

Diseño óptimo integral de tubos de hormigón

Integral Optimum Design of Concrete Pipes

Albert de la Fuente⁽¹⁾, Antonio Aguado⁽²⁾ y Climent Molins⁽²⁾

Recibido | *Received*: 14-05-2010
Aceptado | *Accepted*: 01-07-2010

Resumen

En este artículo se presenta el modelo Análisis de Tubos de Hormigón (ATH), una herramienta para el diseño y la verificación de tubos de hormigón con cualquier configuración de armadura (barras y/o fibras estructurales) sometidos al ensayo de aplastamiento. El modelo permite reproducir el comportamiento hasta rotura del tubo teniendo en cuenta la fisuración y la respuesta post – pico de los materiales. Éste se ha planteado en dos partes: (1) un modelo de análisis no lineal de secciones y (2) un modelo que simula el tubo y la configuración de ensayo. Con ello se pretende, por una parte, estudiar la influencia de distintos parámetros y, por otra, facilitar al proyectista una herramienta para el diseño óptimo y la comprobación de tubos. Asimismo, se presenta un caso real de diseño de un tubo de 2.80 m de diámetro. Se verifica que los resultados propuestos por el modelo concuerdan satisfactoriamente con los experimentales.

Palabras clave: tubos de hormigón, hormigón con fibras, análisis no lineal, ensayo de aplastamiento, fisuración.

Abstract*

In this paper a model called Análisis de Tubos de Hormigón (ATH) is presented. It consists of a tool for designing and checking concrete pipes with any reinforcement configuration (rebars and/or structural fibers) subjected to the three edge bearing test. The model allows reproducing the behaviour up to failure accounting for the cracking and the post-peak response of the materials. It has been divided in two main parts: (1) a model for the non-linear analysis of sections and (2) a model which simulates the pipes and the test configuration. With this model, it is possible to carry with the study about the influence of the main parameters as well as with the optimum design of pipes. Furthermore, a real design case of a pipe with 2.80 m internal diameter is presented. The results obtained with the model are in good agreement with the experimental ones.

Keywords: concrete pipes, fiber reinforced concrete, non linear analysis, crushing test, cracking.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 00 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña, UPC. (Barcelona, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña, UPC. (Barcelona, España).

Persona de contacto / *Corresponding author*: albert.de.la.fuente@upc.edu

1. INTRODUCCIÓN

Los tubos de hormigón (TH) para conducciones de saneamiento, ya sean de hormigón en masa (THM) o de hormigón armado con armaduras pasivas (THA) son una solución conocida y aceptada [1].

Asimismo, las alternativas de hormigón con fibras (THF) [2-6] y mixta armaduras pasivas y hormigón con fibras (THAF) también son posibles [2-4]. Éstas proporcionan ventajas tanto desde el punto de vista técnico como económico. Desde el primero, se logra una mejora apreciable de varias propiedades mecánicas del hormigón (ductilidad, tenacidad) y, en particular, con la adición de fibras metálicas [7]. Asimismo, la combinación mixta armado+fibras conduce a una sinergia estructural positiva: las barras desarrollan la principal función resistente [8], mientras que las fibras cosen toda la superficie de las fisuras reduciendo su separación y anchura así como colaboran, junto con las barras, en la función resistente. Desde el segundo, el ahorro de armadura tradicional se traduce en una disminución de las operaciones de montaje, mano de obra, maquinaria y riesgos asociados [4].

Ahora bien, en España, estas dos alternativas se han contemplado en varias campañas experimentales [4], sin embargo, aún no se han introducido en el mercado. Esa falta de implantación puede ser fruto de la tradicional dificultad para vencer la inercia al cambio [9], que dificulta la innovación, así como a factores de riesgo de pequeños cortes en la manipulación de los tubos o bien, a la falta de métodos de cálculo para este material. Respecto a esto, hasta la entrada en vigor de la EHE-08 [10], las fibras no estaban consideradas como material resistente.

De cara a dar respuesta al problema del diseño de TH reforzados con las estrategias habituales (THM y THA) así como con las más recientes (THF y THAF), se presenta este artículo con el **objetivo** de dar a conocer un nuevo método de diseño óptimo de TH. Para comprobar la bondad de la propuesta en THA, se incluye un ejemplo de diseño de una tubería de 2.80 m de diámetro interior (D_i) en el que se comparan los resultados obtenidos numéricamente con los obtenidos experimentalmente, habiéndose obtenido una excelente correlación entre ambos. Este procedimiento ha permitido alcanzar un significativo ahorro de material.

El método de diseño propuesto se plantea en dos partes diferenciadas:

1. Un modelo de análisis no lineal de secciones que acepta múltiples configuraciones de armado.
2. Un modelo de análisis estructural, que incluye el modelo de análisis seccional como subrutina y que simula el tubo y la configuración del ensayo de aplastamiento (EA) o de tres aristas (E3a) (ver Figura 1), permitiendo reproducir el comportamiento integral hasta rotura del tubo.



Figura 1. Ensayo de tres aristas o de aplastamiento. Cortesía de PREFRAGA.

2. LA SITUACIÓN ACTUAL

2.1. Método directo y el método indirecto de diseño

El *método directo* [11-13] se fundamenta en la definición de las leyes de esfuerzos considerando la interacción suelo-estructura mediante el método de elementos finitos (MEF) [14-16] o, alternativamente, mediante distribuciones de presión aproximadas [17 y 18]. A partir de éstas, se verifica la capacidad estructural del tubo frente a: (1) la flexión; (2) la tensión diagonal (cortante); (3) la tensión radial; (4) la deformación excesiva del hormigón comprimido y (5) frente a un ancho de fisura (w) fijado.

El uso de este método conduce, en general, a diseños estructuralmente eficientes y económicos [15], si bien con elevado esfuerzo de cálculo y tiempo. Su uso se reserva para:

1. El diseño de tuberías de gran diámetro y/o con grandes coberturas de terreno.
2. Casos en los que un diseño, considerando las condiciones reales de instalación, pueda conducir a reducciones importantes de costes económicos.
3. Estudios paramétricos.

El *método indirecto* se basa en la determinación experimental de la resistencia del tubo mediante el EA (Figura 1). Las condiciones de este ensayo se pueden reproducir fácilmente en las plantas de prefabricados que producen TH.

La principal diferencia de este método frente al *método directo* es que no se precisa de la determinación de las leyes de esfuerzos en la configuración final del tubo. Además, se supone que el EA reproduce la condición más pésima de apoyo en situación de servicio (apoyo directo) [4]. Esto hace que sea el método más extendido, aparte de la fiabilidad y reproducibilidad del EA,

viniendo todo ello apoyado por la existencia de códigos que facilitan la tarea del proyectista.

La carga que debe alcanzar el tubo en el EA está tabulada en función del: diámetro nominal D_n (D_i en TH), el tipo de verificación (servicio o rotura) y la clasificación resistente (E y A, europea y americana, respectivamente).

A nivel de cálculo, existen varias aproximaciones analíticas para reproducir el comportamiento integral hasta rotura de los THM y los THA [19] bajo la configuración del EA. Incluso, existen modelos numéricos que tienen en cuenta también la interacción suelo-estructura: el Soil Pipe Interaction Design and Analysis (SPIDA) [14-15] y el Standard Installation Direct Design (SIDD) [20], por ejemplo. A pesar de ello, éstos han sufrido cierto desfase en comparación con los modelos actuales en cuanto al tratamiento a nivel sección [21]. En este sentido, estos modelos no son operativos cuando se pretende afrontar el diseño y/o comprobación de THF y THAF.

2.2. Situación normativa

A nivel europeo, la UNE-EN 1916 [22] regula tanto los THM como los THA o tubos de hormigón reforzados con fibras de acero (THFA). Si bien, ésta no considera la situación mixta de fibras y armadura pasiva (THAFA). Por otro lado, dicha normativa europea recoge conceptos de las americanas ASTM C14 [23] y C76 [24] para THM y THA, respectivamente; basadas en el *método indirecto*.

La UNE-EN 1916 [22] no sugiere ni cuantías mínimas de armadura pasiva tradicional ni de fibras para alcanzar las clases resistentes A o E. Éstas se fijan en las normativas nacionales y están basadas en la ASTM C76 [24] o en algún método de diseño de THA [18 y 25]. En este sentido, en España es la UNE 127916 [26] la que fija las cuantías mínimas de acero en THA. Sin embargo, no se establecen cuantías mínimas de fibra de acero para THFA, sino que debe disponerse la reflejada en los documentos de fábrica.

2.3. Retos de futuro

Para THA, de lo expuesto hasta aquí se deduce, por un lado, que en ocasiones la armadura mínima sugerida por las normativas conduce a resultados del EA demasiado conservadores y, por otro, que diámetros nominales elevados (por encima de 2.50 m), su diseño no queda contemplado en las normativas

En relación con los THFA, debido a la falta de recomendaciones y métodos de cálculo simplificados, el diseño se hace por tanteo: probar con varias dosificaciones y/o espesores hasta que se logra una cuantía óptima para alcanzar la clase resistente deseada en el EA.

