

Original

Hacia un conjunto de especificaciones argentinas para el control de la fisuración en estructuras con requerimientos de estanqueidad

Towards a set of Argentine specifications for crack control in structures with tightness requirements

Hugo Juan Donini

Ingeniero Civil e Hidráulico. Investigador y docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (sede Trelew), Trelew, Chubut, Argentina

Recibido el 23 de marzo de 2015; aceptado el 22 de diciembre de 2015
Disponible en Internet el 3 de marzo de 2016

Resumen

El hormigón armado es uno de los materiales más seleccionados para la construcción de estructuras con requerimientos de baja permeabilidad, como depósitos de agua, pluviales, entre otras tantas tipologías. Para todas ellas, es relevante lograr condiciones de durabilidad capaces de hacer frente en muchas ocasiones a líquidos o soluciones agresivas que se encuentran presentes en el agua que contienen, o bien en el ambiente en el que se encuentran inmersas. Existen numerosas recomendaciones en códigos y reglamentaciones de construcción, tanto específicos para esta clase de construcciones, como generales.

El principal objetivo de la presente publicación es efectuar una serie de requisitos mínimos para el control de la fisuración en estructuras de hormigón armado con requerimientos de baja permeabilidad. Para ello, se aportarán nuevas consideraciones y, en algunos casos, se mejorará la interpretación de las existentes tanto en reglamentos como en códigos específicos, ya que en Argentina, al momento, no existe reglamentación para estructuras de este tipo. El actual CIRSOC 201-05 es de aplicación directa a edificios y estructuras afines, pero no para los casos mencionados.

En las conclusiones del presente artículo se indican las principales medidas de control de fisuración que se podrían incluir en futuras normativas, como resultado de la adecuación del CIRSOC 201-05 a otros códigos existentes, para desarrollar un proyecto de reglamento destinado a estructuras de conducción, almacenamiento y tratamiento de aguas y efluentes.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Estructuras de baja permeabilidad; Ambientes agresivos; Control de la fisuración; Hormigón armado; Fisuras

Abstract

Reinforced concrete is one of the materials selected for the construction of structures with low permeability requirements, such as reservoirs, drains, along with many other types. It is important that all of these structures meet durability conditions in order to cope with aggressive liquids or solutions that are present in the water they contain or in the environment in which are immersed. There are numerous recommendations on construction codes and regulations, both general, as well as specific to this class of construction.

The main objective of the present publication is to set a series of minimum requirements for the control of cracking in concrete structures with requirements of low permeability. For this, new considerations and, in some cases, the interpretation of the existing regulations and specific codes are improved, as there are currently no regulations for structures of this type in Argentina. The current CIRSOC 201-05 is directly applicable to buildings and related structures, but not for the cases mentioned.

The article concludes by indicating the main measures of control of cracking that could be included in future regulations, as a result of the adequacy of the CIRSOC 201-05 to other existing codes, so as to achieve a draft regulation aimed at structures of conveyance, storage, and water and effluent treatment.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Low permeability structures; Aggressive environments; Crack control; Reinforced concrete; Cracks

Correo electrónico: hugo.donini@gmail.com

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.002>

0439-5689/© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

1. Introducción

El hormigón armado es uno de los materiales más seleccionado para la construcción de estructuras con requerimientos de baja permeabilidad, como depósitos de agua, pluviales, entre otras tantas tipologías. Para todas ellas, es relevante lograr condiciones de durabilidad capaces de hacer frente en muchas ocasiones a líquidos o soluciones agresivas que se encuentran presentes en el agua que contienen, o bien en el ambiente en el que se encuentran inmersas. Existen numerosas recomendaciones en códigos y reglamentaciones de construcción, tanto específicos para esta clase de construcciones, como generales.

El principal objetivo de la presente publicación es efectuar una serie de requisitos mínimos para el control de la fisuración en estructuras de hormigón armado con requerimientos de baja permeabilidad. Para ello, se aportarán nuevas consideraciones y, en algunos casos, se mejorará la interpretación de las existentes tanto en reglamentos como en códigos específicos, ya que en Argentina, al momento, no existe reglamentación para estructuras de este tipo. El actual CIRSOC 201-05 es de aplicación directa a edificios y estructuras afines, pero no para los casos mencionados. El citado Reglamento se encuentra basado en el Código ACI 318-05 [1]; sin embargo, posee modificaciones y adecuaciones (no es una traducción del mismo), como es el caso de los recubrimientos, clases de exposición ambiental, aspectos relacionados con el armado de los elementos estructurales y con la tecnología del hormigón armado.

Este artículo no tiene alcance para estructuras o elementos estructurales emplazados en ambientes marinos, pero

sí es de aplicación para estructuras de hormigón armado para conducción, almacenamiento y tratamiento de aguas y efluentes.

2. Control de la fisuración en estructuras de hormigón armado

2.1. Importancia del estudio de la fisuración

El control de la fisuración es una condición relevante a fin de lograr que la estructura cumpla adecuadamente su finalidad durante toda la vida útil prevista, y dado que bajo las pautas de diseño establecidas actualmente se han reducido paulatinamente los coeficientes de seguridad (fig. 1), dicha verificación se vuelve más relevante aún. Dada la limitada capacidad de deformación del hormigón a tracción, su resistencia a dicho esfuerzo puede eventualmente agotarse aun antes de la puesta en carga de la estructura, por ejemplo, por las tensiones producidas por la contracción de fragüe o por variaciones de temperatura [2].

Existen diversos motivos para limitar la fisuración. En estructuras de contención de agua, y a fin de lograr una adecuada estanqueidad, se busca limitar el ancho de fisuras para favorecer la estanqueidad. Otra opción consiste en incrementar la cuantía de armadura por encima de la requerida a fin de disminuir la tensión de trabajo del acero y el hormigón. Si la estructura fuese de hormigón visto, probablemente el factor de mayor incidencia resultaría el estético, y a fin de limitar el espesor de fisuras en la superficie, sería conveniente ubicar la armadura con recubrimientos mínimos. Pero si la estructura se encontrara expuesta a ambientes agresivos, a fin de controlar la corrosión, se requerirían hormigones de buena calidad, con bajas relaciones

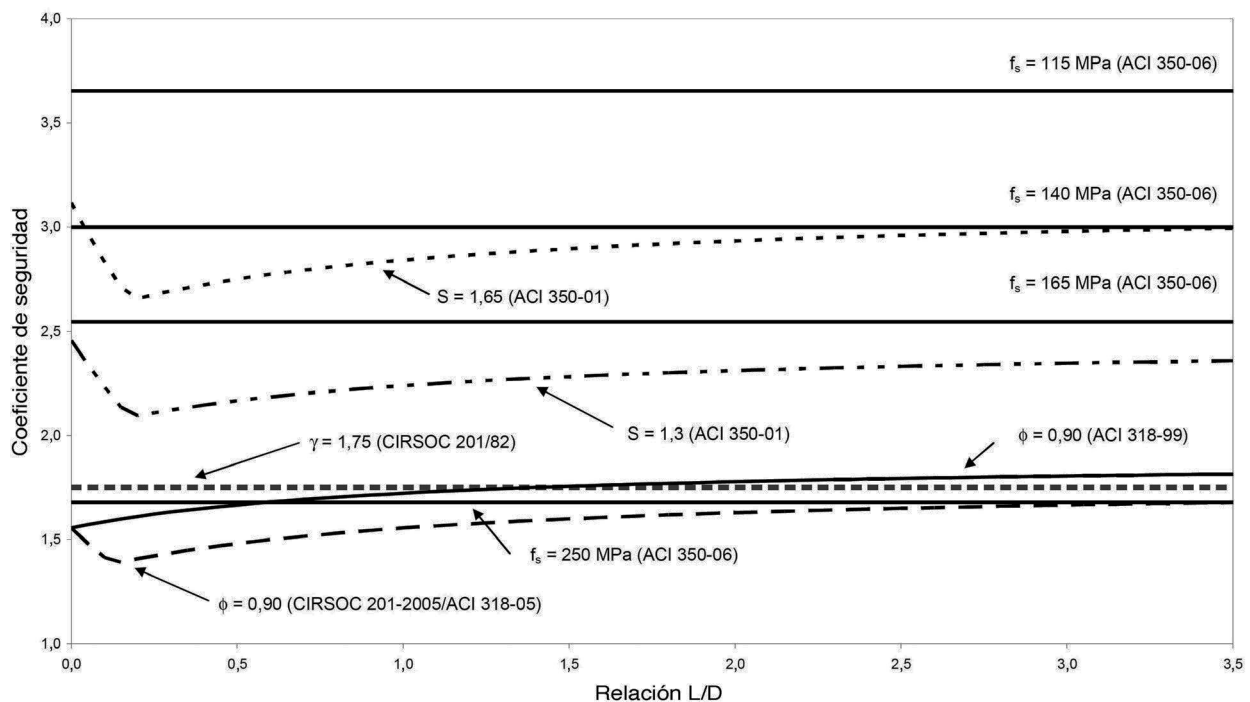


Figura 1. Evolución de los coeficientes de seguridad para estructuras de hormigón armado sometidas a esfuerzos de flexión y tracción según el reglamento CIRSOC 201-05, CIRSOC 201-82, códigos ACI 318, ACI 350-01 y ACI 350-06 para distintas relaciones L(sobrecarga)/D(peso propio).

agua/cemento, y una buena ejecución, esto es, correcta compactación, adecuado curado y mayores recubrimientos [3]. No obstante, la relación entre el ancho superficial de las fisuras y la corrosión no parece ser significativa. Colocando un recubrimiento adicional o de mayor espesor sobre las armaduras se obtendrán fisuras de mayor ancho superficial. Estas fisuras más abiertas no perjudican la protección contra la corrosión de las armaduras [4]. También existe el factor psicológico, es decir, la inquietud que provoca en el usuario la presencia de fisuras, a las que asocia a un posible fallo. Según [5], las personas pueden distinguir fisuras de un ancho en décimas de milímetro igual a la distancia del punto de observación a la fisura en metros.

El ancho de las fisuras está sujeto a una amplia dispersión, incluso bajo un cuidadoso trabajo de laboratorio, y está influido por la contracción y otros efectos que dependen del tiempo. Su medición no se encuentra homologada en todo el ámbito de la investigación. El mejor control de la fisuración se obtiene cuando la armadura está bien distribuida en la zona de máxima tracción del hormigón. La disposición de varias barras con una separación moderada resulta mucho más efectiva para controlar la fisuración que la disposición de una o 2 barras de gran diámetro de un área equivalente [3].

