

Coeficiente de seguridad en tuberías^(*)

Por ANGEL ARAOZ SANCHEZ ALBORNOZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

El fin de este artículo es el de llamar la atención sobre la insuficiencia de criterios en la determinación del coeficiente de seguridad en tuberías de presión ante la reciente publicación de normas UNE al respecto, así como la posible revisión de las vigentes disposiciones del M.O.P.U. sobre la materia. No se pretende, pues, presentar ninguna contribución original sobre el tema, sino plantear en nuestra revista unos problemas reales que pueden suponer graves riesgos en casos extremos.

Actualmente el vigente «Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para tuberías de abastecimiento» es el aprobado por O.M. 28 — 8 — 977 (B.O.E. del 2 y 3 de X—77) y en él se fijan unos criterios de seguridad excesivamente simplistas, basados, exclusivamente, en el coeficiente de seguridad ante la sollicitación de presión interior, exigiéndose que la presión nominal o de timbre sea la mitad de la de rotura y que la de trabajo sea la mitad de la de timbre, lo que supone un coeficiente de seguridad efectivo de 4,00 frente a presión interior. Además, se exige en tubos de hormigón un coeficiente de seguridad 2,80 frente a la fisuración.

Dado que la tubería queda sometida a esfuerzos ovalizantes, la mayor parte exteriores, como pueden ser el empuje de tierras y sobrecargas fijas o móviles, la tubería debería de calcularse al efecto combinado de estas acciones calculando la sección a los efectos combinados de tracción y flexión, siendo los primeros lineales con el diámetro de la tubería y los segundos proporcionales al cubo del diámetro, por lo que es irreal suponer que aumentando el coeficiente de seguridad nos cubrimos del aumento que la excentricidad de la tracción puede suponer. Además, en grandes diámetros va predominando el esfuerzo de flexión hasta el punto que en medianos diámetros para las tuberías metálicas, diámetros grandes para las de fibrocemento y muy grandes diámetros para las de hormigón, las sollicitaciones predominantes son

las de flexo—tracción con resultante fuera del canto de la pared del tubo.

Dado que, como se dice en el «PROPOSITO» no pretendemos aportar teorías o métodos originales, remitimos al lector a la recién publicada norma UNE 88 — 211/83, a la monografía n.º 358 del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento y la Instrucción de Cálculo de tuberías de hormigón del mismo organismo, de los que se da referencia al final de este artículo.

Dado que son las más frecuentes y las de más sencillo cálculo, nos referiremos a las tuberías de fibrocemento de gran diámetro, calculándolas según la referida norma UNE 88 — 211/83 cuya filosofía y contenido resumiremos sucintamente.

La citada norma dá criterios objetivos para un cálculo simplificado de las tuberías de amianto — cemento frente a las acciones combinadas de la presión interior y los esfuerzos ovalizantes del empuje del terreno y sobrecargas fijas y móviles despreciando, en lo que estamos conformes, los efectos de peso propio y de peso del agua.

La presión interior se calcula por métodos clásicos y los esfuerzos transmitidos por el terreno según las modernas teorías de Marstón, que calculan el esfuerzo vertical transmitido por el terreno teniendo en cuenta el proceso de consolidación del relleno de la zanja o, en su caso, del terraplén o de la combinación de ambos. Ello conduce a que en las zanjas estrechas el relleno, más deformable que las paredes de la zan-

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 28 de febrero de 1986.

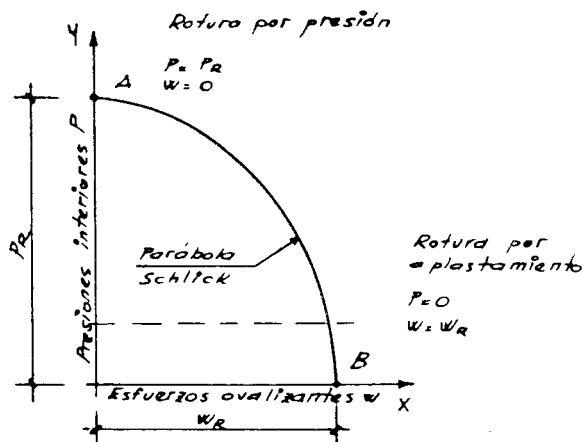
ja, se «apoya» en las mismas dando algo menos carga que el peso de tierras suprayacente (γh) y, en el caso del terraplén el prisma de tierra situado sobre el tubo, menos deformables, es «arrastrada» por los prismas laterales aumentando su empuje por encima del peso propio, pudiendo ser los alivios o aumentos de carga de bastante consideración.