De caras a dar respuesta a estos vacíos, se ha desarrollado un modelo de análisis no lineal de TH llamado

Análisis de Tubos de Hormigón (ATH) para la simulación numérica del EA (Figura 1). Con esta herramienta se puede estudiar: (1) configuraciones de armadura y clases resistentes no recogidas en normativa; (2) la inclusión de fibras, con capacidad estructural, como elemento resistente y cuantificar su aportación en todas las fases de carga; (3) la influencia de parámetros geométricos del tubo y mecánicos de los materiales y (4) la sinergia estructural derivada del empleo de fibras y armadura pasiva.

Se pretende, de este modo, que el técnico pueda emplear el modelo ATH para adecuar el diseño de los tubos a las condiciones reales de planta y optimizar el tipo y las cuantías de refuerzo. Así, se evitará recurrir al ensayo como método de prueba-error de diseño, lo que resulta antieconómico debido al gran número de diámetros comerciales, espesores y clases resistentes y, por lo tanto, frena el desarrollo tecnológico de este elemento (la aceptación de fibras estructurales, por ejemplo).

Antes de plantear el modelo, parece conveniente explicar con cierto detenimiento el EA con el fin de entender mejor comportamiento del mismo, tanto a nivel estructural y seccional como del material.

3. EL ENSAYO DE APLASTAMIENTO (EA) O DE TRES ARISTAS (E3A)

3.1. Procedimiento de Ensayo

La ASTM C497-05 [27] y UNE-EN 1916 [22] especifican las dimensiones, materiales, el procedimiento a seguir y la configuración para ejecutar el EA. La sección transversal y el perfil longitudinal del EA se presentan esquemáticamente en la Figura 2.

El proceso de carga y los requerimientos resistentes son función del tipo de armado [22]. Concretamente, para THA el ensayo se lleva cabo de forma continua hasta la rotura del tubo, verificándose que se alcanza la carga de fisuración controlada (F_c) para la cual se produce una fisura estabilizada de ancho 0,3 mm y longitud continua máxima de 300 mm y, también, que la carga de rotura (F_u) es superior a la carga de rotura especificada (F_n). Por otra parte, un THFA debe:

1. Resistir F_c durante un minuto sin que aparezcan fisuras, siendo F_c igual o superior al 67% de F_n .
2. Llevar el tubo hasta rotura, obteniéndose F_u la cual debe ser superior a F_n .
3. Cuando la carga ha descendido más de un 5% respecto a F_u , se procede a la descarga para posteriormente recargar. En esta segunda carga se debe alcanzar, como mínimo, el 67% de F_n . Este nivel de carga debe ser soportado durante un minuto sin que se produzca la ruina del tubo. La historia de carga completa se recoge en la Figura 3.

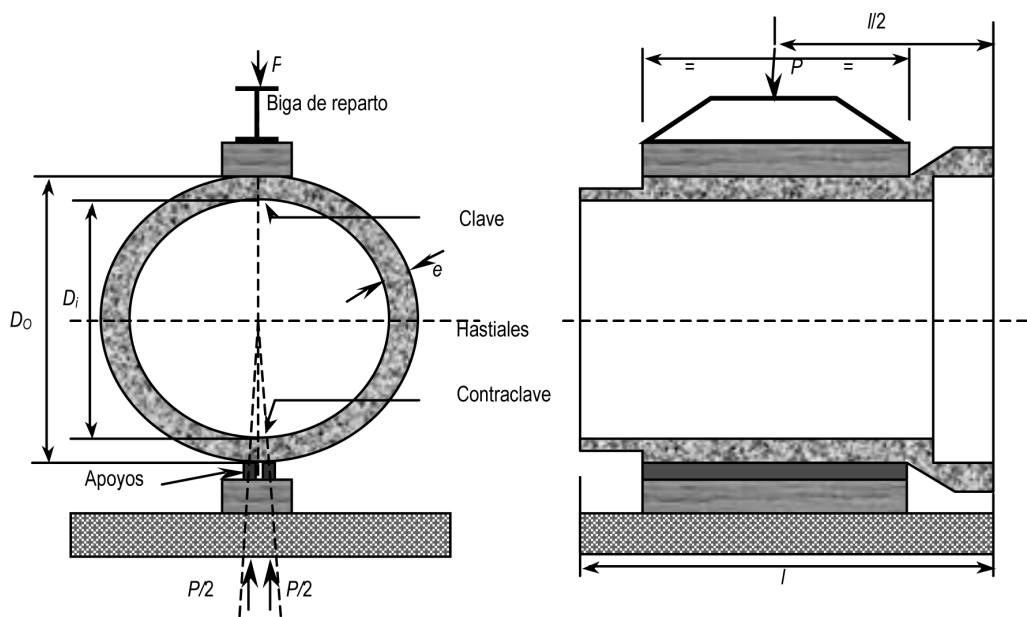


Figura 2. Izquierda sección transversal y derecha sección longitudinal del EA

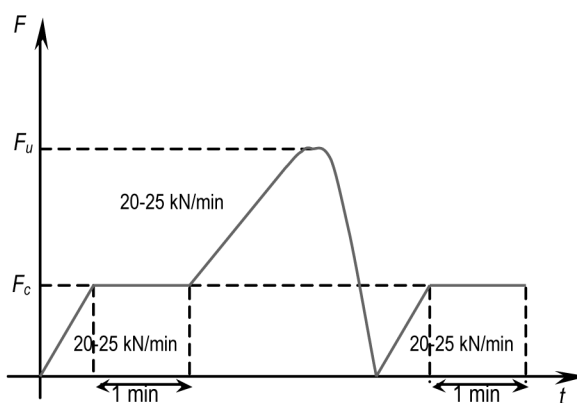


Figura 3. Patrón de carga en el tiempo P-t aplicado en el EA en los THFA

La razón de ser de este proceso de carga cíclico es verificar que el tipo y la cuantía de fibras son las adecuadas para garantizar la carga mínima post-rotura y, de forma indirecta, que el anclaje fibra-hormigón y la resistencia post-pico del hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) son las adecuadas [6].

3.2. Respuesta estructural de TH bajo el EA

La respuesta estructural se descompone en las fases reflejadas en las Figuras 4a y 4b: (1) Elástica, (2) Elástica-Fisurada, (3) Fisurada, (4) Pre-Rotura, (5) Rotura y (6) Post-Rotura.

Los TH recorren las mismas fases durante el EA independientemente del tipo de refuerzo. En estado de agotamiento, los modos de fallo de la estructura pueden ser varios: flexión, cortante y tensiones radiales [11]. Si bien, este trabajo se centra en los mecanismos de rotura por tensiones normales.

La tubería es una estructura con un grado de hiperestatismo y, consecuentemente, tiene la posibilidad de redistribuir esfuerzos de flexión en función de la capacidad de giro de las secciones críticas. En este sentido, la capacidad de redistribución no sólo depende de la geometría (D_i , e) y de las condiciones de apoyo, sino también del tipo, cuantía y configuración de armado.

Por esta razón, previo a describir el modelo ATH, se hace un análisis teórico de la respuesta de los TH frente al EA. La exposición se apoya en las curvas cualitativas carga F desplazamiento vertical en clave v (Figura 4a) y en la evolución de los esfuerzos flectores M con F en las dos secciones críticas (Figura 4b). En este sentido, la clave y la contraclave trabajan a flexión simple, mientras que el resto de secciones a flexión compuesta.

Fase elástica (1)

La respuesta en esta fase está gobernada principalmente por la geometría (D_i , e y β), el módulo de elasti-