En el caso específico de estructuras para la conducción, almacenamiento y tratamiento de aguas y efluentes, no existen criterios unificados para controlar la fisuración. Por un lado, se observan códigos internacionales que parten de un diseño de los elementos estructurales basado en el control de las tensiones máximas de servicio que pueden alcanzar las armaduras. Por tanto, conciben el diseño estructural tanto del hormigón como del acero partiendo del control de las fisuras. Tal es el caso del AASHTO-LRFD 2004 [4] y ACI 350-06 [6], entre otros. Por otro, existen los códigos que emplean la verificación de los espesores de fisuras posterior al diseño del hormigón y las armaduras, nutridos de investigaciones que formulan expresiones de cálculo asociadas a probabilidades de ocurrencia, como la Instrucción Española EHE-08 [7], el Eurocódigo 2 Parte 1 [8], NZS 3106:2009 [9] y el anterior Reglamento Argentino CIR-SOC 210-82 [10]. Por último, también, se encuentran presentes las limitaciones en la separación de las armaduras, los diámetros, cuantías y espesores de hormigón, como complementos al proyecto de estructuras de hormigón armado, caso del NZS 3106:2009 [9], CEB-FIP 2010 [11], Eurocódigo 2 Parte 3 [12] y CSA A23.3-04 [13].

Es importante aclarar que existen opciones para el tratamiento de las fisuras que, si bien no forman parte de los contenidos de este artículo, representan una alternativa viable cuando estos fenómenos acontecen en el hormigón. A continuación, se efectuará una descripción de las principales referencias al control de la fisuración.

2.2. Aspectos para lograr un control de la fisuración de los principales códigos estructurales del mundo

2.2.1. Limitaciones en los espesores de fisuras

Sin perder de vista la relevancia para el control de la fisuración de la correcta distribución de armaduras (tanto en número como en separación), no deja de ser importante mencionar las

expresiones utilizadas para el cálculo de la abertura característica de la fisura w_k . Estas ecuaciones pueden ser utilizadas como complemento según el grado de conocimiento que tenga el proyectista de las variables consideradas por cada una. Hasta el año 1995, el código ACI 318 [14] especificaba la forma de determinar los anchos de fisura para vigas y losas armadas en una dirección, pero a partir de la versión de 1999 del código [15], el Comité ACI 318 decidió no incluirla más. De una forma similar se procedió con las especificaciones del código ACI 350. Las ecuaciones, en su mayoría, se circunscribían a valores de recubrimientos relativamente pequeños y medianos de hasta 63 mm. A continuación se anexan algunas de las principales referencias de códigos al control del ancho de fisuras.

2.2.1.1. Código ACI 350-01 [6] y ACI 224R-01 [16] destinado a vigas y losas en una dirección. En el ACI 224R-01 y en los comentarios al artículo 10.6.4 del Comité ACI 350-01 se plantea la ecuación de Gergely-Lutz (1) para el cálculo del ancho de fisura probable w_k :

$$w_k = \frac{1}{90000} \beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (1)$$

donde: w_k = ancho máximo de fisura más probable en la superficie del elemento (mm); f_s = tensión de armaduras en estado II (MPa); d_c = distancia desde la superficie de hormigón hasta el centro de la barra más próxima (mm); β = coeficiente que tiene en cuenta el aumento de la abertura de la fisura entre el nivel de la armadura y la superficie de hormigón (2). Su valor se puede aproximar a 1,2 para vigas y a 1,35 para losas de cimentación.

$$\beta = \frac{h_2}{h_1} \quad (2)$$

h_1 = distancia del eje neutro al baricentro de la armadura (mm); h_2 = distancia del eje neutro a la cara traccionada de la pieza (mm); A = área de la tracción efectiva de hormigón que rodea la armadura principal (mm²), que es aquella que posee el centro de gravedad coincidente con la armadura. Además, esta área debe estar limitada por las superficies de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro. El cálculo del área efectiva por barra puede efectuarse como en (3):

$$A = 2 \cdot d_c \cdot s \quad (3)$$

siendo s la separación de las armaduras (mm), según el artículo 10.6.4 de la referencia [6]. Las pruebas de laboratorio han demostrado que la expresión de Gergely-Lutz se aplica razonablemente a losas en una dirección [17]. A los efectos de comparar el valor máximo probable calculado según las expresiones anteriores, el ACI 224R-01 [16] publica en la tabla 4.1 una guía de anchos de fisura razonables basada en Nawy [18]. Con el tiempo, el porcentaje de fisuras que superan estos valores puede ser significativo. Estos son lineamientos generales para el diseño, que se deben utilizar juntamente con un sólido juicio profesional. Existen otras normativas que aún identifican como variable fundamental en lo referente al control de la fisuración a la abertura característica de la fisura w_k , como la instrucción española EHE-08 [7] y el Eurocódigo 2 Parte 1 [8].

2.2.1.2. *Investigaciones de Nawy-Blair destinadas a placas según código ACI 224R-01 [16].* Es importante acotar aún más las separaciones de armaduras para el caso de placas y tabiques en elementos de contención o conducción de líquidos que suelen estar sometidos a esfuerzos combinados de flexotracción o tracción simple, y en donde la separación de las armaduras es crucial para controlar la fisuración. Al respecto, es interesante la investigación llevada a cabo por Nawy y Blair (1971) [16,19,20], donde se predice el máximo ancho probable de fisura $w_{m\acute{a}x}$ en losas y placas armadas en 2 direcciones según la ecuación (4):

$$w_{m\acute{a}x} = 0,145 \cdot k \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt{G_I} \quad (4)$$

con: $w_{m\acute{a}x}$ = el máximo ancho de fisura probable (mm); k = coeficiente de fractura según la tabla 11.10 de referencia [20]; $\beta = 1,25$ (valor seleccionado para simplificar los cálculos; varía entre 1,20 y 1,35); f_s = tensión real promedio bajo cargas de servicio (MPa); G_I = índice de emparillado calculado según la ecuación (5):

$$G_I = \frac{d_{b1} \cdot s_2}{\rho_{t1}} = \frac{s_1 \cdot s_2 \cdot d_c}{d_{b1}} \cdot \frac{8}{\pi} \quad (5)$$

d_{b1} = diámetro de las armaduras en la dirección 1 más próxima a las fibras exteriores del hormigón (mm); s_1 = separación de las armaduras en la dirección 1 (mm); s_2 = separación de las armaduras en la dirección 2, perpendicular a la dirección 1 (mm); ρ_{t1} = cuantía de armadura efectiva, es decir, sección de acero A_s por metro de ancho/12[$d_{b1} + 2 \cdot c_1$], donde c_1 es el recubrimiento libre de hormigón medido desde la cara traccionada del hormigón hasta el borde más cercano de la barra de armadura en la dirección 1 (mm²); d_c = recubrimiento del hormigón medido al centro de la primera capa de armadura $\cong c_c + d_b/2$ (mm); c_c = recubrimiento medido al borde de la armadura (mm).

2.2.1.3. *Criterio de Frosch [21].* Frosch se basó en la teoría clásica de fisuración, en expresiones realizadas por Broms [22] para calcular la separación de las fisuras y en resultados de ensayos para generar una ecuación que predice el ancho de estas. En función de estos conceptos, surge la ecuación (6):

$$w = a \cdot \varepsilon_s \quad (6)$$

siendo a la distancia entre fisuras. Si se desea obtener el valor del ancho de la fisura a nivel del fondo de la viga, se multiplica el valor anterior por el coeficiente de la expresión (2). Por lo tanto, para estimar el ancho de las fisuras resulta necesario determinar la separación a entre las mismas. Según Broms [22], dicho valor depende del recubrimiento del hormigón, d_c o d_s , y de la separación entre barras de armadura s , pudiéndose calcular como:

$$a = \psi_s \cdot d^* \quad (7)$$

donde: ψ_s = factor que varía entre 1 y 2, según se estime la separación mínima o máxima de las fisuras; d^* = distancia (mm) definida a partir de la figura 4 de la referencia [21].

Si se reemplaza la ecuación (7) en la (6), expresando a ε_s como f_s/E_s y a d^* , es posible evaluar el ancho máximo de fisura en la cara inferior de la pieza como indica (8):

$$w = 2 \cdot \frac{f_s}{E_s} \cdot \beta \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (8)$$

donde: w = abertura máxima de fisuras en la superficie de la viga (mm); f_s = tensión de armaduras en estado II (MPa); d_c = distancia desde la superficie de hormigón hasta el centro de la barra más próxima (mm); s = separación de las armaduras (mm); β = coeficiente que tiene en cuenta el aumento de la abertura de la fisura entre el nivel de la armadura y la superficie de hormigón, que para Frosch es igual a $1 + 0,00315 \cdot d_c$.

Es posible despejar la separación límite de armaduras para un ancho de fisura máximo, obteniéndose la expresión (9):

$$s = 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{w_{m\acute{a}x} \cdot E_s}{2 \cdot f_s \cdot \beta}\right)^2 - d_c^2} \quad (9)$$

2.2.1.4. *Criterio de la norma española EHE 2008 [7].* El criterio de la norma española se basa en la solución planteada originalmente por Favre, que fue desarrollada para un elemento tipo tirante pero que puede ampliarse y cubrir el caso de flexión con resultados aceptables. Se respetará para el planteo la nomenclatura de la instrucción EHE-08. A fin de poder estimar el ancho de fisura característico (w_k), la norma española plantea el alargamiento medio del acero (ε_{sm}), la separación media entre fisuras (s_m) y el valor del coeficiente (β) que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico, igual a 1,3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y a 1,7 para el resto de los casos. El valor característico w_k (ecuación 10) se corresponde con un valor característico del 95%, es decir, tendrá una probabilidad de ser superada del 5%:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} \leq w_{m\acute{a}x} \quad (10)$$

con $w_{m\acute{a}x}$ = abertura máxima de fisura según la tabla 5.1.1.2 de la instrucción española EHE-08 para combinación cuasipermanente de acciones y ausencia de requerimientos específicos (estanqueidad, etc.) según la condición de exposición ambiental.

Determinaremos entonces en primera instancia el alargamiento medio del acero, que puede ser estimado con la expresión (11):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{f_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{f_{sr}}{f_s} \right)^2 \right] \geq 0,40 \cdot \frac{f_s}{E_s} \quad (11)$$

con: ε_{sm} = alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras; f_s = tensión de la armadura para el estado de cargas en el que se verifica la fisuración en estado II (MPa); f_r = resistencia a tracción del hormigón por flexión (MPa). Para vigas rectangulares, es igual a:

$$f_r = (1,6 - h/1000) \cdot f_{ctm} \quad (12)$$

con h la altura de la viga (mm) y $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (MPa); f_{sr} = tensión de la armadura en estado II, para el nivel de carga que

produce la fisura (MPa). Para una viga rectangular, es posible obtener la ecuación (13) mediante algunas simplificaciones:

$$f_{sr} = \left(\frac{b \cdot h^2}{6} \right) \frac{f_r}{0,90 \cdot d \cdot A_s} \quad (13)$$

El término entre corchetes de la expresión (11) representa la colaboración del hormigón traccionado entre fisuras, con: $k_2 = 1$ (para cargas instantáneas no repetidas); $k_2 = 0,50$ (para cargas de larga duración).

