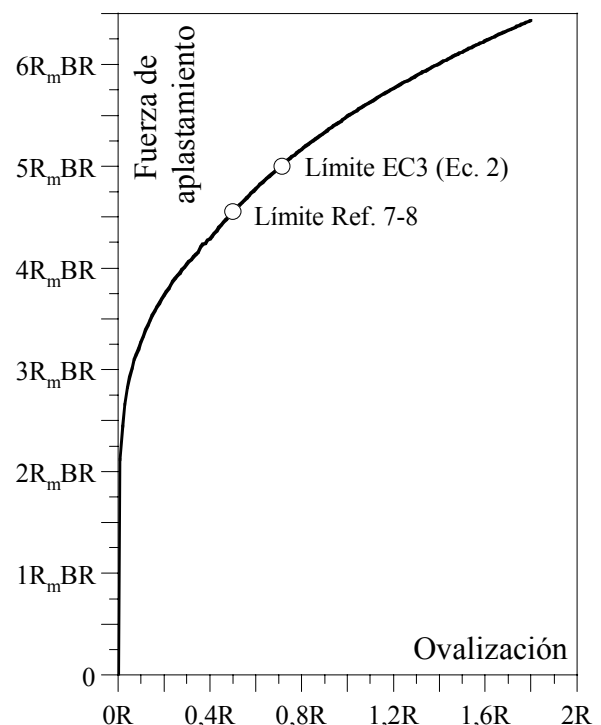


Fig. 6. Simulación numérico del aplastamiento de un taladro en un acero estructural antiguo.

Si se emplea la pendiente de esta curva para valorar la evolución de la resistencia al aplastamiento, se concluye que dicha resistencia es muy alta al principio para luego

ceder gradualmente y acabar por estabilizarse indefinidamente. Sobre la misma curva se han representado los puntos correspondientes a la fuerza límite del Eurocódigo 3 (Ec. 2), y a la ovalización considerada como límite admisible por otros autores [7-8]. Ambos límites proceden de aceros estructurales modernos, pero en términos de fuerza apenas difieren para aceros antiguos.

3.- Factor de intensidad de tensiones de la viga.

La determinación del factor de intensidad de tensiones de la viga de la Fig. 1 llevada a cabo en [2] tuvo en cuenta las fuerzas de interacción P_i transmitidas por las uniones roblonadas entre los angulares y la chapa de alma. Estas fuerzas se calcularon como fuerzas concentradas considerando uniones totalmente rígidas que imponían la igualdad del campo de desplazamientos en los ejes de los roblones para los componentes unidos. Los resultados intermedios necesarios para determinar dichas fuerzas y en cuya obtención se aplicó la hipótesis anterior fueron el desplazamiento U_i^j del i -ésimo roblón del alma sin fisurar producido por una carga horizontal de valor unidad aplicada en el j -ésimo roblón, y el desplazamiento análogo \hat{U}_i^j de los angulares. La fiabilidad de las simulaciones del apartado anterior demostraba que los resultados podían mejorarse manteniendo la condición de igualdad de desplazamientos en los centros de los roblones, pero utilizando un modelo de roblón rígido que repartiese la fuerza transmitida sobre la superficie de contacto de acuerdo con el modelo empleado en dichas simulaciones. Esto se consiguió utilizando elementos finitos de integración reducida para los componentes de la viga, y un haz de barras inextensibles articuladas para el roblón. Las barras unían puntos equiespaciados de la mitad de la superficie de contacto empujada por el roblón con el centro de éste. Los resultados obtenidos con este refinamiento del modelo de roblón para la fuerza de interacción P_i y el factor de intensidad de tensiones K figuran en la tabla 1.

Tabla 1. Fuerzas en los roblones y factor de intensidad de tensiones

a/b	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$p_i(a/b) = P_i b/M$	0,139	0,420	0,573	0,663	0,714
$k(a/b) = K B b^{3/2}/M$	2,80	2,52	2,48	2,10	1,50

Para las fuerzas P_i , las diferencias de valores respecto a los de [2] son significativas y llegan al 50%, aunque se compensan en el conjunto de roblones que transmite fuerza entre los componentes de la viga. En efecto, el error de la fuerza total transmitida es del orden del 2% y esto da lugar a que el factor de intensidad de tensiones apenas varíe en un 3%. Cabe concluir que el modelo de unión roblonada empleado en [2] predice satisfactoriamente la fuerza total transmitida entre los componentes de la viga y permite determinar fiablemente el factor de intensidad

de tensiones, pero no es suficientemente adecuado para obtener la distribución de fuerza entre los roblones porque no concentra suficientemente la fuerza en los más próximos a la fisura. Esto se debe a que alguno de los valores intermedios calculados eran desplazamientos del punto de aplicación de una carga concentrada debidos a la propia carga.