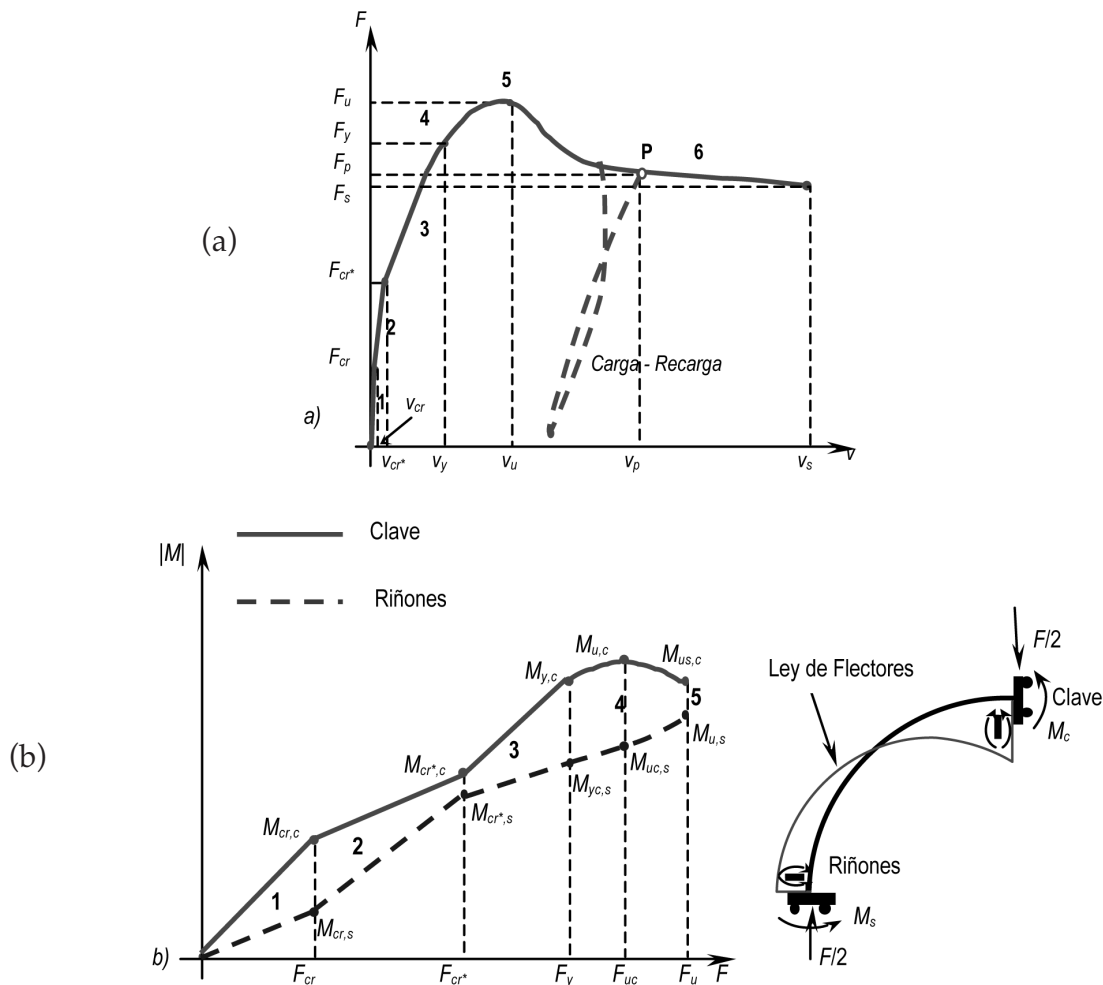


Figura 4. Diagramas cualitativos: a) Carga-desplazamiento en clave y b) Momento-carga para una tubería con capacidad de redistribución plástica completa.

idad de la matriz de hormigón (E_c) y su resistencia a tracción (f_{ct}). Asimismo, ésta es prácticamente independiente del tipo y de la configuración de armadura [6]. La tubería en esta fase ofrece su máxima rigidez frente al aplastamiento y los materiales responden elásticamente hasta que se alcanza la carga de primera fisura (F_{cr}), a partir de la cual se pasa a la fase fisurada. Para la carga F_{cr^*} las secciones críticas trabajan a $M_{cr,c}$ en clave y $M_{cr,s}$ en riñones.

Fase elástico-fisurada (2)

En esta fase la sección de clave ha fisurado. Debido a la pérdida de rigidez a flexión de ésta y, en virtud del hiperestatismo del sistema, se produce una redistribución de momentos hacia los hastiales (Figura 4b). Asimismo, la curva $F-v$ sigue una tendencia lineal (Figura 4a) con una ligera pérdida de rigidez respecto a la fase anterior.

La fase finaliza cuando se alcanza la fisuración de los riñones para $M_{cr^*,s}$ (superior a $M_{cr,c}$ debido a la existencia de un esfuerzo axial en esa sección de valor $F_{cr^*}/2$) y para un esfuerzo flector $M_{cr^*,c}$ en clave.

En tubos con cuantía de armadura superior a la mínima de flexión $A_{smin,f}$ [28 y 29], siendo ésta la suma

de toda la armadura traccionada (barras+fibras), no se produce la ruina al alcanzar F_{cr^*} (Figura 4a).

Contrariamente, en THM, en algunos THF y, en el caso extremo, en THA y/o THAF con cuantías inferiores a $A_{smin,f}$, la carga F_{cr^*} es la de rotura (F_u) y, el modo de fallo es frágil. En este caso, no existen prácticamente fisuras adicionales aparte de las concentradas en las secciones críticas (ver Figura 5).



Figura 5. Patrón de fisuración en rotura en THFA. Cortesía de PREFRAGA

Fase fisurada (3)

En esta etapa se inicia un nuevo proceso de redistribución de momentos: la clave se rigidiza debido a la fisuración de los riñones, que han perdido parte de su rigidez inicial al final de la fase 2. En el transcurso de esta fase, el patrón de fisuración se estabiliza y el ancho de fisura (w) en las secciones extremas aumenta con F . La respuesta en el espacio $F-v$ es lineal (ver Figura 4a).

Los THA presentan la carga de prueba F_c [22] en el rango $[F_{cr}-F_y]$, siendo F_y la carga para la cual la sección más crítica plastifica. En general, con las configuraciones de armadura habituales, esta sección es la de clave, siendo $M_{y,c}$ su momento de plastificación y $M_{y,c,s}$ el momento en riñones cuando se alcanza $M_{y,c}$.

Fase Pre-Rotura (4)

La fase de pre-rotura consiste en un proceso de degradación progresiva de la tubería que, generalmente, activa un proceso de fisuración secundaria. Se produce una pérdida no lineal de la rigidez con el aumento de F (Figura 4a) produciéndose una nueva redistribución de momentos hacia los riñones. No obstante, se precisa de dos requisitos para que se pueda dar esta redistribución y que la rotura se alcance primero en la sección en clave:

- Homogeneidad de la matriz de H en THM o de la matriz de HRF en THF. En tal caso, la existencia de un axil de valor axil $F/2$ en la sección de riñones tiene un efecto favorable y retrasa su rotura. Bajo esta hipótesis, se puede garantizar que los riñones no agotan cuando se alcanza F_y y que pueden absorber más energía de flexión. En la Figura 6a se presenta un diagrama de interacción axil-flector cualitativo de una sección de un THM o un THF con las trayectorias de esfuerzos de las secciones críticas. Nótese, que se trata de una superficie simétrica res-

pecto al eje horizontal. Esto se debe a la simetría tanto de la sección (rectangular) como a la distribución homogénea del refuerzo, en el caso de existir éste. Teniendo en cuenta este hecho y la existencia del axil ($F/2$) en los riñones, se comprueba que $|M_{u,s}| > M_{u,c}$ y, en consecuencia, la capacidad de redistribución de sistema.

- Refuerzo adecuado de la sección en riñones en THA y THAF. En referencia a esto, las cuantías de armadura empleadas para resistir las tracciones en la zona de riñones en THA oscilan entre un 60% [22] y un 75% [19] de las dispuestas en clave. En general, estos porcentajes son suficientes para que la plastificación se inicie en clave ($M_{y,c}$) y pueda desarrollarse la redistribución de esfuerzos clave-riñones de esta fase. La Figura 6b recoge el diagrama de interacción axil-flector cualitativo de una sección de un THA o un THAF. En ésta se observa que, a diferencia del caso anterior, $|M_{u,s}|$ no es, en general, superior a $M_{u,c}$ debido a los porcentajes de armadura anteriormente mencionados.

Esta fase finaliza cuando se alcanza la carga $F_{u'}$, siendo $M_{us,c}$ el momento en clave cuando se alcanza $M_{u,s}$.

Rotura (5)

La fase de rotura se concentra en el punto de coordenadas $(F_{u'}, v_u)$ del diagrama $F-v$ (Figura 4a). Se trata de un estado a partir del cual el sistema no acepta mayor carga. El modo puede ser frágil o dúctil; concretamente, los THM y tubos los THA, THF y THAF con cuantías inferiores a $A_{smin,f}$ presentan rotura frágil y se produce al final de la fase 2. Por el contrario, los tubos con cuantías superiores a $A_{smin,f}$ presentan un comportamiento más dúctil y con un patrón de fisuración con mayor número de fisuras.