Resta entonces determinar la separación media entre fisuras (s_m). Según los resultados de los ensayos, la norma española EHE 2008 adopta la ecuación (14):

$$s_m = 2 \cdot c + 0,20 \cdot s + 0,40 \cdot k_1 \cdot \phi / \rho_r \quad (14)$$

con: s_m = separación media entre fisuras (mm); c = espesor del recubrimiento (mm); s = distancia entre ejes de las barras (mm). Para las vigas, s es el ancho del alma dividido el número de barras ubicadas al mismo nivel ($s = b_w / \text{número de barras}$), si $s > 15 \cdot \phi$, se adopta $s = 15 \cdot \phi$; ϕ = diámetro de barras (mm); k_1 = coeficiente que depende de la distribución de tensiones de tracción en el elemento, se puede adoptar $k_1 = 0,125$ para flexión simple; ρ_r = cuantía de la zona efectiva de tracción, entendiéndose por tal a aquella a la cual se transmiten las tracciones transmitidas por las barras según la ecuación (15):

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cef}} \quad (15)$$

A_{cef} = zona eficaz de tracción del hormigón definida como el área de hormigón de la zona de recubrimiento, a partir de la figura 49.2.4.b de la referencia [7], en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en la abertura de las fisuras.

En la expresión (14), el tercer término tiene en cuenta la adherencia, el primer término considera el factor del recubrimiento en forma aditiva, mientras que nuevos estudios demostraron que otro factor importante era la distancia entre barras (s) a fin de extender la aplicabilidad de la fórmula hacia las losas, muros y vigas de alma ancha.

2.2.2. Limitación en las tensiones de servicio de las armaduras

2.2.2.1. Código ACI 350-06 [23].

En el contexto desarrollado, es interesante resaltar el control de fisuración que desarrolla el código ACI 350-06, en particular sobre estructuras que requieren baja permeabilidad por su exposición y/o contención de líquidos. El mencionado Comité busca generar un control de la fisuración mediante la aplicación de tensiones máximas de servicio en las armaduras, procurando una distribución adecuada de ellas. Se incorporan al cálculo de las solicitaciones los denominados factores de durabilidad ambiental S_d , los que tienden indirectamente a reducir las tensiones en las armaduras y mantener los valores de ancho de fisura en límites admisibles. En definitiva, las solicitaciones de diseño serán (16):

$$U_s = S_d \cdot U \quad (16)$$

siendo: U = resistencia requerida; U_s = resistencia requerida por durabilidad.

El coeficiente de durabilidad S_d se define con la ecuación (17):

$$S_d = \frac{\phi \cdot f_y}{\gamma \cdot f_s} \geq 1,0 \quad (17)$$

donde: ϕ = factor de reducción de resistencia; f_y = tensión de fluencia del acero (MPa); f_s = tensión del acero para cargas de servicio (MPa); γ = cargas factorizadas/cargas sin factorizar, igual a 1,4 para la acción de cargas por fluidos (F) sin combinaciones.

Los valores de f_s utilizados en la ecuación del coeficiente de durabilidad se calculan según lo indicado en los artículos 9.2.6 y 10.6.4 del ACI 350-06 [23]. El coeficiente de durabilidad S_d debe adoptarse igual a 1,0 para las secciones controladas por compresión, armaduras de elementos pretensados, armaduras en zonas de anclajes de elementos postesados, independientemente de la exposición ambiental. Las separaciones máximas de armaduras no deberán exceder lo indicado en la expresión (18). La misma no es aplicable cuando se utilizan recubrimientos superiores a los 50 mm, por lo que queda en desuso ante valores de recubrimientos como los sugeridos para extender la vida útil de las estructuras. Para ello, el artículo 10.6.5 [23] indica: donde la apariencia superficial del hormigón resulte importante y el recubrimiento supere los 75 mm, los esfuerzos de tracción por flexión en la armadura generados por cargas de servicio no deben superar los valores dados en el artículo 10.6.4, ni s para la armadura más cercana a la cara traccionada puede exceder el valor dado por (18):

$$s = \left(\frac{94600}{f_s} \right) - 2,5c_c \quad (18)$$

pero no puede ser mayor de 300 mm. En el artículo R10.6.4 de los Comentarios al ACI 350-06 [23] se expone un método alternativo por el cual se pueden obtener relaciones entre la tensión máxima de servicio de las armaduras y la separación de estas. Las figuras R10.6.4(a-d) indican la variación de tales factores. De igual forma, y en el apéndice I, se incorporan las figuras I.3.3(a-c) en las que se indica la separación máxima de armadura según las tensiones de servicio f_s para distintos diámetros de barras, aunque formuladas para los utilizados en EE. UU.

2.2.2.2. Criterio de la Portland Cement Association [24] referido a las tensiones transmitidas al hormigón.

Además del control de las tensiones y la separación de las armaduras, es necesario tener en cuenta los esfuerzos que estas transfieren al hormigón, evaluando para ello de la mejor manera posible su calidad y resistencia. No existen al respecto muchos enfoques. En la publicación de la *Portland Cement Association* (PCA) se sugiere que el espesor proyectado para los elementos sometidos a tracción debe verificar la ecuación (19):

$$f_{sh} = \frac{C A_s E_s + P}{A_c + n A_s} \leq f'_t \quad (19)$$

donde: f_{sh} = tensión generada por efectos combinados de contracción por fraguado y tracción; C = coeficiente de contracción por fraguado del hormigón; se permite utilizar como valor

aproximado 0,0030; A_s = área de la armadura longitudinal traccionada dispuesta para absorber el esfuerzo de tracción directa (mm^2); E_s = módulo de elasticidad del acero de la armadura no tesa (N/mm^2); P = esfuerzo de tracción directa sobre la sección de hormigón bajo cargas de servicio (N); A_c = área de la sección de hormigón que resiste la tracción directa (mm^2); n = relación entre el módulo elástico del acero y del hormigón; f'_t = resistencia a tracción directa del hormigón, pudiendo aproximarse a $0,10 f'_c$ (MPa).

El término $(A_c + n.A_s)$ indica el uso de la sección homogeneizada de hormigón armado en estado I, es decir, considerando al hormigón no fisurado. Una verificación similar era la expresada por el Reglamento CIRSOC 201-82 [10] en el artículo 17.6.3 bajo estado I en elementos prácticamente no fisurados.

2.2.2.3. Criterio del código NZS 3106:2009 [9] respecto del espesor necesario del hormigón. Según el código neozelandés NZS 3106:2009, el espesor de la zona comprimida para estructuras con condiciones de muy baja permeabilidad calculado bajo la combinación de cargas de largo plazo debe ser como mínimo de 50 mm o $0,2h$, siendo h el espesor total del elemento. Se permite efectuar los cálculos bajo las hipótesis de comportamiento lineal elástico, pero despreciando la resistencia a tracción del hormigón. Esto tiende a evitar que las fisuras tengan extensiones que atraviesen el espesor proyectado para el hormigón.

2.2.2.4. Criterio Norma AASHTO LRFD 2004 [4] y de la Canadian Standards Association CSA A23.3-04 [13]. En su artículo C 5.7.3.4, el AASHTO LRFD del año 2004 indica que los elementos tipo viga se deberán dimensionar de manera que, bajo cargas de servicio, la tensión de tracción en las armaduras, f_{sa} , no sea mayor que la expresión (20):

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} \leq 0,6 \cdot f_y \quad (20)$$

con: d_c = distancia de la superficie de hormigón hasta el centro de gravedad de la barra más próxima, valor no mayor a 50 mm (mm); A = área de hormigón cobaricéntrica con la armadura de tracción, dividida por el número de barras (mm^2). No se debe considerar para el cálculo un valor de recubrimiento mayor a 50 mm; Z = parámetro relacionado con el ancho de fisura característico.

Se indica: $Z \leq 30.000 \text{ N/mm}$ (para exposición moderada); $Z \leq 23.000 \text{ N/mm}$ (para exposición severa); $Z \leq 17.500 \text{ N/mm}$ (para estructuras enterradas).

En los comentarios del artículo C 5.7.3.4 de la norma AASHTO se establece que el uso de un valor de $Z = 30.000 \text{ N/mm}$, que se correspondería con un ancho de fisura superficial límite de aproximadamente 0,40 mm. Esta metodología de verificación es utilizada también por el Código CSA A23.3-04 [13] en el artículo 10.6.1, en el que se calcula un factor z en lugar de f_{sa} , debiendo ser menor a 30.000 N/mm para exposición interna y 25.000 N/mm para exposiciones exteriores. La ecuación (20) se desprende de las investigaciones de Gergely-Lutz citadas en el ACI 224R-01 [16], de acuerdo con la deducción que surge de la expresión (1) pero colocándola en

función de la tensión de las armaduras en condiciones de servicio, f_{sa} ecuaciones (21) y (22):

$$f_{sa} = \frac{w_{máx} \cdot 90000}{\beta \cdot \sqrt[3]{d_c A}} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c A}} \quad (21)$$

donde Z queda de la forma:

$$Z = \frac{w_{máx} \cdot 90000}{\beta} \quad (22)$$

2.2.3. Limitaciones en la separación de las armaduras

2.2.3.1. Criterio Norma AASHTO LRFD 2007 [25]. La edición del año 2007 del AASHTO LRFD, en cambio, prescinde de las referencias al ancho de fisura y se calcula la separación límite en milímetros que debe tener la armadura traccionada en cercanía a la cara traccionada de la pieza de hormigón bajo análisis, de la forma (23):

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c \quad (23)$$

Expresión que bajo la nomenclatura del código mencionado, significa: γ_e = factor de exposición igual a 1,00 para una exposición clase 1 (considerada como el límite superior para verificar las condiciones de apariencia y corrosión de la pieza) o igual a 0,75 para una exposición de clase 2 (caso de estructuras expuestas al contacto con el agua); β_s tal como se define en la ecuación (24).

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7 \cdot (h - d_c)} \quad (24)$$

d_c = espesor del hormigón medido desde la fibra más traccionada sometida a flexión al baricentro de la armadura cercana a ella (mm); f_{ss} = tensión de tracción del acero en estado de servicio (MPa); h = espesor total o altura de la pieza (mm).

La expresión fue desarrollada en función del modelo físico de fisuración de Frosch [21] con el criterio de limitar la separación de barras de armadura en lugar de estimar el ancho esperado de las fisuras. Como referencia, el AASHTO establece que la condición de exposición 1 es equivalente a un ancho de fisura de 0,43 mm. Asimismo, indica que al ser la separación directamente proporcional al factor γ_e , se puede redefinir al mismo para otras condiciones de exposición, siendo el valor de 0,5 equivalente a una fisura de aproximadamente 0,22 mm.

2.2.3.2. Criterio del ACI 318-05 [1] y del CIRSOC 201-05 [3] para el control de la fisuración en vigas y losas unidireccionales.