Los esfuerzos de cargas exteriores al terreno (fijas o móviles, concentradas o uniformemente repartidas) se calculan por las teorías de Boussinesq/Holl Newmark para distintas hipótesis, reduciéndolas a presión uniforme a nivel de la arista superior del tubo, es decir, que tenemos solicitaciones homogéneas con las de peso del terreno, debiendo de considerarse la suma $W_t = W_z + W_v$ de ambas acciones expresada en Kg/ml. o KN/m.l. (W_t presión total, W_z presión de tierra y W_v presión de vehículos o sobrecargas).

El manual de tuberías de IET de la C y del C contempla el mismo método pero con mayor precisión, sofisticación y artificio de cálculo, lo que nos parece, quizá, innecesario dada la menor sensibilidad de las tuberías de hormigón armado a la flexo — tracción por su mayor inercia, por lo que para nuestra instrucción podía admitirse el método simplificado.

Conocidas las acciones, esfuerzo ovalizante W_t y presión interior de trabajo P_t , tenemos dos caminos: el cálculo según mecánica elástica de las flexo — tracciones (aplicable generalmente a tuberías de hormigón y acero de acuerdo con su respectivas teorías y métodos) y el procedimiento semiempírico propuesto por la norma UNE para el fibrocemento exclusivamente.

Según las experiencias en rotura por acciones combinadas de flexo — tracción y la teoría de Shlick, si dibujamos en unos ejes de coordenadas (XP e YW) los puntos A ($X = P_R$ $Y = 0$) y B ($X = 0$ $Y = P_R$), correspondientes a rotura por presión interior y aplastamiento respectivamente, cualquier punto comprendido en la parábola de la figura adjunta es de rotura, por lo que, cualquiera que sea el coeficiente de supuesta seguridad adoptado, la paralela al eje X por $\frac{P_R}{C}$ corta siempre a la parábola de rotura de Schlick.



De cuanto antecede se desprende fácilmente que los coeficientes de seguridad a rotura con presión constante y carga ovalizante variable ν_a y con carga ovalizante fija y presión interior creciente ν_p serían:

$$\nu_a = \frac{W_R}{W_t/K} \sqrt{1 - \frac{P_t}{P_R}}$$

$$\nu_p = \frac{P_R}{P_t} \left[1 - \left(\frac{W_t}{KW_R} \right)^2 \right]$$

en los que P_t P_R presiones interiores de trabajo y rotura W_R presión de aplastamiento en ensayo a tres aristas y W_t/K carga de tierras equivalente a las tres aristas, es decir:

$\frac{W_t}{K} = W_R$ quiere decir que W_t originará el aplastamiento.

En la citada norma se dan criterios para estimar K en función del tipo de apoyo, pudiendo valer desde 3,2 con cama de hormigón y 120° de apoyo, 1,30 con cama de arena de poca calidad 90° de apoyo y relleno mal compactado, lo que queríamos destacar dada la poca importancia que a veces se da a este tema pues, como vemos, una mala cama puede triplicar los esfuerzos ovalizantes y conducir a graves fracasos.