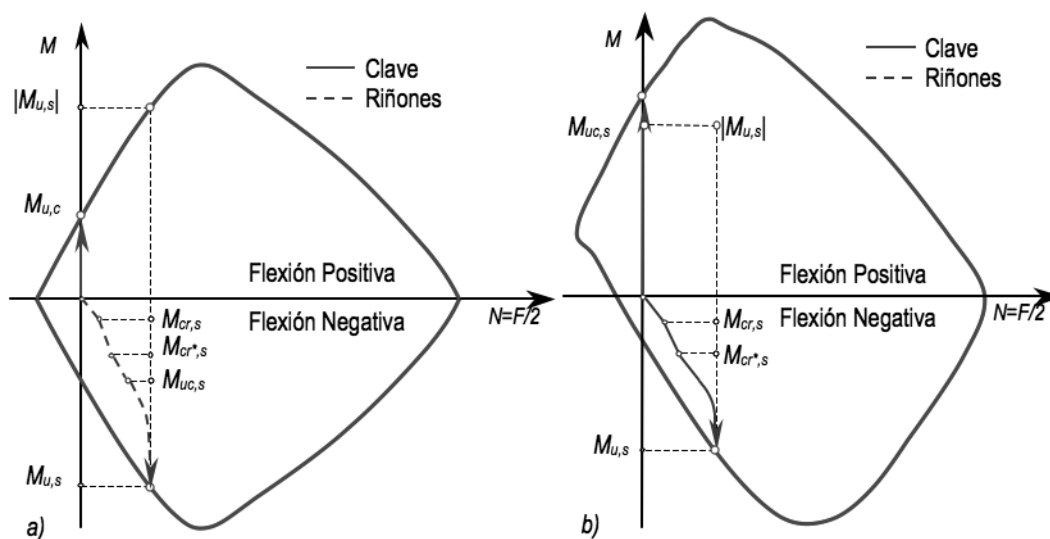


Figura 6. Diagramas de interacción Nu-Mu y trayectorias para secciones (a) de hormigón en masa o con fibras y (b) con refuerzo asimétrico

En tubos de clases resistentes elevadas y diámetros medios-altos ($D_i > 1800$ mm), es habitual no someter los tubos hasta la carga F_u por varias razones: (1) falta de capacidad de carga de las prensas habituales; (2) deformaciones elevadas del sistema en pre-rotura y, por lo tanto, peligro de fallo del pistón y/o del sistema hidráulico; (3) en ocasiones sólo interesa conocer la carga F_c , en consecuencia, se detiene el ensayo cuando se alcanza dicho valor para luego reaprovechar el tubo. Habitualmente, F_c suele ser la más determinante y la que gobierna el diseño del tipo y configuración de armadura. Estas razones son las que justifican la poca disponibilidad de resultados de ensayos para este rango de diámetros y niveles de carga.

Post-Rotura (6)

En esta fase, el sistema se limita a deformarse con resistencia decreciente al aplastamiento. Las fisuras de mayor ancho se sitúan en las secciones críticas (clave, contraclave y riñones). Para éstos, el EA se detiene cuando se alcanza un desplazamiento de seguridad (v_s) con el fin de evitar fallos en el pistón (ver Figura 4a).

Los THM sufren rotura frágil y no ofrecen prácticamente resistencia post-rotura. Del mismo modo, para la verificación de los THA sólo se requiere conocer F_c y, en algunos casos, F_u , por lo tanto, no es necesario someter al tubo hasta estos niveles de deformación. Si bien, si las cuantías de acero son las adecuadas, la rotura dúctil está garantizada.

En cambio, para THFA se precisa someter al tubo a un proceso de descarga-recarga (Figura 3) hasta alcanzar altas deformaciones. En [6] se recogen los resultados de una campaña experimental dedicada, entre otras, a corroborar que la respuesta post-rotura es prácticamente independiente de si se ha realizado el ensayo de forma continua o de forma cíclica. En este sentido, esta respuesta depende, fundamentalmente, del tipo de fibras empleadas. Nótese, que el punto P de la Figura 4a pertenece tanto a la curva respuesta del ensayo continuo como a la del ensayo cíclico. Este hecho facilita enormemente la operativa de ensayo, pudiéndose aplicar un ensayo continuo cuando se emplean fibras con resistencia y anclaje adecuados.

4. MODELO NUMÉRICO PARA LA SIMULACIÓN DEL EA

4.1. Introducción

Para la simulación del EA hasta altos niveles de deformación se requiere una subrutina que tenga en cuenta aspectos como: la respuesta fisurada y post-rotura de los materiales y la modelización de la respuesta del HRFA. Para ello, se ha empleado el modelo Análisis de Secciones Simétricas (AES) [30].

Por otra parte, se ha desarrollado la rutina ATH, que incluye el modelo AES. Este modelo permite evaluar la repuesta de TH con múltiples estrategias de refuerzo sometidas al EA. En lo que sigue, se exponen las bases principales del modelo AES incidiendo en las modificaciones introducidas para este trabajo y el modelo ATH.

4.2. Modelo de análisis seccional

4.2.1. Modelización de los materiales

El modelo AES considera la deformación total del hormigón $\varepsilon(t, t_0)$, evaluada en un instante t , como la suma algebraica de las deformaciones de origen mecánico y las deformaciones no mecánicas [ver 30 y 31]. En este trabajo, las segundas no se tienen en cuenta por 2 razones: (1) el esquema de cargas aplicado EA es de naturaleza instantánea y (2) que, en la mayoría de los casos, los efectos de la retracción sobre el estado tenso-deformacional de los materiales es pequeña y puede despreciarse [19].

Para simular el comportamiento a compresión del hormigón se emplea el diagrama TTJ [32] porque abarca un rango amplio de resistencias del hormigón y simula adecuadamente la rama post-pico. Por otra parte, el comportamiento a tracción y la rigidización entre fisuras se describe mediante un diagrama Collins y Mitchell [33].

El comportamiento a compresión del HRFA se simula con la expresión propuesta en [34], mientras que su respuesta a tracción se modela mediante un modelo tipo tensión-deformación [35], implementado por ser referente internacional [36].

Por otra parte, el ancho de fisura (w) se evalúa de distintas formas según el tipo de tubo: (1) para THA se emplea la formulación recogida en el Eurocódigo 2 [37]; (2) para THAF se emplea una extensión de la formulación anterior [35] y (3) para THM y THF se ha deducido una expresión a falta de algún modelo alternativo en la bibliografía para su evaluación.

En concreto, para THM y THF se supone que la tubería se comporta como un sólido rígido bajo el EA. Esta hipótesis es razonable en este tipo de tubos, ya que se trata de tubos de diámetro pequeño-mediano ($D_i < 1000$ mm) en los que la repuesta es rígida.

Supóngase que el sólido rígido de la Figura 7 representa un cuarto de tubería y que el ancho de fisura ($w=2w^*$) se puede evaluar descomponiendo el movimiento total en A en un giro con centro en el punto B de valor θ_A , que provoca un descenso de valor v_A y un cierre de la fisura h_A y en un desplazamiento horizontal de los riñones de valor u_B que tiende a abrir la fisura.

Atendiendo a esta descomposición, el valor de w se deduce de la Ecuación 1a, donde h_A puede suponerse

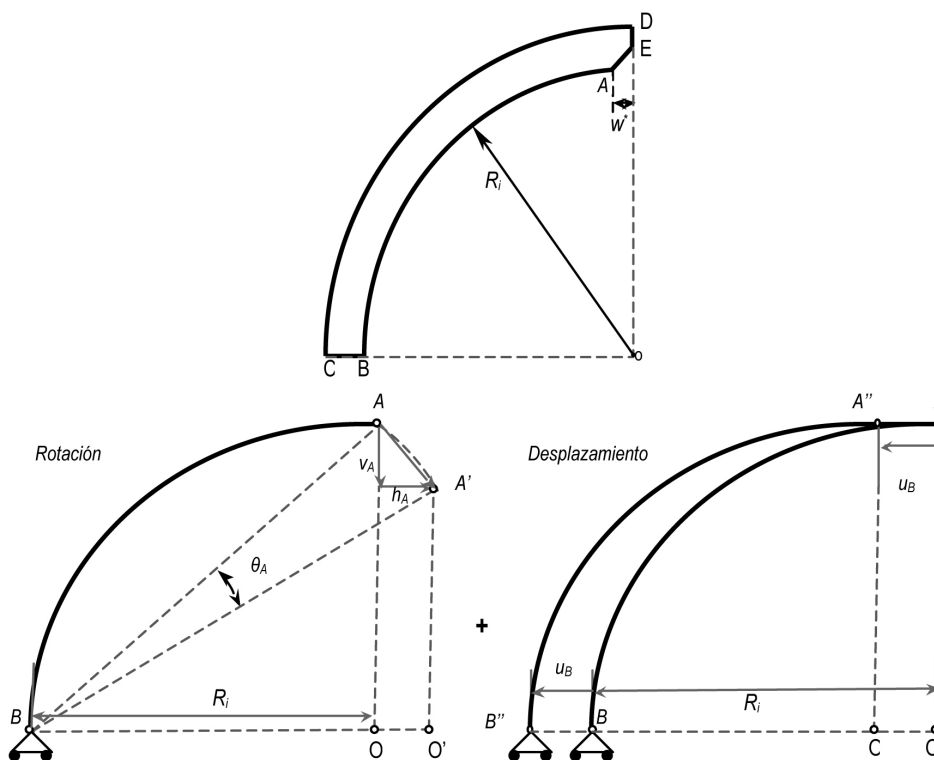


Figura 7. Esquema de sólido rígido adoptado para el cálculo de w en THM y THFA.