Debido a la cantidad de variables que intervienen en el proceso de fisuración y a la complejidad del problema, el criterio del ACI 318-05 consiste en intentar controlar la fisuración superficial a un valor que resulte aceptable en la práctica. No pretende, por lo tanto, predecir el ancho de las fisuras en un determinado elemento [3]. A pesar que se han realizado numerosos estudios, no se dispone de evidencia experimental clara respecto al ancho de fisura a partir del cual existe peligro de corrosión [26,27]. Las pruebas de exposición indican que la calidad del hormigón, la compactación adecuada y un recubrimiento de hormigón apropiado pueden ser más importantes para la protección contra la

corrosión que el ancho de fisuras en la superficie del hormigón [3]. El concepto adoptado por el CIRSOC 201-05 se fundamenta en establecer una separación máxima de la armadura traccionada en función del recubrimiento y la tracción del acero bajo cargas de servicio. Las expresiones utilizadas en el ACI 318-05 han reemplazado a los requisitos para el factor z que se establecían en la edición 1995 del Código ACI 318 [14]. El ancho de las fisuras en las estructuras es muy variable. Las nuevas disposiciones para la separación intentan controlar la fisuración superficial a un ancho que, en forma general, sea aceptable en la práctica, pero que puede variar dentro de una estructura dada [1,3]. El control de fisuración de la ecuación (25) del artículo 10.6.4 del ACI 318-05 y del CIRSOC 201-05 no son suficientes para estructuras que quedan expuestas a medios muy agresivos o cuando se diseñan para ser impermeables [1,3].

$$s \leq \begin{cases} 380 \cdot \frac{280}{f_s} - 2,5 \cdot c_c \\ 300 \cdot \frac{280}{f_s} \end{cases} \quad (25)$$

con: f_s = tensión en la armadura en estado II bajo cargas de servicio, en correspondencia con la fisura (MPa); c_c = recubrimiento libre de la barra más cercana a la superficie (mm); s = separación máxima de la armadura traccionada (mm).

Al respecto, el valor de f_s sugerido por el CIRSOC 201-05 es de $2/3 f_y = f_y/1,5$, lo cual se deduce de la expresión (26):

$$f_s = \frac{f_y}{\gamma} \quad \gamma = \frac{1,20 \cdot D + 1,60L}{0,90} \cong 1,50 \quad (26)$$

con $D=0,60$ y $L=0,40$, valores medios usuales en edificios, ya que el 60% de las cargas serían derivadas de las cargas permanentes. Para un acero ADN 420/500, $f_s = 420 \text{ MPa}/1,5 = 280 \text{ MPa}$.

El reglamento CIRSOC 201-05 incluye en el capítulo 2 (tablas 2.1 y 2.2) una serie de exposiciones ambientales asociadas al diseño de la calidad del hormigón, relaciones agua cemento (a/c), recubrimientos mínimos, entre otros aspectos. Esta concepción está basada en el reglamento CIRSOC 201M «Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado para Obras Privadas Municipales» [28].

El código ACI 318-05 no clasifica en forma explícita a los diversos medioambientes, sino que en forma implícita los incorpora a los requisitos de protección indicados para resistir las acciones producidas por diferentes medioambientes. En el código ACI 318-05 se indican requisitos para resistir acciones provenientes de 7 medioambientes diferentes: contacto con agua, temperatura de congelamiento y deshielo, y ataque por sulfatos. A ello deben sumarse 2 acciones correspondientes al medio marino, indicadas en el ACI 201 «Durability of Concrete in Service» [29].

3. Planteo del problema

A la fecha, la República Argentina no cuenta con un Reglamento para el cálculo y verificación de estructuras de conducción, almacenamiento y tratamiento de agua y efluentes, aunque sí se cuenta con especificaciones y modificaciones dispersas del antiguo reglamento CIRSOC 201-82 [10] para adecuarlo a estas estructuras. Es necesario, en este sentido, generar una adecuación de los códigos y normativas internacionales existentes a la nueva línea reglamentaria seguida por el CIRSOC 201-05 [3], basado en el ACI. Sin embargo, tales reglamentos no son una mera traducción de tal código, sino una adaptación según las metodologías y criterios constructivos de Argentina. La imperiosa necesidad de una serie de especificaciones referidas al control de la fisuración que respeten los lineamientos generales del CIRSOC 201-05 [3] pero con la imposición de medidas más restrictivas en el diseño del hormigón y de las armaduras.

4. Metodología

Para el desarrollo de la presente publicación se han relevado y desarrollado una serie de comparaciones, interpretaciones y adecuaciones de los criterios de los principales códigos y normativas internacionales, de forma de generar un conjunto de especificaciones para el control de la fisuración. Para ello, se han efectuado, acorde a la concepción de las clases de exposición del CIRSOC 201-05 [3], 3 nuevas, denominadas P1, P2 y P3, según el grado de exposición y agresividad (tabla 1). Se

Tabla 1

Clases de exposición ambiental a las que puedan estar sometidas las estructuras de conducción, almacenamiento y tratamiento de agua y efluentes

Designación	Clase	Proceso corrosivo	Descripción del medioambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
P 1	Húmedo o sumergido	Corrosión por contacto con líquidos o soluciones	Exposición a líquidos con un pH mayor de 5 Exposición a soluciones que contengan sulfatos en cantidades de 1.000 ppm o menos	Estructuras con requerimientos de baja permeabilidad, según la descripción del medioambiente indicada, como revestimientos de canales y reservorios de agua para riego
P 2	Húmedo	Corrosión por contacto con líquidos o soluciones	Exposición a líquidos con un pH menor de 5 Exposición a soluciones que contengan sulfatos en cantidades superiores a 1.000 ppm.	Estructuras con requerimientos de muy baja permeabilidad, como conductos, pluviales, tuberías y pozos de bombeo
P 3	Húmedo o sumergido	Corrosión por contacto con líquidos o soluciones	Exposición a ambientes de elevada agresividad y corrosión con líquidos o soluciones	Estructuras de ingeniería civil de alta repercusión económica o expuestas a ambientes de elevada agresividad, prácticamente no fisuradas

Fuente: elaboración propia a partir del formato indicado en [3] y condiciones de [23].

Tabla 2
Comparación de resultados arrojados según las expresiones de Gergely-Lutz [16], Frosch [21] y la instrucción EHE-08 [7] para 2 condiciones de armado de una viga

Expresión de cálculo Armadura	Gergely-Lutz	Frosch	EHE-08
2 ϕ 25 mm	0,33 mm	0,52 mm	0,52 mm
2 ϕ 20 mm + 2 ϕ 16 mm	0,25 mm	0,20 mm	0,30 mm

entiende por ambiente de elevada agresividad a aquel sometido a líquidos corrosivos o soluciones con un pH menor a 5 o que contengan sulfatos en cantidades superiores a 1.000 ppm [23]. La designación P1 se reserva para estructuras con requerimientos de baja permeabilidad en ambientes no agresivos ($\text{pH} > 5$ y contenido de sulfatos menor a 1.000 ppm) y P2 para ambientes agresivos. Las estructuras bajo condición de exposición P3 se reserva para ambientes de agresividad extrema y de alta repercusión económica, y corresponden a elementos prácticamente no fisurados, para los que se requerirán, adicionalmente, hormigón pretensado, revestimiento y protecciones superficiales [12]. Esta notación es compatible con el Eurocódigo 2 Parte 3 [12]. A estas clases de exposición es necesario sumar las correspondientes a CL (cloruros) y CO (sustancias corrosivas).

5. Desarrollo

Para el desarrollo de las comparaciones y especificaciones se generó inicialmente la tabla 1, en la que se sintetizan las 3 exposiciones ambientales tratadas en la publicación y que resultan adicionales a las existentes en el CIRSOC 201-05 [3].

Posteriormente, se procedió a comparar las separaciones máximas de barras de armadura obtenidas de las ecuaciones de

cálculo desarrolladas por los códigos anteriormente mencionados. La separación se ha representado en función de la distancia del hormigón al baricentro de la armadura d_c para una viga típica según requerimientos de recubrimientos mínimos indicados en el CIRSOC 201-05, en ambientes agresivos según las características descriptas a continuación:

Sección de la viga: $b = 200$ mm; $h = 400$ mm.

Tensiones en las armaduras: $f_s = 165$ MPa; $f_y = 420$ MPa; $E_s = 200000$ MPa.

Diámetros de las armaduras: $d_b = 12$ mm (en una sola capa); $d_{be} = 6$ mm. $\beta = 1,2$

$w_{m\acute{a}x}$ (Gergely-Lutz) = 0,15-0,20 mm; Z (AASHTO 2004) = 17.500 N/mm; γ_c (AASHTO 2007) = 0,5 (tabla 2).

En la figura 2 se puede observar la disparidad de valores obtenidos para los casos analizados, encontrándose pocas zonas de coincidencia, lo cual demuestra la variabilidad de los resultados arrojados en caso de adoptar las expresiones de ancho probable de fisura como base para el control de la fisuración. A pesar de ello, puede observarse que la máxima separación de armaduras indicada por la ecuación (18) del ACI 350-06 [23] resulta poco rigurosa.

A modo de ejemplo, para una viga soporte de un apeo de columna con las características adjuntas, los espesores de fisura

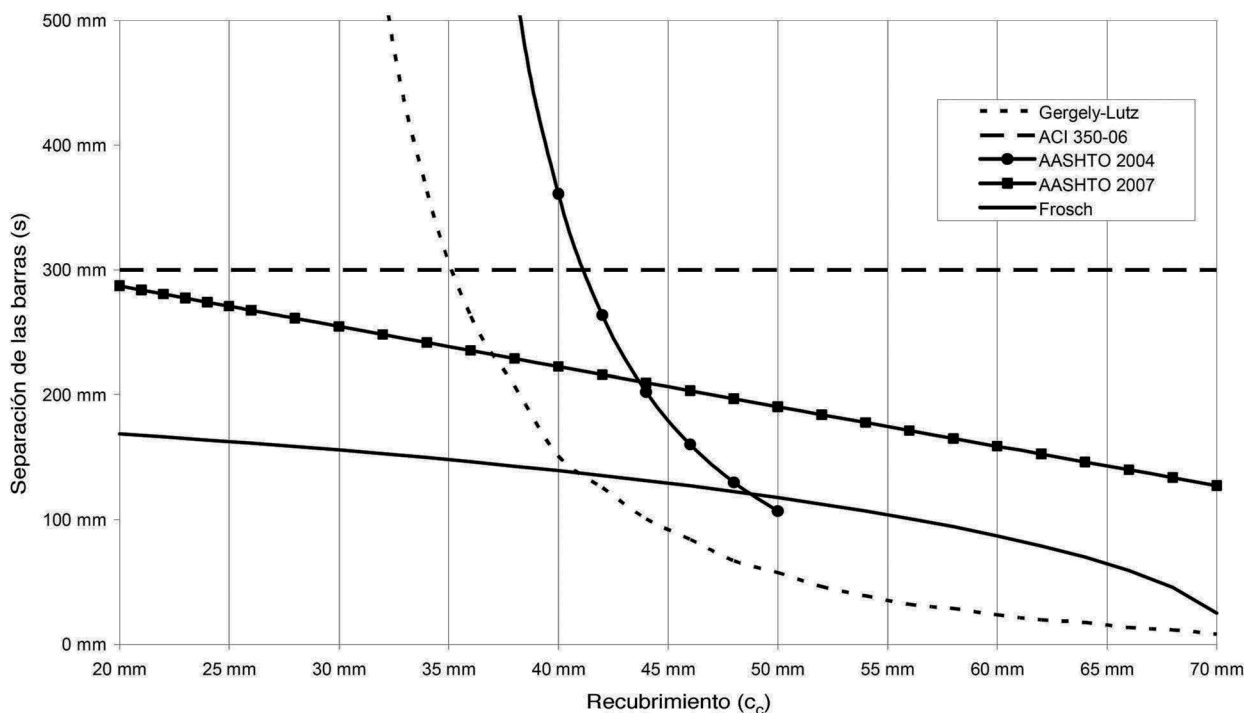


Figura 2. Separación máxima de barras longitudinales de armadura en vigas según las expresiones de Gergely-Lutz [17], ACI 350-06 [23], AASHTO-LRFD 2004 y 2007 [4,18] y Frosch [26] para w_k entre 0,15 mm y 0,20 mm.