4.- Diagrama de integridad estructural.

La tabla 1 confirma que el factor de intensidad de tensiones de la viga disminuye a medida que aumenta el tamaño de la fisura, a la vez que crece la fuerza transmitida por los roblones. La contribución de esta fuerza al factor de intensidad de tensiones es negativa y se resta de la debida al momento flector remoto M . De este modo, cuanto mayor es la fisura más alejada está la posibilidad de fallo de la viga por rotura del alma debida a la propagación crítica de la fisura. Como contrapartida, la carga de los angulares y las fuerzas transmitidas por las uniones roblonadas aumentan, y la posibilidad de fallo de la viga por alguna de las causas enumeradas en el apartado 2 (cizallamiento del roblón, agotamiento del ligamento resistente de los angulares o aplastamiento de la unión roblonada) debe ser tenida en cuenta. La construcción del diagrama de integridad estructural de la viga puede hacerse delimitando gráficamente en un plano cartesiano las combinaciones de niveles de carga y de daño, dados respectivamente por el momento flector remoto M y por el tamaño de fisura a , para los cuales la integridad estructural de la viga está asegurada por no ser posible el fallo. Para ello es necesario formular los criterios de fallo correspondientes a cada tipo y obtener la envolvente inferior de los distintos criterios determinando para cada tamaño de fisura la carga de fallo menor de entre las que proporcionan los criterios.

En el caso del aplastamiento de la unión, la limitación de fuerza transmitida de la Ec. (2) es un criterio de fallo aplicable a los aceros estructurales antiguos, de acuerdo con los resultados del apartado 2. También lo es la limitación dada por la Ec. (1) para el cizallamiento del roblón, si se adopta como resistencia a tracción de éste la de las piezas que une. La formulación de estos dos criterios en términos de la variable de carga y de la variable de daño requiere conocer las fuerzas P_i transmitidas por los roblones en función del momento M y del tamaño de fisura a . En principio, la tabla 1 proporciona esta información, pero es necesario tener en cuenta que los valores de la fuerza P_i allí recogidos fueron obtenidos bajo la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de las uniones roblonadas, hipótesis que invalidan las plastificaciones locales producidas al aproximarse las fuerzas transmitidas a los límites establecidos por las Ec (1) y (2). Sin embargo, debido a que esta mayor deformabilidad de las uniones reduce las fuerzas transmitidas, los valores de la tabla 1 constituyen una cota superior de las fuerzas busca-

das, y aplicarles la limitación de las Ec. (1) y (2) es condición suficiente de aplicar la misma limitación a los valores reales. Por tanto, una vez particularizadas para $R = 0,02b$, $R_m^r = R_m$ y $B = 0,02b$, las Ec. (1) y (2) pueden utilizarse como límites respectivos del esfuerzo cortante $P_i/2$ y de la fuerza de aplastamiento P_i que se producen en el roblón y en la chapa de alma:

$$M \leq 0,0015 \frac{b^3 R_m}{p_i(a/b)} \quad (3)$$

$$M \leq 0,002 \frac{b^3 R_m}{p_i(a/b)} \quad (4)$$

La carga de fallo por agotamiento a tracción de los angulares no puede determinarse aplicando las limitaciones de la normativa, ya que el tipo de transmisión de fuerza que se produce en las uniones de una viga roblonada con fisuras no es comparable al de uniones de continuidad de elementos estructurales distintos, como se indica en el apartado 2. Por ello, ha sido necesario recurrir a una simulación por elementos finitos para determinar dicha carga. La malla empleada es la de la Fig. 7, y el material, tipo de elemento y modelo de roblón los de la simulación del proceso de aplastamiento del apartado 2. La simulación se ha realizado para cada tamaño de fisura de la tabla 1, aplicando a los angulares el sistema de fuerzas creciente y proporcional al momento M representado en la Fig. 7. Las tensiones remotas aplicadas en los extremos de los angulares son las que absorbe la parte que estos ocupan en una sección transversal de la viga muy alejada de la fisura, con distribución lineal de tensiones, y en la cual las que absorbe la parte ocupada por el alma equivalen al momento M . Las proporciones entre las fuerzas P_i ejercidas por los roblones y el momento M se han fijado para cada tamaño de fisura, de acuerdo con la tabla 1.