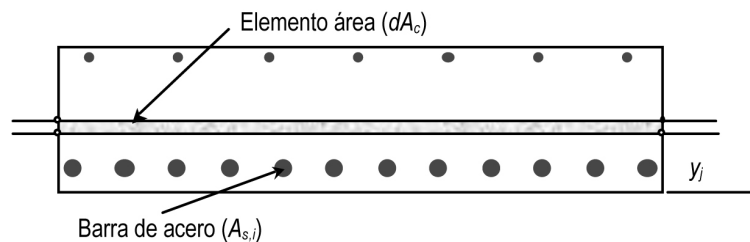


Figura 8. Ejemplo de discretización de una sección de tubería

aproximadamente igual a v_A (Ecuación 1b) al tratarse de pequeños desplazamientos. Por lo tanto, w se puede relacionar con v_A y u_B (valores que derivan del cálculo estructural) mediante la Ecuación 1c.

$$w = 2u_B - h_A \tag{1a}$$

$$h_A \approx v_A \tag{1b}$$

$$w \approx 2u_B - v_A \tag{1c}$$

El acero pasivo para armadura se modeliza con un diagrama trilineal con la posibilidad de endurecimiento.

4.2.2. Hipótesis básicas

Se han tomado las siguientes hipótesis: (1) Las secciones tienen un eje de simetría y están sometidas a estados de flexocompresión recta; (2) adherencia perfecta entre los materiales que componen la sección; (3) las secciones inicialmente planas permanecen planas tras la aplicación de las cargas o deformaciones impuestas;

(4) las deformaciones de cortante son depreciables y no se consideran; y (5) se desprecian los efectos de la curvatura de la pieza (sección circular) sobre la distribución de tensiones y deformaciones de los materiales que constituyen la sección.

4.2.3. Idealización de la sección

La sección de hormigón se descompone en elementos área dA_c y las barras de acero se simulan con puntos que concentran el área equivalente de la barra $A_{s,i}$ en cota $y_{s,i}$. En la Figura 8 se presenta un esquema de discretización de una sección transversal de tubería cualquiera.

4.2.4. Equilibrio y compatibilidad

El plano de deformaciones (definido por la deformación del centro de gravedad del elemento área de referencia ϵ_0 y la curvatura χ) y el estado tensodeformacional de los materiales constituyentes de la sección bajo una combinación de cargas externas (N y M), se obtie-

nen aplicando las ecuaciones de equilibrio interno (Ecuaciones 2a y 2b) y fijando la hipótesis de adherencia perfecta entre las fibras de hormigón y el acero adyacente a éste (Ecuación 2c).

$$N = \int_{A_c} \sigma_c dA_c + \sum_{i=1}^{n_b} \sigma_{s,i} A_{s,i} \quad (2a)$$

$$M = \int_{A_c} \sigma_c (y_c - y_o) dA_c + \sum_{i=1}^{n_b} \sigma_{s,i} (y_{s,i} - y_o) A_{s,i} \quad (2b)$$

$$\varepsilon(y) = \varepsilon_o + \chi(y - y_o) \quad (2c)$$

donde:

- N: Axil.
- σ_c : Tensión del hormigón.
- ε_c : Deformación del hormigón.
- dA_c : Diferencial de área de hormigón.
- n_b : Número de barras en la sección.
- $\sigma_{s,i}$: Tensión de la barra i -ésima de acero.
- $\varepsilon_{s,i}$: Deformación de la i -ésima barra de acero.
- M: Momento.
- y_c : Cota del centro de gravedad elemento de área de hormigón.
- y_o : Cota del centro de gravedad del elemento de área de referencia.
- $y_{s,i}$: Cota del centro de gravedad de la barra i -ésima de acero.
- $A_{s,i}$: Área de la barra i -ésima de acero.
- y : Cota del centro de gravedad del elemento analizado.

El conjunto de Ecuaciones 2 forma un sistema de ecuaciones no lineal que se resuelve empleando un esquema iterativo tipo Newton-Raphson [38] donde ε_o y χ son las incógnitas.

4.3. Modelo de análisis estructural

4.3.1. Hipótesis básicas

Para la simulación a nivel estructural del EA se han considerado válidas las siguientes hipótesis: (1) La estructura se puede idealizar como una pieza de plano medio de directriz curva y radio medio (R_m) constante (ver Figura 9); (2) simetría respecto el eje vertical y , por lo tanto, la vinculación de los puntos A y D se resuelve mediante dos empotramientos deslizantes; (3) el apoyo del tubo consiste en una deslizadera que reacciona con una carga $F/2$ y que forma un ángulo β , respecto a la vertical; (4) la curvatura inicial de la pieza no influye ni en la distribución de esfuerzos a lo largo la directriz de la pieza ni en su configuración deformada [19], por lo tanto, se puede emplear la teoría clásica de vigas rectas; (7) se desprecian los efectos del axil y del cortante en el cálculo de los movimientos de

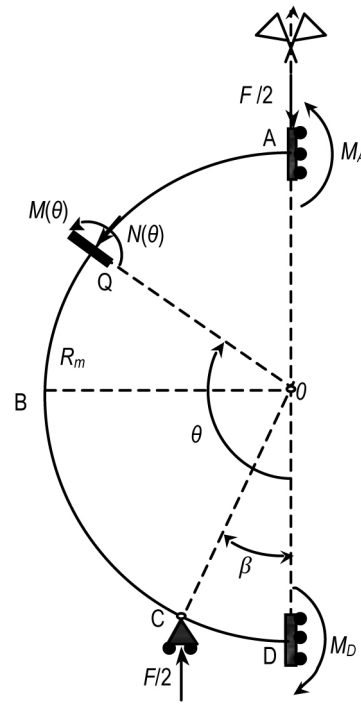


Figura 9. Esquema estático considerado por el modelo ATH

la tubería y (8) se considera que el ensayo continuo es representativo para simular el comportamiento de THFA hasta la post-rotura [6].

En la Figura 9 se presenta el esquema estático del EA con las variables implicada en el análisis.

4.3.2. Estrategia de análisis

El problema se ha planteado de modo que se pueda obtener el máximo rendimiento de la subrutina de cálculo seccional. Para ello se ha hecho uso de la ecuación de la energía (Ecuación 3), escrita en términos del campo de curvaturas $\chi(\theta)$.

$$W_f = \frac{1}{2} \int_0^\pi \chi(\theta) M(\theta) R_m d\theta \quad (3)$$

Las leyes de esfuerzos (Ecuaciones 4) se obtienen aplicando el equilibrio de la cara frontal de la dovela Q (Figura 9).

$$N(\theta) = \begin{cases} 0 & \text{si } 0 \leq \theta \leq \beta \\ \frac{F}{2} & \text{si } \beta < \theta \leq \pi \end{cases} \quad (4a)$$

$$M_f(\theta) = \begin{cases} M_A - \frac{F}{2} R_m \sin \beta & \text{si } 0 \leq \theta \leq \beta \\ M_A \frac{F}{2} R_m \sin \theta & \text{si } \beta < \theta \leq \pi \end{cases} \quad (4b)$$

El giro en el punto A (Ecuación 5) se obtiene derivando la energía a flexión (Ecuación 3) respecto M_A . Este giro,

considerando la condición de simetría, debe ser nulo en dicho punto.

$$\varphi_A = \frac{\partial W_f}{\partial M_A} = \int_0^\pi \chi(\theta) d\theta = 0 \quad (5)$$

Por otra parte, el desplazamiento en A (Ecuación 6a) se puede obtener derivando la energía de flexión (Ecuación 3) respecto a la carga F .

$$v_A = \frac{\partial W_f}{\partial F} = \int_0^\pi \chi(\theta) \frac{\partial M(\theta)}{\partial F} d\theta \quad (6a)$$

La derivada parcial de M respecto F recogida bajo el símbolo integral de la Ecuación 6a, se calcula mediante la Ecuación 6b.

$$\frac{\partial M(\theta)}{\partial F} = \begin{cases} -\frac{1}{2} R_m \sin \beta & \text{si } 0 \leq \theta \leq \beta \\ -\frac{1}{2} R_m \sin \theta & \text{si } \beta < \theta \leq \pi \end{cases} \quad (6b)$$

La resolución sistema de Ecuaciones 4 permite deducir la incógnita del problema F . Por otra parte, éste es no lineal desde el instante en que se produce la fisuración de alguna sección.

4.3.3. Algoritmo para la resolución del sistema no lineal de ecuaciones

El modelo semi-analítico descrito anteriormente puede resolverse numéricamente siguiendo el siguiente esquema incremental a nivel estructura e iterativo a nivel sección:

1. Se discretiza la mitad de la tubería (ver Figura 9).
2. Se fija la tolerancia para el giro φ_A (tol_φ) y para la fuerza F (tol_F).
3. Se fija un incremento de curvatura en el punto A ($\Delta\chi_A$).
4. Se calcula, mediante el modelo AES, el valor de ${}^{k+1}M_A$ asociado a la curvatura ${}^{k+1}\chi_A = {}^k\chi_A + \Delta\chi_A$.
5. Se supone un valor de la fuerza aplicada kF . Como primera aproximación se toma el valor obtenido en el paso anterior k tras el proceso iterativo.
6. Se obtienen los esfuerzos ${}^{k+1}N(\theta)$ y ${}^{k+1}M(\theta)$ mediante la Ecuación 4.
7. Se calcula el campo de curvaturas ${}^{k+1}\chi_A(\theta)$ derivado de las leyes de esfuerzos ${}^{k+1}N(\theta)$ y ${}^{k+1}M(\theta)$.
8. Se verifica la condición de simetría corroborando que $|\varphi_A| \leq tol_\varphi$ (Ecuación 5) y que $|{}^kF - {}^{k+1}F| \leq tol_F$. Para ello se integra el campo de curvaturas ${}^{k+1}\chi_A(\theta)$. En el caso de que no se cumpla dicha condición se retrocede al paso 5 con un valor de F corregido (${}^{k+1}F$) mediante el método de Newton-Raphson [38].