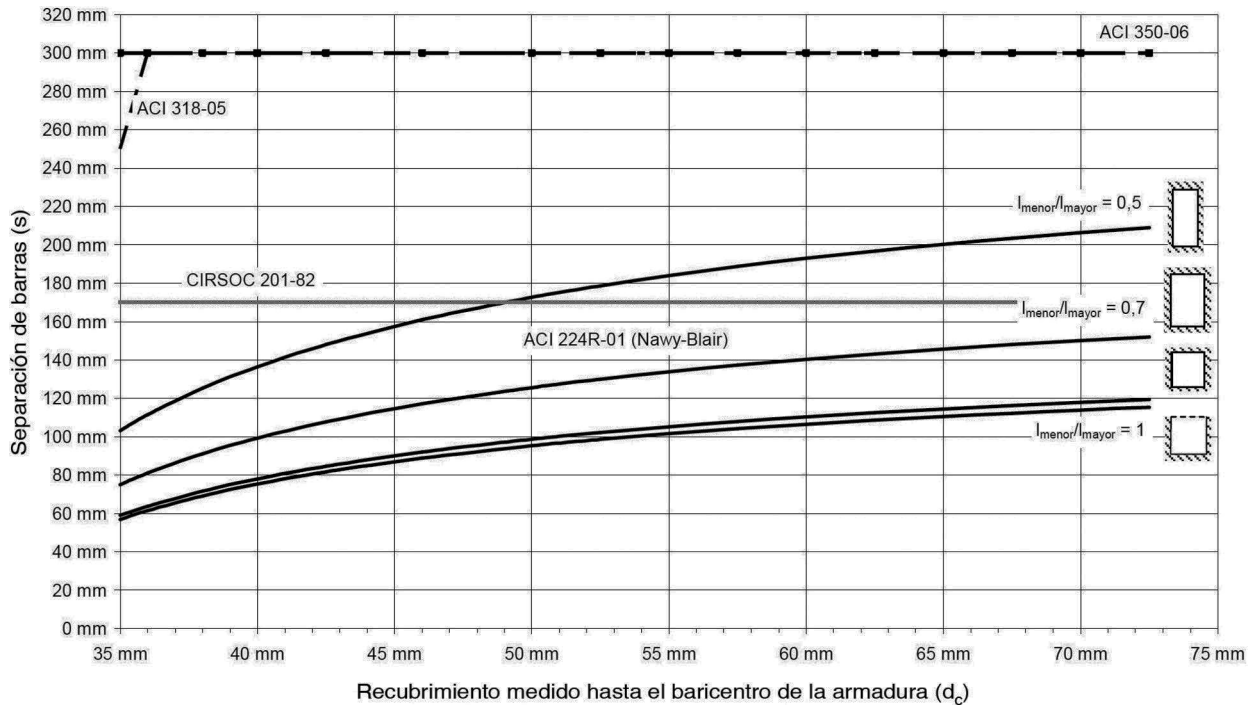


Figura 3. Separación libre máxima de la armadura principal por flexión y tracción en losas y tabiques armados en 2 direcciones y con cargas uniformes. Fuente: elaboración propia a partir de [16].

en la situación inicial y final de armado, arrojan los valores de la tabla 2:

Sección: $b = 40$ cm; $h = 60$ cm.

Materiales: hormigón $f'_c = 25$ MPa; acero ADN 42/50; $f_y = 420$ MPa.

De igual forma y a partir de la ecuación (5), es posible obtener la separación libre máxima de la armadura a flexión o tracción en

placas para una determinada condición de fisuración siguiendo la ecuación (27):

$$w_{máx} = 0,145.k.\beta.f_s.\sqrt{G_I} \Rightarrow G_I = \left(\frac{w_{máx}}{0,145.k.\beta.f_s} \right)^2 \quad (27)$$

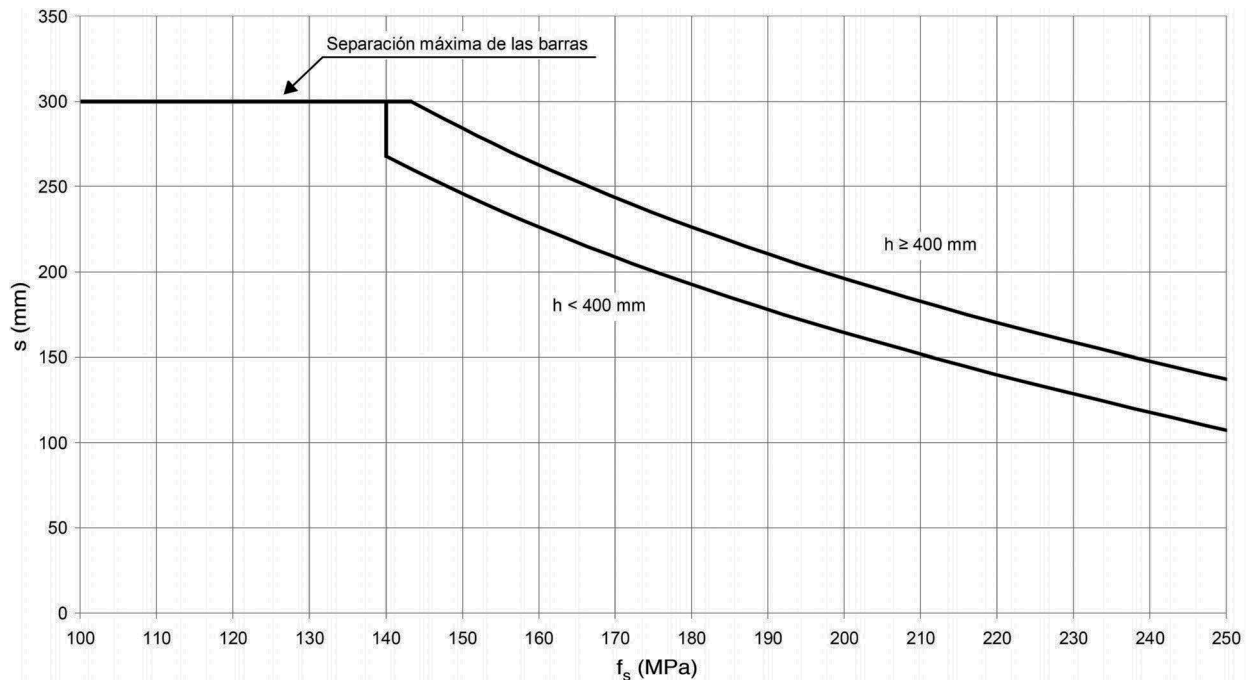


Figura 4. Máxima tensión de servicio en el acero, exposición P1: elementos en una dirección.

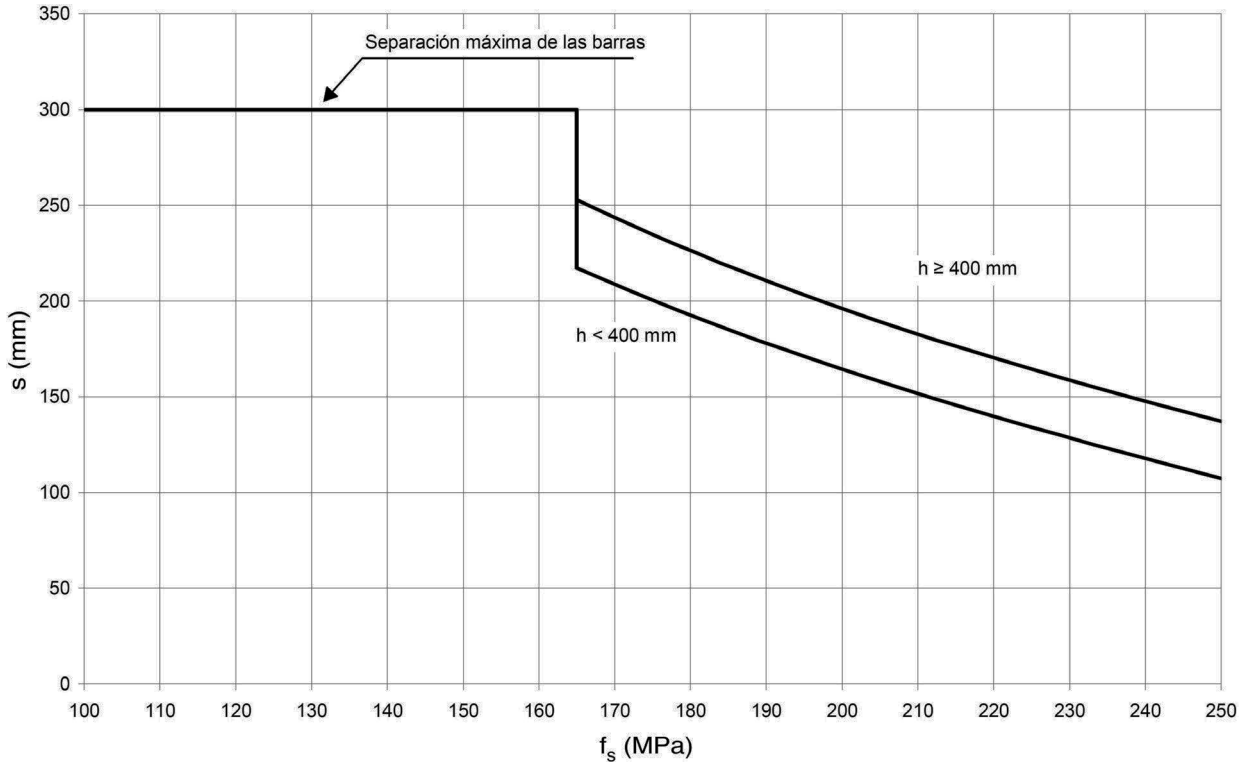


Figura 5. Máxima tensión de servicio en el acero, exposición P1: elementos en 2 direcciones.