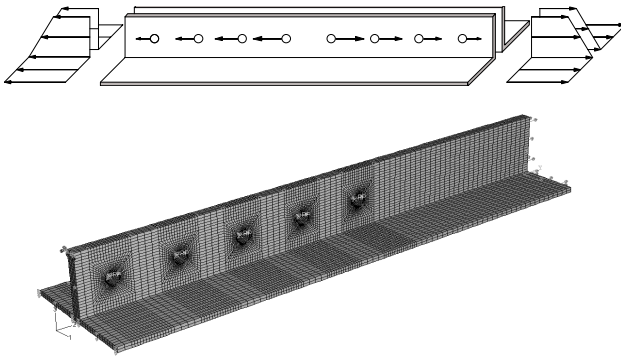


Fig. 7. Malla y sistema de fuerzas empleados para obtener la carga de agotamiento de los angulares.

La simulación del proceso de carga de los angulares con grandes deformaciones, cambios de geometría y comportamiento no lineal del material concluye cuando la variable de carga (el momento M) no admite más incremento por haberse agotado la capacidad resistente de las secciones más débiles. El valor límite al que se llega es la carga de agotamiento. La tabla 3 resume los valores límite M_L^a obtenidos para los angulares. Las proporciones entre

las fuerzas P_i y el momento M se reducen cerca del agotamiento de los angulares por las mismas razones que en los casos de cizallamiento y de aplastamiento, y por tanto la carga de agotamiento que resultan con las proporciones empleadas es superior a la exacta.

Tabla 2. Carga de agotamiento de los angulares.

a/b	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$m(a/b) = \frac{M_L^a}{R_m b^3}$	0,00210	0,00187	0,00175	0,00172	0,00170

El criterio de fallo de la viga por agotamiento de los angulares adopta la forma:

$$M < M_L^a = b^3 R_m m(a/b) \quad (5)$$

El diagrama de integridad estructural se completa con el criterio de fallo por rotura del alma debida a la fisura. Sin embargo, no es posible establecer este criterio sin conocer la tenacidad del material y el tipo de rotura (frágil, de transición o dúctil) para el espesor de la chapa de alma y para la temperatura de servicio. Como alternativa y con fines únicamente ilustrativos, se propone un criterio de fallo consistente en limitar el factor de intensidad de tensiones a un múltiplo del valor de dicho factor para el cual cesa su dominio sobre el campo de tensiones del frente de fisura en condiciones de deformación plana. Para un espesor de chapa B y un material de límite elástico $R_{p0.2}$, el valor final que adopta la norma [13] es $0,632 R_{p0.2} B^{1/2}$. Con el triple de este valor como límite del factor de intensidad de tensiones K de la chapa de alma, en la cual $B = 0,02b$ y $R_{p0.2} = R_m/1,45$, resulta:

$$M \leq 0,0054 \frac{b^3 R_m}{k(a/b)} \quad (6)$$

El diagrama de integridad estructural de la viga de la Fig. 1 se ha construido a partir de los cuatro criterios de fallo considerados en la Fig. 8. Para los tamaños de fisura estudiados, los fallos dominantes son la rotura del alma de la viga provocada por la fisura y el agotamiento de los angulares. El primero se produce para tamaños de fisura pequeños, es decir, cuando el factor de intensidad de tensiones alcanza los mayores valores. El segundo ocurre para tamaños de fisura grandes, cuando las fuerzas transmitidas por los roblones alcanzan sus valores más altos. En cambio, ni el cizallamiento del roblón ni el aplastamiento del taladro llegan a producirse.

5. Conclusiones.

La evaluación de la integridad estructural de una viga metálica antigua configurada mediante roblones presenta serias dificultades por la compleja interacción que se produce entre sus componentes cuando se desarrollan fisuras en alguno de ellos. Las uniones roblonadas transmiten fuerzas para las que no fueron diseñadas, lo cual influye