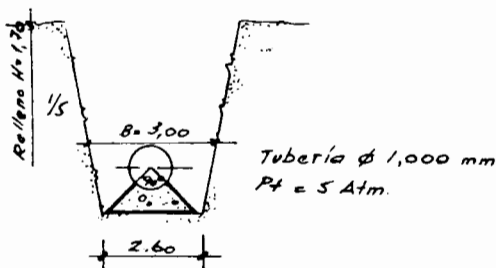
La citada norma UNE 88 — 211 / 83 propone para ν_a y ν_p unos coeficientes de seguridad con los que no podemos estar conformes por cuanto a ν_a le da valor 2,5 y ν_p valores entre 2,5 y 3,5 siendo así que la presión interior es

la más fácil de calcular, incluso cuando existe golpe de ariete, lo que muchas veces no sucede, mientras que el esfuerzo ovalizante W_t y

más aún su equivalente $\frac{W_t}{K}$, puede ser de

puede ser de mucha más imprecisa determinación. Nosotros propondríamos ν_p entre 1,75 y 2,00 según exista o no golpe de ariete, mientras que para ν_a propondríamos valores entre 3,5 y 2,5, según diámetros pero aumentando el coeficiente para los grandes diámetros que es donde la influencia de los esfuerzos ovalizantes puede ser determinante. Otra opción sería admitir diferentes valores para ν_a según el grado de precisión en el cálculo y estimación de los parámetros reales de comportamiento del terreno y de control de ejecución de las obras.

Como ilustración de cuanto hemos expuesto, calculamos el caso práctico de un tubería de ϕ 1.000 mm. $e = 25$ mm. para presión de timbre 5 atmósferas, colocada en la zanja, de la figura adjunta y existiendo por encima el peso de un vehículo ligero LT-12 de la UNE-211/83. Siguiendo las definiciones UNE $\frac{H}{B} \leq 1,5$ e incluso menor que 1,00 por lo que estamos en el caso de zanja ancha (2.1.2.) para lo cual (2.1.3.) $w_z = C_a \gamma HD$.



Tomando $\gamma = 1.9$ ton/m² $C_a = 1,66$ (Tabla pág. 8) para $\alpha = 90^\circ$; $W_z = 5,36$ ton/m.l.

En la figura 10 página 12 para el vehículo normalizado LT-12 la presión equivalente 0,55 ton/m.l. luego $W_t = 5,36 + 0,55 = 5,91$ ton/m.

Según el tipo de apoyo $K = 2,30$ ó $1,90$ según sea el grado de compactación. Aún poniéndonos en el mejor caso ($K = 2,30$) $\frac{W_t}{K} = 2,565$ ton. m.l. ó 2,565 Kgs/m.

Si como es lógico esta tubería trabaja a $P_t = 2,5$ kg/cm² y $P_R = 10$ kg/cm² y $\frac{P_t}{P_e} = 0,25$ y los coeficientes de seguridad estimados por UNE serían de (*) $\nu_a = 1,015$ y

$\nu_p = 1,08$. Si suponemos $K = 1,90$ y

$$\frac{W_t}{K} = 3.110 \text{ Kgs/m.}$$

con lo que ya tendríamos la rotura por aplastamiento antes de poner en servicio la tubería, ya que $W_t > W_R$.

Digamos, como colofón que, ensayada la tubería de referencia, dió cargas de rotura a flexión del orden de 500 a 520 Kg/cm², siendo este aumento de resistencia el que ha impedido el colapso de la tubería antes de su puesta en servicio, aun que, por supuesto, no podría ponerse en presión sin originar roturas generalizadas.

Si esta misma tubería se calcula de acuerdo con las teorías de la mecánica elástica, el máximo momento en la generatriz inferior $M = 0,158 W_t \cdot \frac{d}{2} = 96.689$ Kg. cm. que, con canto 2,5 cm., da $\sigma_m = 448,21$ Kgs/cm² si $\frac{W_t}{K} = 2.565$ Kg/m. ($K = 2,30$). Es decir estamos en rotura aún con el coeficiente más favorable, siendo con $K = 1,90$: $\sigma_m = 542,6$ Kg/cm².