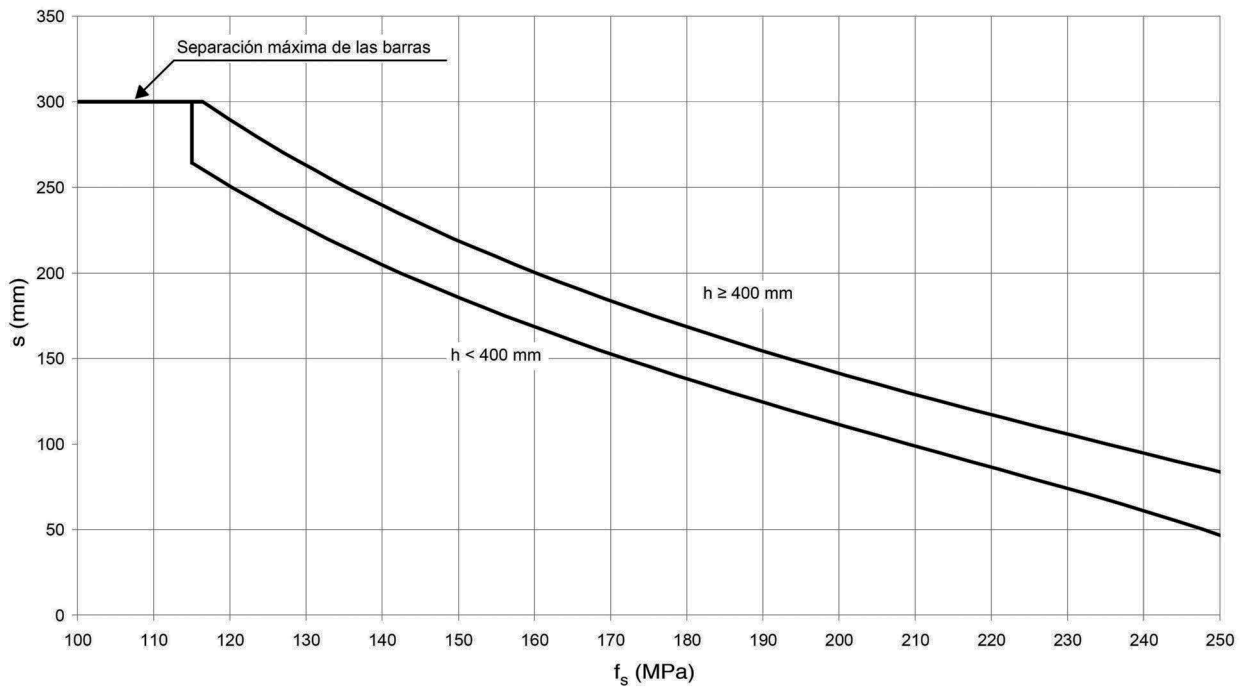


Figura 6. Máxima tensión de servicio en el acero, exposición CL, P2, P3 y CO: elementos en una dirección.

Suponiendo iguales separaciones $s_1 = s_2 = s_1$, de la ecuación (5) es posible despejar y obtener (28):

$$s_l \leq \sqrt{\frac{G_I \cdot d_{b1} \cdot \pi}{d_c \cdot 8}} \quad (28)$$

Con las expresiones (27) y (28) se puede confeccionar una serie de curvas que verifiquen, para un $w_{m\acute{a}x}$ determinado, la separación que deben tener las armaduras en placas y losas en 2 direcciones en función de distintos valores de recubrimiento hasta el baricentro de las armaduras (d_c). En particular, la figura 3 fue desarrollada para un $w_{m\acute{a}x} = 0,15$ mm, d_b entre 10 y 40 mm,

Tabla 3

Tensiones máximas de servicio permitidas para elementos sometidos a distintos esfuerzos y clases de exposición ambiental

Esfuerzo absorbido por la armadura	ϕ	Clase de exposición ambiental	$f_{s,máx}$ (MPa)
Tracción directa	0,90	Normal	140
		Severa	115
Corte	0,75	Normal	165
		Severa	140
Flexión	0,90	Normal	$f_{s,máx} = \frac{56000}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$
		Severa	$f_{s,máx} = \frac{45500}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$
Flexión en losas unidireccionales	0,90	Normal	$140 \leq f_{s,máx} = \frac{56000}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$
		Severa	$115 \leq f_{s,máx} = \frac{45500}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$
Flexión en losas en 2 direcciones	0,90	Normal	$165 \leq f_{s,máx} = \frac{56000}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$
		Severa	$140 \leq f_{s,máx} = \frac{45500}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$

Fuente: elaboración propia a partir de [23].

Referencias - exposición normal: P1; exposición severa: CL, P2, P3 y CO.

$\beta = 1,25$, $f_s = 168$ MPa (adoptado como $0,4 \cdot f_y$ según [16]) y un recubrimiento $c_{mín} = 30$ mm. El valor utilizado como $w_{máx}$ es de $0,15$ mm, es decir, un promedio entre el sugerido por el comité ACI 224R-01 para estructuras en contacto con productos químicos descongelaentes y estructuras de contención de agua (tabla 4.1 de [16]). Las curvas se compararon con los criterios de separación máxima de armaduras de losas del ACI 318-05 [1] (CIRSOC 201-05), del anterior reglamento CIRSOC 201-82 [10] y ACI 350-06 [23].

Los valores de las curvas obtenidas en la figura 3 según ACI 224R-01 [16] resultan acordes a la práctica usual en la construcción de placas de hormigón armado de depósitos de agua y estructuras de tratamiento de efluentes y plantean condiciones

más exigentes que las de los códigos ACI 350-06 [23] y 318-05 [1]. Según la exposición ambiental y esfuerzo predominante en el elemento estructural, la tabla 3 recoge las tensiones máximas de servicio que pueden alcanzar las armaduras de acuerdo al criterio de diseño del código ACI 350-06. Asimismo, la tabla 4 sintetiza los valores usuales del coeficiente de durabilidad S_d de la ecuación (17), considerando un coeficiente de mayoración de carga de 1,4.

Complementariamente, se desarrollaron las curvas de las figuras 4-7, correspondientes a la adecuación del método alternativo de control de la fisuración indicado en el artículo R10.6.4 de la referencia [23], graficándolas según las separaciones y diámetros de armaduras indicados en Argentina. De igual forma se

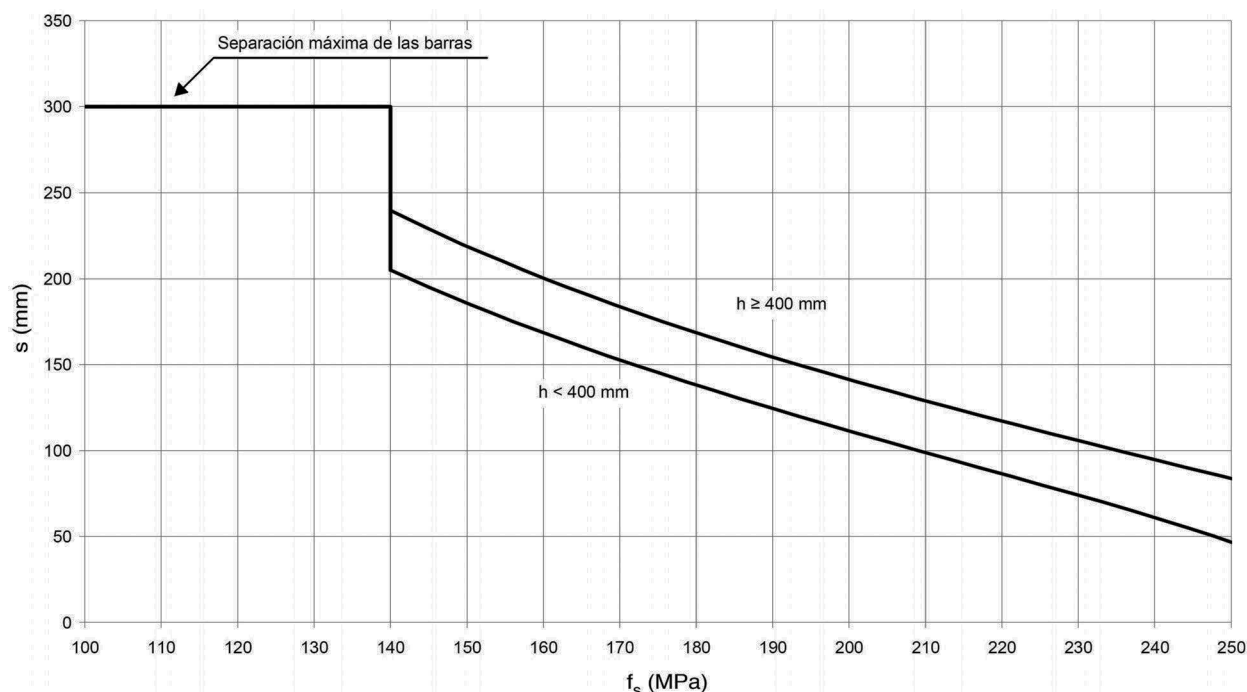


Figura 7. Máxima tensión de servicio en el acero, exposición CL, P2, P3 y CO: elementos en 2 direcciones.

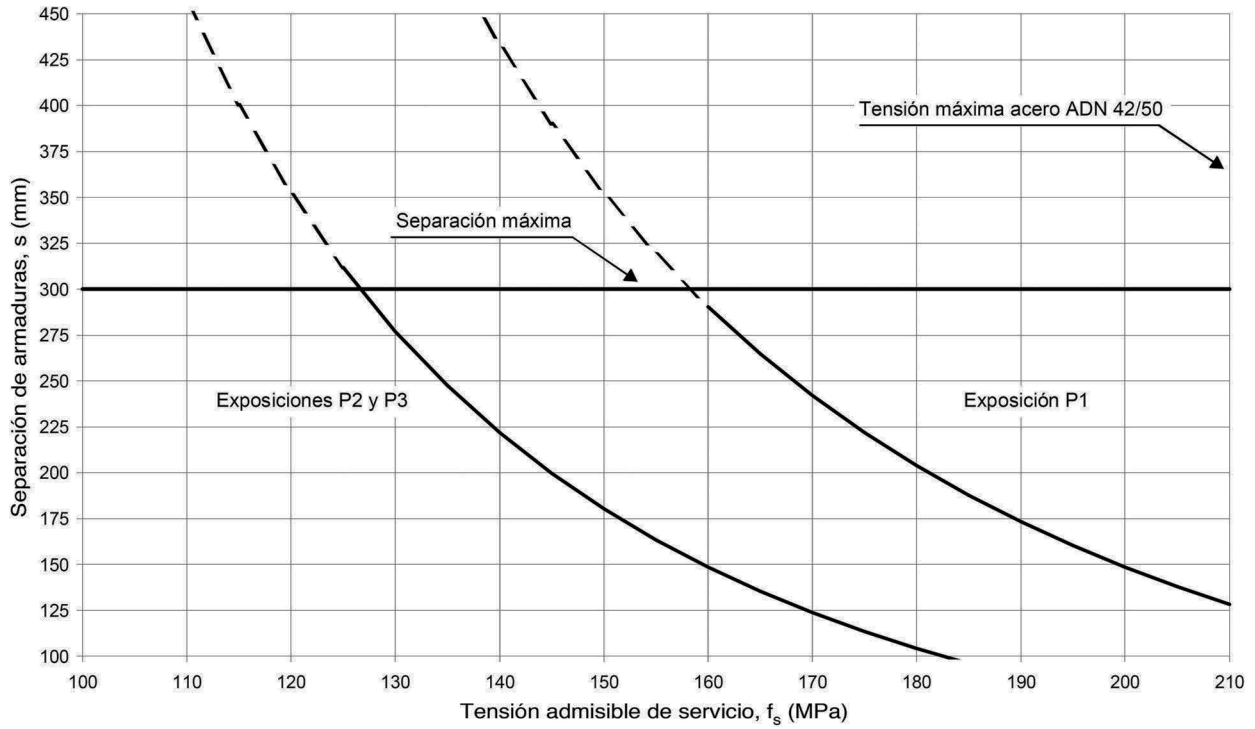


Figura 8. Máxima distancia de armaduras para el control de la fisuración por flexión en vigas (barras de 10 a 16 mm).

procedió con la reformulación de las curvas del apéndice I del ACI 350-06 [1], pero considerando los diámetros de armadura utilizados en la República Argentina (figs. 8 y 9).