9. Si se alcanza la convergencia en el paso $k+1$, se calcula el desplazamiento en A ${}^{k+1}v_A$ mediante las Ecuaciones 6.

5. EJEMPLO DE APLICACIÓN

5.1. Introducción

De caras a verificar la bondad de los resultados propuestos por el modelo numérico y a poner de manifiesto su potencialidad en la optimización del armado, se presenta un ejemplo real consistente en dos THA de diámetro nominal (D_n) 2.800 mm C-135 ($F_c=90$ kN/m² y $F_n=135$ kN/m²) y C-180 ($F_c=120$ kN/m² y $F_n=180$ kN/m²) proyectados para el colector, de 2.270 m de longitud, perteneciente a la Zona Residencial de Zaragoza Arco Sur. Del total de la longitud de éste, 1.070 m se resolvieron con la clase C-135 y los 1.200 m restantes con la C-180.

Ambos tubos se diseñaron mediante el modelo ATH, proponiéndose un armado optimizado para alcanzar las clases resistentes especificadas en proyecto, que posteriormente se corroboraron en el EA.

La inclusión de este ejemplo tiene interés por varios motivos:

- Se trata de un diámetro y clases resistentes que requieren de un diseño especial [26]. En estos casos, la práctica más habitual consiste en extrapolar las cuantías mínimas exigidas para los tubos sí contemplados en normativa. Esto conduce, por una parte, a un sobredimensionamiento del elemento, y, por otra, a que la fabricación sea excesivamente dificultosa a causa de la alta densidad de armadura.
- Se pone de manifiesto la influencia del procedimiento constructivo y, en especial, la necesidad de asegurar unas tolerancias en los recubrimientos. En este sentido, la carga de fisuración en el EA sufre una importante merma si éstos son excesivos a causa del movimiento de las jaulas durante el proceso de hormigonado.
- Son diámetros raramente empleados debido a varias razones: (1) requieren de maquinaria pesada para su transporte y colocación (ver Figuras 10a y 10b, respectivamente); (2) se precisa un exhaustivo control de la colocación con el fin de garantizar el sellado de las juntas; y (3) se requiere de grandes prensas para, al menos, alcanzar la carga de fisuración controlada F_c en el EA.

5.2. Optimización del armado mediante el modelo ATH

Se acudió al modelo ATH con el fin de optimizar el consumo de armaduras necesarias para alcanzar las



Figura 10. a) Transporte y b) colocación de los tubos. Cortesía de PREFRAGA

clases resistentes C-135 y C-180 y simular su respuesta resistente en el EA. Como valores de tanteo iniciales, se extrapolaron las cuantías mínimas de tubos sí contemplados en la UNE 127916 [26], obteniéndose: 24.9 cm²/ml y 14.9 cm²/ml en la cara interna y externa, respectivamente, para la C-135 y 34.5 cm²/ml y 20.7 cm²/ml para la C-180. Asimismo, para ambas clases, se estableció un espesor de pared de 280 mm y se fijó el recubrimiento nominal en 40mm. En este sentido, el recubrimiento nominal mínimo establecido en la UNE 127916 [26] es de 30mm para este caso. Sin embargo, teniendo en cuenta la densidad de armadura que se emplea y los posibles movimientos de ésta durante el hormigonado, se tomó un valor superior de caras a la seguridad.

Para la modelización, se emplearon valores característicos de las resistencias. Concretamente, para la resistencia a compresión se tomaron los valores mínimos de ($f_{ck,28}$) establecidos en la UNE 127916 [26] (35 N/mm² para la C-135 y 40 N/mm² para la C-180). Asimismo, la resistencia a tracción $f_{ctk,28}$ y el módulo $E_{c,28}$ se obtuvieron mediante las formulaciones recogidas en la EHE-08 [10]. Por otra parte, para el acero de armaduras pasivas se fijó en 500 N/mm² el límite elástico (f_{yk}) y en 200 kN/mm² su módulo elástico de deformación (E_{sk}).

Después de diversos tanteos, se obtuvieron unas cuantías mínimas de armadura para la C-135 y C-180 de: 20.3 cm²/ml en la cara interna y 10.7 cm²/ml en la externa para el primero, y, para el segundo, 22.5 cm²/ml y 18.0 cm²/ml en la cara interna y externa, respectivamente. Ello supone un ahorro total de la armadura del 29.9% para la C-135 y del 26.7% para la C-180 respecto a los valores extrapolados de la normativa.

En la Figura 11 se presenta el diagrama $F-v_A$ obtenido mediante el modelo ATH para cada clase resistente y con las cuantías mínimas propuestas por el mismo. Se marcan los valores de las cargas más representativas. La carga F se ha dividido por el diámetro interior (D_i) para trabajar acorde con la UNE-EN 1916 [22] y la UNE 127916 [26].

A raíz de los resultados reflejados en la Figura 11, se pone de manifiesto que las cuantías propuestas son suficientes para alcanzar las clases C-135 y C-180. En concreto, las cargas F_c (asociadas a un w de 0.3mm) obtenidas son: 99 kN/m² y 127 kN/m² para la C-135 y la C-180, respectivamente (10.0% y 5.8% superiores a los valores correspondientes a cada clase). Del mismo modo, las cargas F_u son 143 kN/m² y 181 kN/m² (un 5.9% y un 0.6% superiores a las F_n estipuladas para

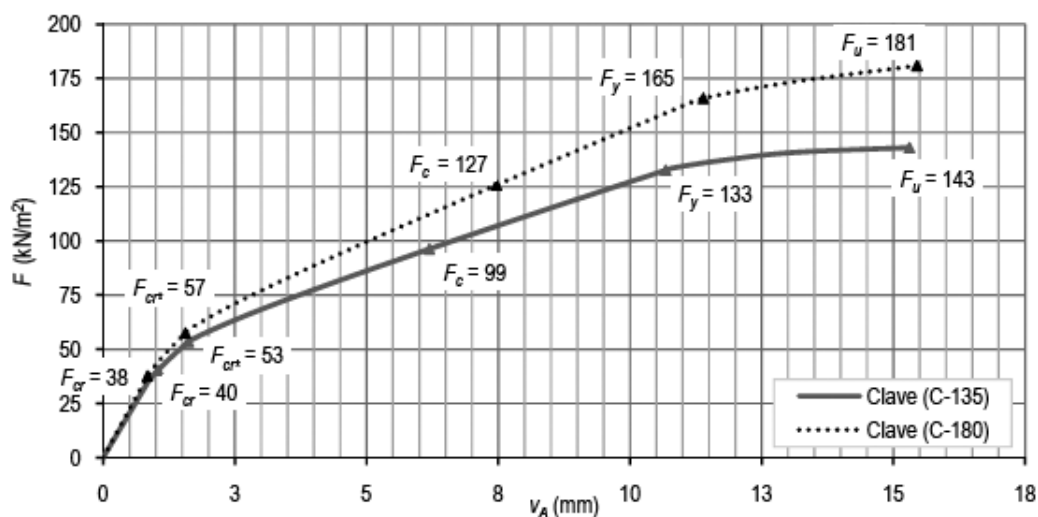


Figura 11. Curva $F-v_A$ para el tubo Dn 2.800mm C-135 y C-180.

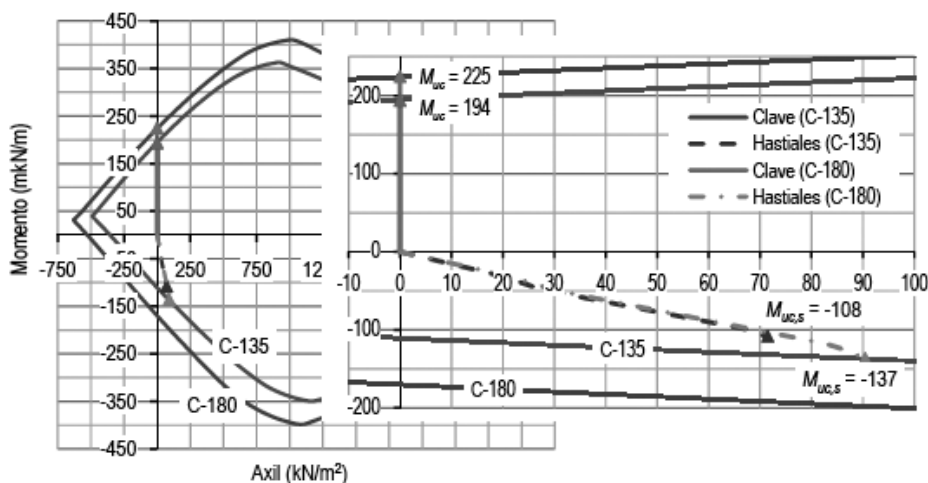


Figura 12. Diagramas axil-momento últimos y trayectorias obtenidas para las secciones en clave y riñones en la simulación del EA para el tubo 2.80m C-135 y C-180

cada clase). No obstante, los valores en rotura pueden ser ligeramente superiores porque la simulación se interrumpe cuando se alcanza el momento máximo en clave, quedando aún parte de la capacidad resistente de los riñones y de deformación global aún por agotar (ver Figura 12).