Como colofón de cuanto venimos exponiendo, se deduce la necesidad de modificar, inmediatamente, todo lo referente a cálculo de tuberías vigente, exigiendo que las tuberías se calculen a esfuerzo combinado de presión interior y esfuerzos ovalizantes, en la sollicitación más desfavorable. Los esfuerzos ovalizantes podrían calcularse de acuerdo con la norma UNE referida, sin más precisión que exigir que en tubería de gran diámetro de fibrocemento o de cualquier diámetro en tubería metálica se estudie la influencia de la rigidez relativa entre tubería y

(*) Hemos supuesto $\sigma_R = 450$ Kg/cm² como rotura del fibrocemento y W_R según norma UNE corregida de una errata lo que supone $W_R = 3.000$ Kgs/m.
 $W = \frac{100 \sigma_R e^2}{0,30 (3 d + 5e)}$ con e y d espesor de pared y diámetro en cm. ver 6,2 de UNE)

terreno que podría llegar a movilizar esfuerzos pasivos moderados entre tubos y terrenos (1-2-1 Influencia de la elasticidad del tubo de la norma UNE).

Conocidas las acciones tendríamos tres casos:

a) **Tubería de fibrocemento.** — Aplicaríamos la teoría de Schlick y los coeficientes que hemos propuesto.

b) **Tuberías de hormigón armado.** — Aplicaríamos las normas de la Instrucción de I.E.T.C.C.

c) **Tuberías metálicas.** — Aplicaríamos las normas de estructuras metálicas o las UNE que pudiesen existir.

En cuanto a las tuberías de fibrocemento entendemos que deberían caracterizarse exclusivamente por su presión de rotura P_R y carga de aplastamiento W_R donde un cuadro de doble entrada que en función de P_t y W_t de trabajo nos diese el tipo de tubería a elegir. Ello supone suprimir una definición tradicional, la denominada presión de timbre que se reservaría como referencia a las presiones de fisuración p_F de las tuberías de hormigón armado o pretensado y con o sin alma de palastro.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- «Pliego de prescripciones generales para tuberías de abastecimiento de aguas» OM 28 - 8 - 77).
- Propuesta de Norma UNE 88-211-83 del Instituto Nacional de Racionalización y Normalización.
- Monografía n° 358 «De la reducción del coeficiente de Ignorancia en el comportamiento de las tuberías en obra.» Emilio Herranz García y María del Carmen Andrés Conde — I.E.T. de la C y C sep. 1979.
- «Formulario para el uso de tuberías de hormigón en conducciones de agua.» Carlos Carril Carvajal 1985.
- «Instrucción del I.E.T.C.C. para tubos de hormigón armado y pretensado 1980.»
- «Mecánica Elástica.» Alfonso Peña.

Angel Araoz Sánchez-Albornoz



Ingeniero de Caminos de la promoción de 1955. Su primer destino es en RENFE hasta marzo de 1959. Posteriormente, en el Instituto Nacional de Industria, interviene en la construcción de la central térmica de Ceuta hasta que, en junio de 1959, ingresa en el Estado siendo destinado en la Confederación Hidrográfica del Ebro, donde está actualmente destinado. En la Con-

federación Hidrográfica del Ebro proyecta y dirige las obras del Canal de Cinca y principales canales derivados, siendo autor, en colaboración con don Carlos Fernández Casado del proyecto del gran acueducto sobre el río Alcanadre, que es aún record de luz y dimensiones en vigas lanzadas por el sistema «Leonardt» que usa como viga de lanzamiento la propia estructura con la consiguiente economía. Destinado al Departamento de Explotación en 1967, interviene en la restauración y puesta a punto de los mecanismos de varias presas del Bajo Aragón, dirigiendo la explotación de los Riegos del Alto Aragón, con cuatro grandes embalses, dos grandes canales (Cinca y Monegros) y 75.000 Has. de regadío. Destinado de nuevo al Departamento de Obras, interviene en el estudio del Plan Guadalupe proyectando y dirigiendo las obras de las dos presas del sistema, Calanda en período de primer llenado y explotación provisional y Caspe en construcción, proyectando asimismo el Tramo I del Canal Calanda-Alcañiz, derivado de la presa del mismo nombre y obras derivadas. Ha proyectado, asimismo, la presa de Pajarres en el río Piqueras (La Rioja) y próximo a licitarse. Tiene encomendado el proyecto de los de Valdeprado (Río Alhama - Soria) y Aoiz de Navarra.