A los efectos de observar la incidencia del uso de tensiones de servicio máximas para el diseño de las armaduras en estructuras del tipo de las tratadas en la presente publicación, se efectuó el

cálculo de tabiques de depósitos cilíndricos de agua sometidos a la presión estática del agua, comparando por un lado el resultado obtenido a partir de las modificaciones usuales efectuadas al CIRSOC 201-82 [10] para llevar a cabo estos cálculos con el ACI 350-06 [23]. Las adecuaciones que usualmente se realizaban para el cálculo bajo condiciones del anterior reglamento

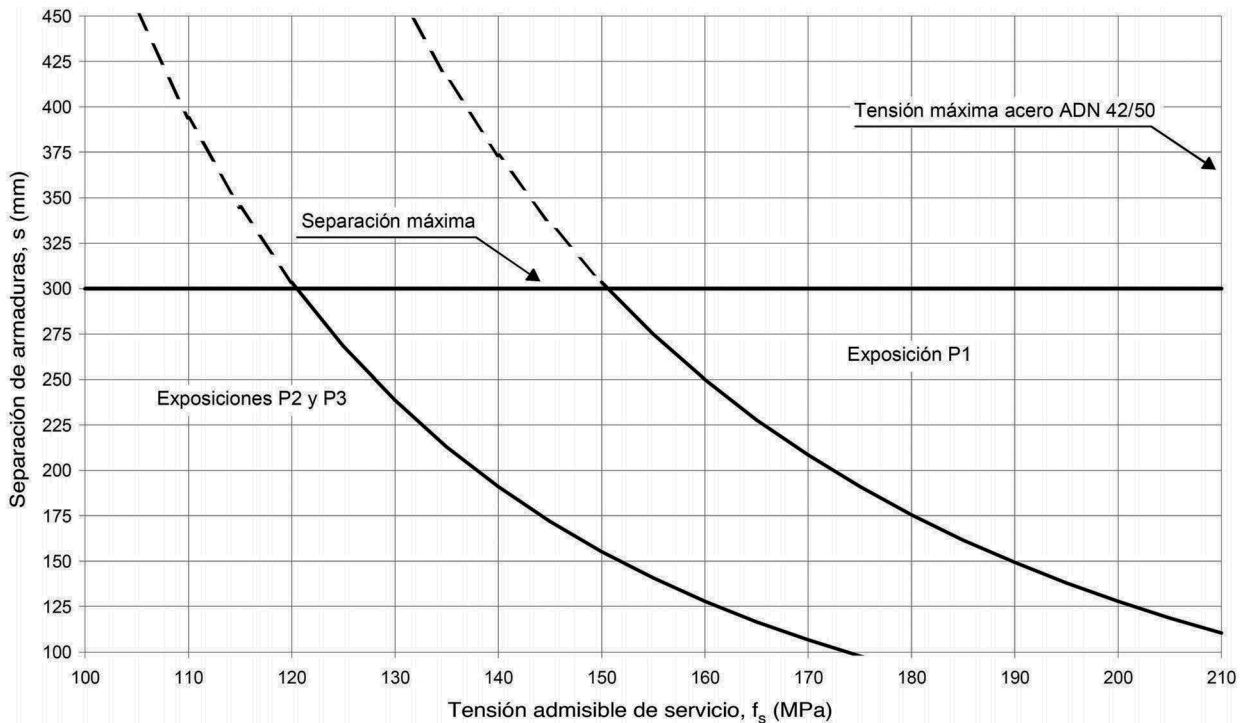


Figura 9. Máxima distancia de armaduras para el control de la fisuración por flexión en vigas (barras de 20 a 25 mm).

Tabla 4

Coeficientes de durabilidad de referencia para elementos sometidos a distintos esfuerzos y clases de exposición ambiental

Esfuerzo absorbido por la armadura	ϕ	γ	Clase de exposición	$f_{s\text{máx}}$ (MPa)	S_d
Tracción directa	0,90	1,40	Normal	140	1,93
			Severa	115	2,35
Corte	0,75	1,40	Normal	165	1,36
			Severa	140	1,61
Flexión	0,90	1,40	Normal	250	1,08
			Severa	250	1,08
Flexión en losas unidireccionales	0,90	1,40	Normal	140	1,93
			Severa	115	2,35
Flexión en losas en 2 direcciones	0,90	1,40	Normal	165	1,64
			Severa	140	1,93

Referencias: exposición normal: P1; exposición severa: CL, P2, P3 y CO.

$$\phi M_n \geq S_d \cdot M_u \quad (29)$$

$$\phi P_n \geq S_d \cdot P_u \quad (30)$$

M_u = momento flector calculado para cargas mayoradas; P_u = esfuerzo axial de tracción mayorado; M_n = momento flector nominal de la sección; P_n = resistencia nominal para carga axial de tracción; ϕ = coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura; γ = relación entre las cargas mayoradas y las cargas sin mayorar; f_s = tensión de servicio de las armaduras traccionadas.

Fuente: elaboración propia a partir de [23].

CIRSOC 201-82 [10] consistían en reducir la tensión de fluencia del acero en un 70% y la aplicación de un coeficiente de seguridad global a tracción de 1,75, lo que resulta en un valor de $f_s = 168$ MPa, independiente del tipo de esfuerzo y condición de exposición. Los valores hallados se grafican en la figura 10 para las armaduras horizontales sometidas a tracción simple y en las figuras 11 y 12 para armaduras verticales sometidas a flexión.

Como puede observarse, el criterio de la norma ACI 350-06 [23] resulta más exigente en la determinación de las armaduras sometidas a tracción simple y en condiciones severas de exposición (P2). Respecto de las armaduras a flexión, el criterio no es tan conservador, aunque se asemeja al utilizado en su momento bajo las condiciones del antiguo reglamento argentino CIRSOC 201-82 [10].

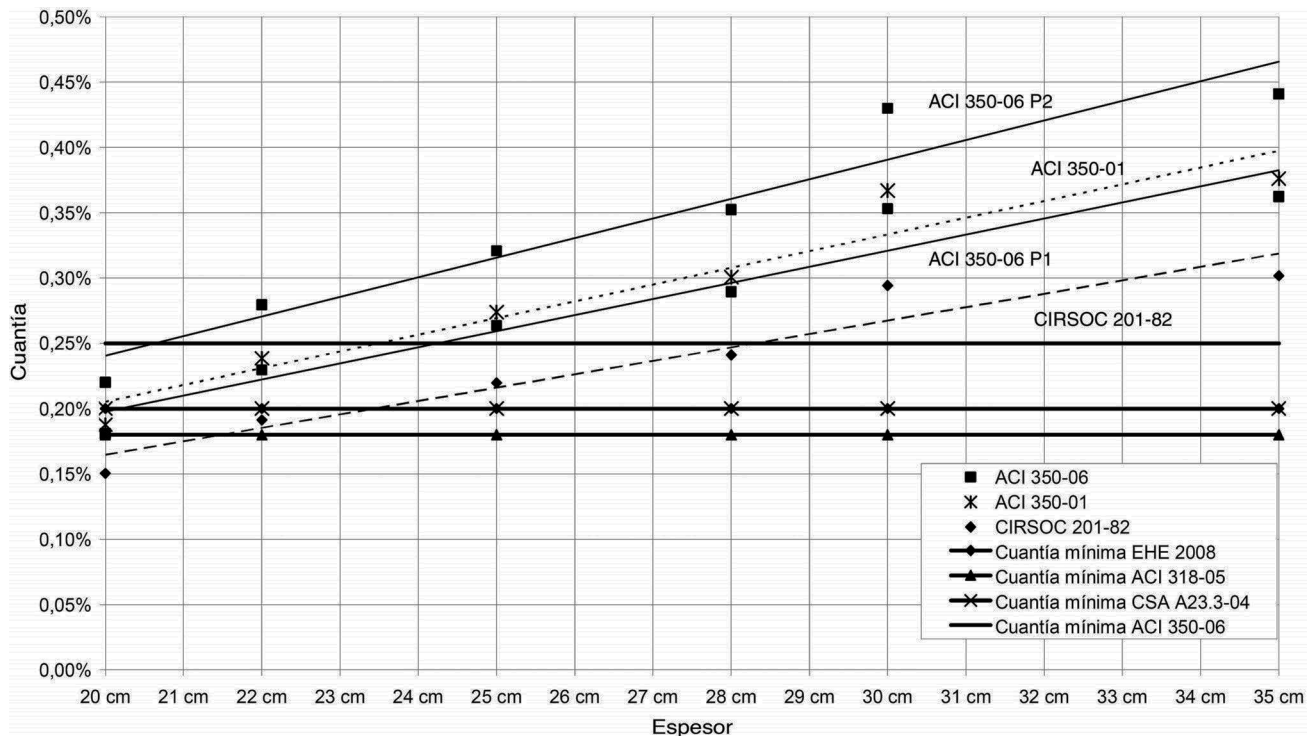


Figura 10. Tendencia de las cuantías de armaduras horizontales por cara para tabiques de depósitos de agua circulares respecto de su espesor, calculadas según códigos ACI 350-06, 350-01 y CIRSOC 201-82.