Por otra parte, teniendo en cuenta los posibles movimientos de las jaulas durante las operaciones de montaje y hormigonado, se ha hecho un estudio de sensibilidad del recubrimiento nominal de las armaduras para el tubo de la clase C-135 (siendo equivalentes las conclusiones obtenidas para el tubo C-180). Con éste, se pretende enfatizar en la necesidad de disponer los elementos necesarios que garanticen un recubrimiento máximo comprendido entre los 40 y 45 mm para poder alcanzar la clase resistente deseada con la cuantía óptima de armadura propuesta.

Los resultados de este análisis se presentan mediante las curvas $F-w$, asociadas a cada recubrimiento, recogidas en la Figura 13.

A la luz de los valores señalados en la Figura 13, se constata la importancia de seguir una estrategia de control exhaustiva de los recubrimientos durante el montaje. En efecto, si el recubrimiento aumenta en 5 mm (11.1%) respecto al valor fijado en el análisis (40 mm), las cargas F_c y F_u se reducen un 7.6% (92 kN/m²) y un 2.1% (140 kN/m²), respectivamente, en relación con los valores obtenidos para 40 mm; si bien aún se sigue alcanzando la C-135. Asimismo, si el recubrimiento alcanza los 50 mm (un 22.2% más del valor fijado), ya no se logran los requisitos resistentes deseados. En este caso, F_c desciende un 19.3% (83 kN/m²) y F_u un 3.5% (138 kN/m²). Nótese, que en ambos casos, la carga más sensible frente a la variación del recubrimiento es F_c , lo que se debe, principalmente, al peso que tiene este parámetro en la formulación empleada en el EHE-08 [10] para el cálculo de la separación entre fisuras.

Del mismo modo, se ha probado mediante el modelo ATH que las variaciones de f_{ck} influyen poco tanto en el valor de F_c como en el de F_u . Esto es debido a que el

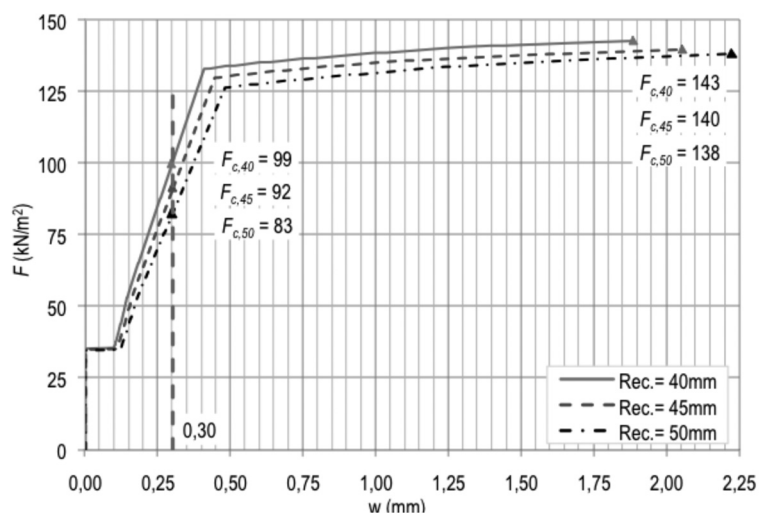


Figura 13. Curva $F-w$ para el tubo D_n 2.800mm C-135 según el recubrimiento nominal

Tabla 1. Edad (días) y cargas de fisuración controlada (kN/m^2) para las probetas ensayadas

			Campaña		ATH
Clase	Probeta	Edad	F_c	$F_{c,m}$	$F_{c,40}$
C-135	1	10	90.2		
	2	35	90.7	90.7	99.0
	3	21	91.3		
C-180	4	96	120.8		
	5	24	123.6	122.2	127.0
	6	28	122.0		
	7	44	122.5		

ancho de fisura está gobernado principalmente por parámetros relacionados con la configuración y cuantía de armadura y, la rotura, en este caso, por el valor de la deformación máxima permitida al acero (10‰).

5.3. Campaña experimental

Los tubos se fabricaron mediante el sistema de la vibro-compresión, obteniéndose acabados y rendimientos excelentes. Este hecho se debe, en gran parte, al estudio previo de la dosificación óptima del hormigón (340 kg/m^3 de CEM I 52.5 SR, 855 kg/m^3 de arena lavada 0/4, 815 kg/m^3 de gravilla y 365 kg/m^3 de grava, junto con una relación agua/cemento inferior a 0.43).

Las resistencias características a compresión a los 28 días de edad obtenidas de una muestra total de 37 probetas para la C-135 y 31 para la C-180 fueron de 43.8 N/mm^2 para la primera y 43.9 N/mm^2 para la segunda. Por lo tanto, se alcanzaron las resistencias características mínimas establecidas en la UNE 127916.

El refuerzo de los tubos se resolvió con acero B-500S corrugado soldado en forma de espiras circulares. El recubrimiento, tal como se ha comentado, se consideró uno de los parámetros geométricos críticos y se controló exhaustivamente mediante el uso de una densa malla de separadores (ver Figura 14).

Se fabricaron un total de 435 tubos C-135 y 490 de la C-180 de 2461 mm de longitud con las configuraciones óptimas de armado sugeridas por el modelo ATH. De todos estos, se ensayaron 3 de la C-135 y 4 de la C-180 en el EA (Figura 1).

Asimismo, debido a la capacidad limitada de carga de las prensas y al elevado coste de estos tubos (se reutilizan después del ensayo), éstos no se sometieron hasta rotura, sino que el ensayo se detuvo cuando se formaba la fisura de ancho 0.3 mm. En dicho instante, se capturó el valor de la carga para posteriormente compararlo con F_c .



Figura 14. Estrategia empleada para garantizar la rigidez de las jaulas y los recubrimientos. Cortesía de PREFRAGA

En la tabla 1 se recogen los resultados obtenidos para la carga F_c y se comparan con los valores obtenidos con el modelo ATH.

Atendiendo los resultados presentados en la Tabla 1 se pone de manifiesto, por una parte, que las cuantías de armadura sugeridas conducen a que se alcancen los valores estipulados de F_c para cada clase resistente. Por otra parte, se desprende que el modelo numérico ATH sobrevalora el valor de dicha carga respecto a las medias de los resultados experimentales (9.2% para la C-135 y 3.9% para la C-180). Ello puede ser debido a: (1) que los recubrimientos reales son superiores a los 40mm fijados en el análisis; (2) a que no se ha considerado el peso propio en el análisis y (3) a que las condiciones de apoyo consideradas (dos apoyos simples formando 30° respecto el centro del tubo) no coinciden exactamente con las condiciones reales. Asimismo, se descarta que esta diferencia se deba a que la edad de ensayo sea distinta a los 28 días considerados en el análisis; pues, según los resultados recogidos en la Tabla 1 este parámetro tiene poca influencia en F_c , incluso para edades de sólo 10 días.

En consecuencia, teniendo en cuenta la multitud de parámetros involucrados en el análisis, se puede afirmar que el modelo se ajusta bien a los resultados experimentales obtenidos y podría ser apto, a falta de una población mayor de ensayos, para abordar la optimiza-

ción de la configuración y cuantía de armadura para THA como el presentado en este ejemplo.

Se ha contrastado el modelo para otros diámetros y espesores e incluso para THFA y THAFA, llegándose a correlaciones ensayo-modelo satisfactorias [39]. Si bien, aún siguen en marcha varias campañas experimentales que pondrán a disposición más resultados con los que validar el modelo.

6. CONCLUSIONES

Este artículo se ha dividido en 3 partes principales, en las cuales se ha tratado y concluido lo siguiente:

- En la primera se ha hecho: (1) un resumen de los principales métodos de diseño de TH, mencionando algunos modelos numéricos ya existentes; (2) una exposición de la situación normativa y (3) se han planteado las carencias detectadas en cuanto a la simulación de THF y THAF así como la necesidad de disponer de una herramienta para el diseño óptimo del refuerzo de estos elementos.
- En la segunda parte se ha hecho un análisis teórico del comportamiento integral de TH sometidos al EA. Se ha visto las principales diferencias en cuanto a la respuesta resistente en función del tipo y configuración de armadura. Este análisis ha servido tanto para enfocar el estudio como para poner de manifiesto cuáles son los principales fenómenos que debe considerar un modelo de análisis no lineal de tubos.
- Por último, se han presentado las bases teóricas y la formulación empleada en el modelo ATH. Asimismo, con el fin de verificar la idoneidad del modelo, se ha propuesto el armado de un tubo de 2.80 m de diámetro y clases resistentes C-135 y C-180 que, posteriormente, se han contrastado en el EA. En la campaña experimental se alcanzaron las clases resistentes deseadas con reducciones del 29.9% (C-135) y del 26.7% (C-180) del armado total y con concordancias modelo-ensayo satisfactorias (error medio del 9.2% para la C-135 y del 3.9% para la C-180). Si bien, estas diferencias pueden deberse, principalmente, a movimientos de las jaulas durante las operaciones de hormigonado, que se han limitado mediante el uso de separadores.