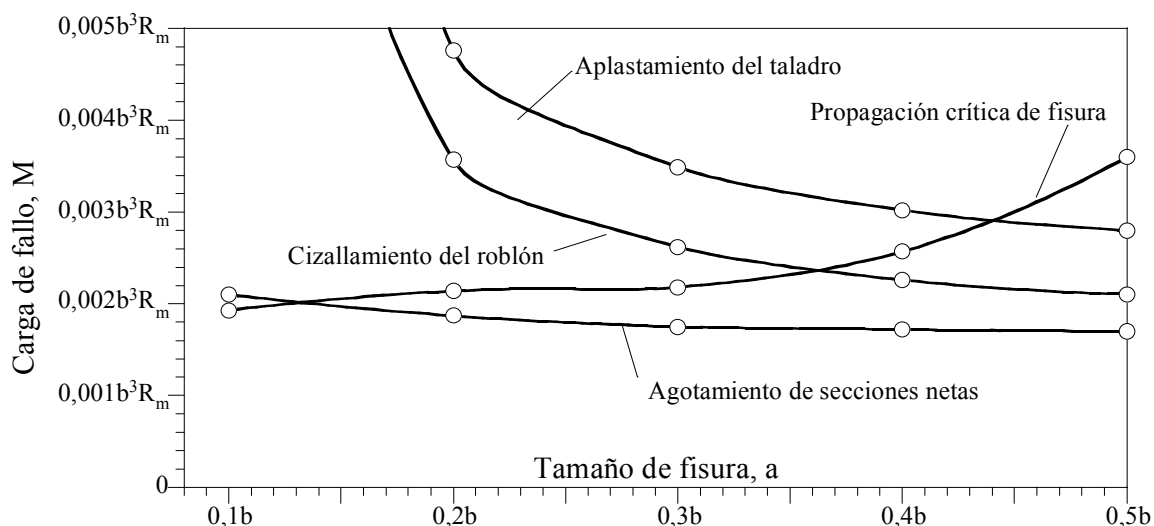


Fig. 8. Diagrama de integridad estructural de la viga roblonada

fuertemente en los valores del factor de intensidad de tensiones, complica la metodología para su determinación y propicia los fallos propios de una unión roblonada: cizallamiento del roblón, aplastamiento del taladro o agotamiento de las secciones debilitadas por los taladros. La aplicación de la normativa actual para diseño de uniones en estructuras de acero tropieza con un doble obstáculo; por un lado el comportamiento de los aceros antiguos para transmitir fuerzas en uniones roblonadas es poco conocido, y por otro las uniones para conexión de elementos estructurales que contempla dicha normativa difieren en aspectos esenciales de las uniones roblonadas que transmiten fuerza entre componentes de vigas metálicas antiguas. Los resultados experimentales y numéricos obtenidos en este trabajo para aceros de vigas metálicas antiguas permiten concluir que las especificaciones de la normativa son aplicables en cuanto al fallo por cizallamiento del roblón o aplastamiento del taladro, pero deben ser reconstruidas para el fallo por agotamiento de secciones debilitadas con taladros. Una vez superada esta dificultad, se dispone de los instrumentos necesarios para construir el diagrama de integridad estructural en términos de las combinaciones carga-nivel de fisuración, delimitando la zona de seguridad mediante la envolvente inferior de los distintos criterios de fallo.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Junta de Castilla y León y al Ministerio de Ciencia y Tecnología la financiación recibida a través de los proyectos JCyL BU/05/03 y MAT02-01442.

Referencias

- [1] Brühwiler, E., Smith, I.F.C. y Hirt, M.A., "Fatigue and Fracture of Riveted Bridge Members", *Journal of Structural Engineering* **116**, 198-214 (1990).
- [2] Moreno, J. y Valiente, A., "Determinación del factor de intensidad de tensiones en vigas armadas roblonadas", *Anales de Mecánica de la Fractura* **19**, 465-470, (2002).
- [3] Ministerio de Fomento, "NBE EA-95: Estructuras de acero en edificación", Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento, Madrid (1995).
- [4] European Committee for Standardization (CEN), "European Prestandard ENV 1993-1-1: Eurocode 3: Design of Steel Structures", European Committee for Standardization, Bruselas (1994).
- [5] AISC, "Load and Resistance factor design specifications for steel buildings", 2nd ed., American Institute of Steel Construction, Chicago (1995).
- [6] British Standards Institution (BSI), "BS5950: The Structural Use of Steelwork in Building", BSI, Londres (2000).
- [7] Chung, K. F., Ip, K. H., "Finite element modeling of bolted connections between cold-formed steel strips and hot rolled steel plates under static shear loading", *Engineering Structures* **22**, 1271-1284 (2000).
- [8] Chung, K. F., Ip, K. H., "Finite element investigation on the structural behaviour of cold-formed steel bolted connections", *Engineering Structures* **23**, 1115-1125 (2001).
- [9] Barth, K.E., Orbison, J.G. y Nukala, R., "Behavior of steel tension members subjected to uniaxial loading", *Journal of Constructional Steel Research* **58**, 1103-1120 (2002).
- [10] McGuire, W., "Steel Structures", Prentice-Hall International, Nueva Jersey (1968).
- [11] European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), "European Recommendations for Steel Construction", ECCS-EG 77-2E, Bruselas (1978).
- [12] ABAQUS, Inc., "User's Manual. ABAQUS Standard V6.3", ABAQUS, Inc. (2003)
- [13] ASTM Standard E399-83 "Plain-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials" American Society of Testing and Materials, Philadelphia (1983).