Por otra parte, ATH también simula la respuesta de THF y THAF, si bien, las campañas experimentales siguen en marcha y su difusión está prevista en trabajos futuros. En consecuencia, no se emiten conclusiones en referencia a estos tipos de tubos.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a las empresas PRECON, S.A. y PREFRAGA, S.A. por su apoyo económico, ma-

terial y técnico brindado. Especialmente, a Jaime Armengou (PRECON, S.A.) y a José María Romía (PREFRAGA, S.A.). Asimismo, los autores de este documento también quieren poner de manifiesto su agradecimiento por el apoyo económico recibido vía el Proyecto de Investigación BIA2010-17478: *Procesos constructivos mediante hormigones reforzados con fibras*.

REFERENCIAS

- [1] VIÑOLAS V., AGUADO A., JOSA A. "Evaluación de la sostenibilidad en tuberías de saneamiento". *II Congreso UPC Sostenible 2015*. Barcelona, Spain, 2009.
- [2] HAKTANIR T., ARI K., ALTUN F., ALTIS C.G., KARAHAN O. "Effects of steel fibers and mineral filler on the water-tightness of concrete pipes". *Cement and Concrete Composites*. 2006, vol. 28, n° 9, p. 811-816.
- [3] HAKTANIR T., ARI K., ALTUN F., KARAHAN O. "A comparative experimental investigation of concrete, reinforced-concrete and steel-concrete pipes under three-edge-bearing test". *Construction and Building Materials*. 2007, vol. 21, n° 8, p. 1702-1708.
- [4] DE LA FUENTE A., ARMENGOU J. "Aplicaciones estructurales del HRFA: Tubos de saneamiento, paneles de cerramiento y placas de suelo reforzado". *Aplicaciones estructurales del HRFA, Jornada Técnica 2007-JT-02*, 9 de Octubre de 2007. Barcelona: UPC, ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería de la Construcción, 2007.
- [5] LAMBRECHS A. "Performance classes for steel fibre reinforced concrete: Be critical". *7th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete*, Chennai, India, 2008.
- [6] FIGUEIREDO A. "Evaluation of the test method for crushing strength of steel fiber reinforced concrete pipes". *7th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete*, Chennai, India, 2008.
- [7] THOMAS J., RAMASWAMY A. "Mechanical properties of steel fiber-reinforced concrete". *ASCE Journal of materials in civil engineering*. 2007, vol. 19, n° 5, p. 385-392.
- [8] CHIAIA B., FANTILLI A.P. VALLINI P. "Evaluation of crack width in FRC structures and application to tunnel linings". *RILEM Materials and Structures*. 2009, vol. 42, n° 3, p. 339-351.
- [9] PARROT J. *Estudio de la sostenibilidad en tuberías de saneamiento. Tesina de Especialidad* (Dir. Antonio Aguado). Barcelona: UPC, 2009.
- [10] EHE-08. *Instrucción del Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2007. 702 p.
- [11] ACPA. *Concrete pipe handbook*. 8th pr. Vienna, 2005. 238 p.

- [12] ACPA. *Concrete pipe technology handbook: a presentation of historical and current state-of-the-art design and installation methodology*. 3th pr. Vienna, 2005. 143 p.
- [13] ASCE. *Standard No. 27-00. Standard practice for direct design of precast concrete pipe for jacking in trenchless construction*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2000. 51 p.
- [14] HEGER F.G., LIEPINS A.A., SELIG E.T. "SPIDA: An analysis and design systems for buried concrete pipe". *Advanced in underground pipeline engineering*. Proc., Int. Conf., ASCE 1985. New York, N.Y. p. 143-154.
- [15] KURDIZIEL J.M., TIMOTHY J.M. "SPIDA method for reinforced concrete pipe design". *Journal of transportation engineering*. 1991, vol. 117, n° 4, p. 371-381.
- [16] WATKINS R.K., ANDERSON L.R. *Structural mechanics of buried pipes*. 1st ed. Boca Raton, FL: Taylor & Francis, 1999. 444 p.
- [17] OLANDER H.C. *Stress analysis of concrete pipe*. Engineering monograph, n° 6. U.S. Department of Interior, Bureau Reclamation, 1950.
- [18] HEGER F.G., McGRATH T.J. *Design methods for reinforced concrete pipe and box sections*. Simpson Gumpertz & Heger Inc. Report submitted to ACPA, December 1982.
- [19] HEGER F.J. *A theory for the structural behaviour of reinforced concrete pipes*. PhD Thesis. Massachusetts, USA: Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, MIT, 1962.
- [20] McGRATH T.J. "Design of reinforced concrete pipe – a review of traditional and current methods", *The 2nd Conference on structural performance of pipes*. Columbus, Ohio, USA, March 14-17, 1993.
- [21] SARGAND S.M., HAZEN G.A., VAITHIANATHAN E., HURD J.O. "Verification of performance of a concrete pipe". *Transportation research board 73rd Annual Meeting*. Washington, DC, USA, Jan 9-13, 1994.
- [22] UNE-EN 1916 : 2002. *Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced*. 2002.
- [23] ASTM C14-07. *Standard Specification for non-reinforced concrete sewer, storm drain, and culvert pipe*. ASCI 2007.
- [24] ASTM C76-08a. *Standard specification for reinforced concrete culvert, storm drain, and sewer pipe*. ASCI 2008.
- [25] HEGER F.J. "Structural design method for precast reinforced concrete pipe". *Transportation research record*. 1982, n° 878, p. 93-100.
- [26] UNE 127916: 2004. *Tubos y piezas complementarias de hormigón en masa, de hormigón con fibra de acero y de hormigón armado*. Complemento nacional a la norma UNE-EN 1916 : 2003.
- [27] ASTM C497-05. *Standard test methods for concrete pipe, manhole sections or tile*. ASCI 2005.
- [28] VANDEWALLE L. "Cracking behaviour of concrete beams reinforced with a combination of ordinary reinforcement and steel fibers". *RILEM Material and Structures*. 2000, vol. 33, p. 560-567.
- [29] CHIAIA B., FANTILLI A.P., VALLINI P. "Evaluation of minimum reinforcement ratio in FRC members and application to tunnel linings". *RILEM Materials and Structures*. 2006, vol. 40, n° 6, p. 593-604.
- [30] DE LA FUENTE A., AGUADO A., MOLINS C. "Modelo numérico para el análisis no lineal de secciones prefabricadas construidas evolutivamente". *Hormigón y Acero*. 2008, vol. 57, n° 247, p. 69-87.
- [31] MARÍ A., BAIRÁN J. "Evaluación de los efectos estructurales del deterioro, reparación y refuerzo, mediante análisis no lineal evolutivo". *Hormigón y Acero*. 2009, vol. 60, n° 254, p. 51-63.
- [32] THORENFELDT E., TOMASZEWICZ A., JENSEN J.J. "Mechanical properties of high-strength concrete and application in design". *Proceedings of the Symposium Utilization of High Strength Concrete*, Stavanger, Norway, 1987.
- [33] COLLINS M.P., MITCHELL D. *Prestressed concrete basics*. Ontario, Canada: Canadian Prestressed Institute, 1987. 641 p.
- [34] BARROS J.A.O., FIGUEIRAS J.A. "Flexural behaviour of SFRC: Testing and modelling". *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*. 1999, vol. 11, n° 4, p. 331-339.
- [35] VANDEWALLE L. [et al.] "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. σ - ϵ design method". *RILEM Materials and Structures*. 2003, vol. 36, p. 560-567.
- [36] BLANCO A., PUJADAS P., DE LA FUENTE A., AGUADO A. "Análisis comparativo de los modelos constitutivos del hormigón reforzado con fibras". *Hormigón y Acero*. 2010, vol. 61, n° 256, p. 83-100.
- [37] EUROCODE 2: *Design of concrete structures–Part 1: General rules and rules for buildings*. European Standard ENV 1992-1-1: 1992, Brussels, 1992.
- [38] CRISFIELD M.A. *Non-linear finite element analysis of solids and structures. Vol. 1: Essentials*. New York: John Wiley & Sons, 1991.
- [39] DE LA FUENTE A., LARANJEIRA F., AGUADO A., MOLINS C. "Structural applications of SFRC. Numerical model for sewer pipes". *2nd National Congress of precast concrete*. Centro de Congressos do LNEC, Lisboa, Portugal, 2008.