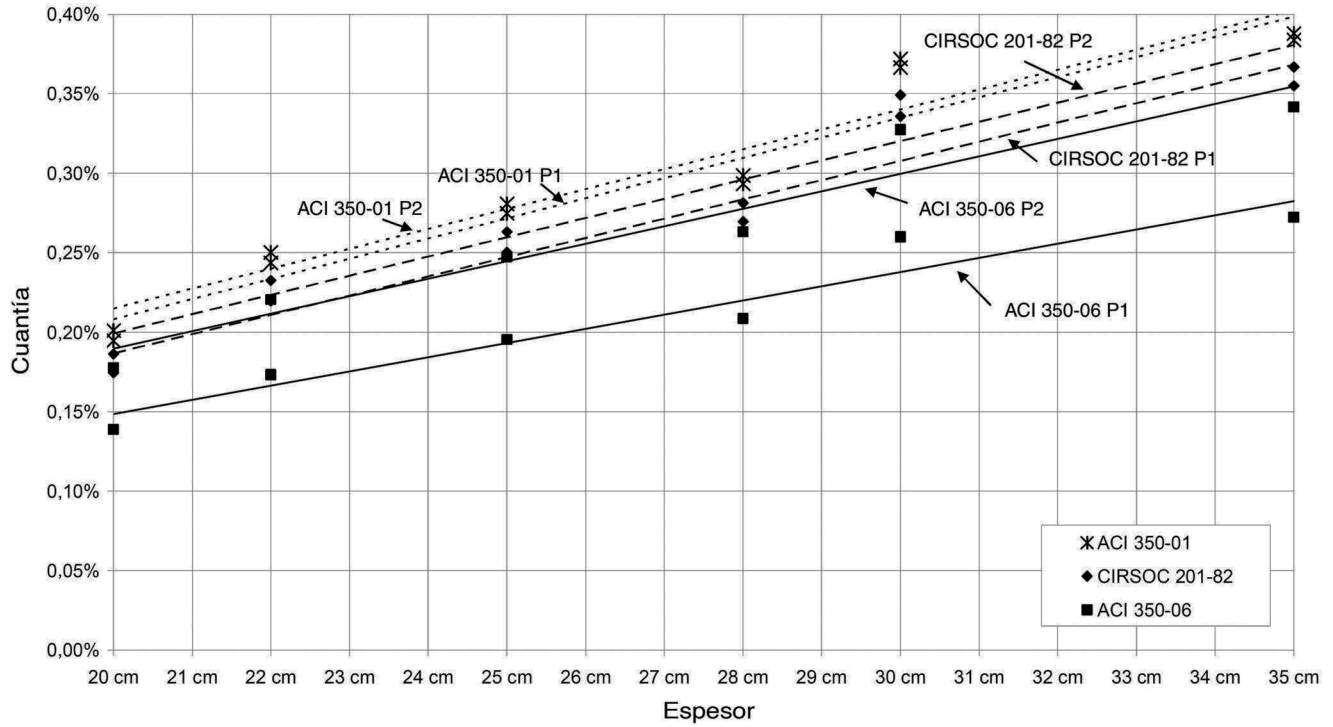


Figura 11. Tendencia de las cuantías de armaduras verticales internas para tabiques de depósitos de agua circulares respecto de su espesor, calculadas según códigos ACI 350-06, 350-01 y CIRSOC 201-82.

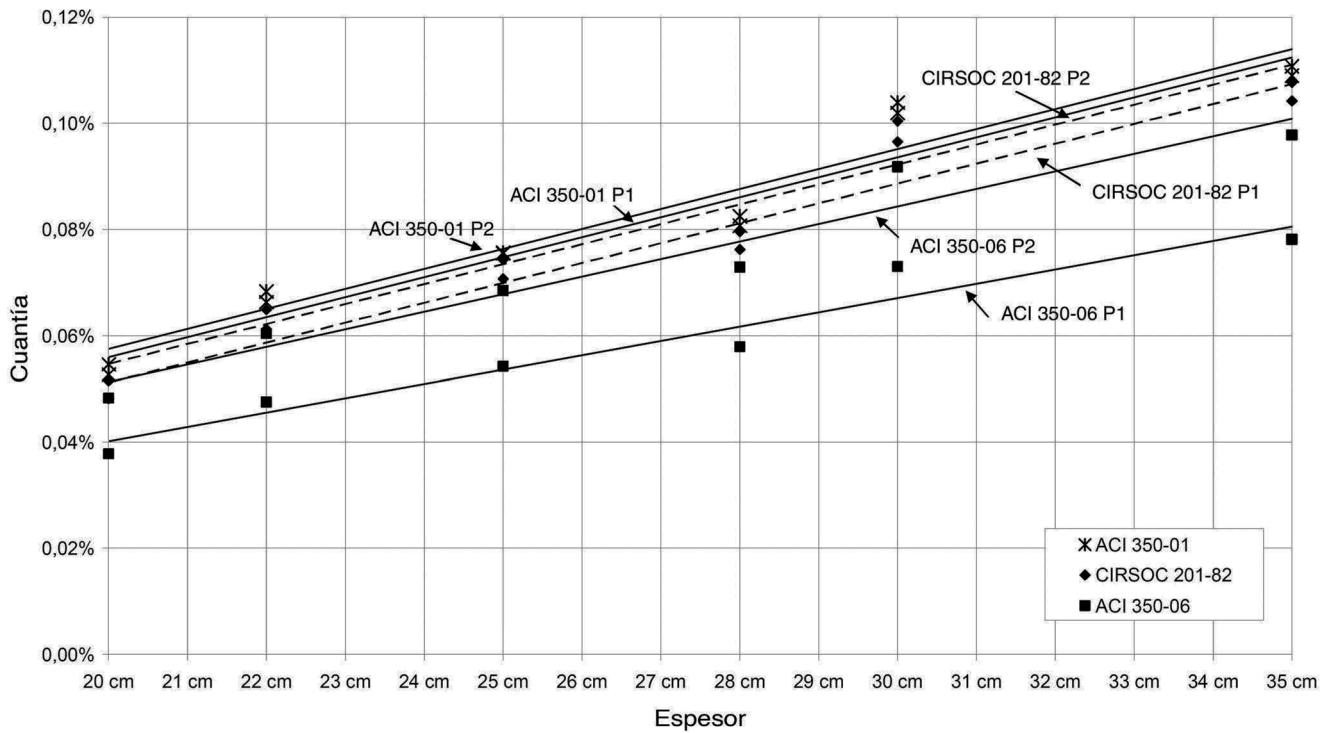


Figura 12. Tendencia de las cuantías de armaduras verticales externas para tabiques de depósitos de agua circulares respecto de su espesor, calculadas según códigos 350-01 [6], CIRSOC 201-82 [10] y ACI 350-06 [23].

6. Conclusiones

Resulta conveniente generar un control de la fisuración mediante la aplicación de tensiones máximas de servicio en las armaduras, procurando una cuantía y una distribución adecuadas de las mismas; complementariamente, esto se logra con un límite estricto en las separaciones de las barras, de tal forma de lograr armados de estructuras con diámetros pequeños y separaciones reducidas. Debido a la cantidad de variables que intervienen en el proceso de fisuración y a la complejidad del problema, el criterio de verificación de espesores de fisuras puede no ser el más adecuado.

El diseño de las piezas de hormigón armado bajo tensiones de servicio máximas parte de la premisa del control de la fisuración del hormigón armado desde su concepción, lo que resulta preferente respecto de los métodos de verificación del espesor de fisura. No obstante, efectuadas estas consideraciones, es conveniente comprobar el armado mediante expresiones complementarias, como lo son las correspondientes al ACI 224R-01. Finalmente, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- La necesidad de generar un proyecto de Reglamento Argentino destinado a estructuras de conducción, almacenamiento y tratamiento de aguas y efluentes que genere mayor seguridad en el proyecto y diseño, potenciado a partir de los cambios normativos instrumentados en Argentina desde la aprobación de los nuevos reglamentos en el año 2013.
- El desarrollo de una descripción de clases de exposición específica para estructuras en contacto con líquidos y sustancias agresivas similar a la desarrollada en la [tabla 3](#), la cual es compatible con el ACI 350-06 y con otros códigos internacionales, como el Eurocódigo 2 Parte 3.
- Para el caso de vigas, adicionalmente al control de fisuración generado por la adopción de tensiones de servicio máximas, resulta necesario verificar la adopción de las armaduras (diámetros y separaciones) mediante expresiones que contemplen el espesor de fisura, partiendo del conocimiento de la dispersión de sus resultados y la aproximación del problema. Este aspecto se basa en un mayor control de las separaciones máximas brindadas por los códigos internacionales.
- En losas y tabiques sometidos a las clases de exposición CL, P2, P3 y CO se recomienda que la separación s de la armadura principal por flexión y tracción sea menor o igual a la indicada en la [figura 3](#), basada en las expresiones de Nawy-Blair. Los valores están graficados en función del recubrimiento d_c del hormigón medido al centro de la primera capa de armadura para placas con distintas sustentaciones, cargas uniformes y relaciones $I_{\text{menor}}/I_{\text{mayor}}$ de 0,5, 0,7 y 1,0. Para la obtención de las curvas se utilizó una tensión de servicio de las armaduras $f_s = 168$ MPa. Para diferentes tensiones de diseño, las separaciones permitidas entre armaduras deberán ser ajustadas según las ecuaciones (27) y (28).
- En el caso que se requieran elementos prácticamente no fisurados (P3), además de las consideraciones indicadas, el espesor de los tabiques debe diseñarse de forma que la tensión generada por contracción y tracción directa bajo cargas de servicio

(f_{sh}), calculada según la expresión (19), no supere la resistencia a tracción del hormigón, f'_t .

- Para elementos estructurales sometidos a condiciones de exposición P3 deberán adoptarse medidas especiales para lograr elementos prácticamente no fisurados, como el uso de hormigón pretensado y revestimientos o coberturas según las recomendaciones efectuadas por los códigos y normativas citadas.
- Para evitar que las fisuras atraviesen el ancho total de la sección en elementos estructurales bajo clase de exposición P3, el espesor de la zona comprimida calculada bajo la acción de la combinación de cargas de largo plazo deberá ser como mínimo de 50 mm o $0,2h$, con h el espesor total del elemento. Los efectos pueden ser calculados sobre la hipótesis de comportamiento elástico lineal del material. Las tensiones resultantes sobre la sección deben ser calculadas despreciando la resistencia a tracción del hormigón.
- Las cuantías de armadura resultantes a flexión bajo las condiciones de tensiones de servicio máximas según ACI 350-06 arrojan valores similares a los efectuados en Argentina bajo las modificaciones que se desarrollaban del reglamento CIRSOC 201-82 para exposiciones P2. En caso de exposiciones P1, en cambio, existen diferencias del orden del 30% en menos respecto de las citadas modificaciones, debido a una menor exigencia en la separación límite de las armaduras a flexión y de la consideración del coeficiente de cargas mayoradas igual a 1,4, en lugar de 1,7 como su predecesor, el ACI 350-01. Esta reducción se compensa en caso de generar especificaciones más exigentes. Para el caso de tracción simple, los resultados presentan mejor distribución de las barras de armadura y, en consecuencia, un incremento de la cuantía. Tales diferencias se hacen más notables para clases de exposición P2, con un incremento de hasta el 50% respecto de las metodologías de cálculo empleadas anteriormente.
- Las especificaciones de cuantías mínimas de armadura no son coincidentes al menos en las normativas referidas a estructuras de baja permeabilidad, siendo las mayores para aceros ADN 42/50 las correspondientes al ACI 350-06 [23] según la distancia entre juntas de movimiento ([tabla 7.12.2.1 de \[23\]](#)).
- La generación y adecuación del ACI 350-06 y de otros códigos a las características de los materiales que componen el hormigón armado resumidas en las especificaciones y de las [figuras 5-9](#) resultan en una herramienta de diseño y verificación a fisuración que puede ser incluida en el proyecto de estructuras con requerimientos de baja permeabilidad. De igual forma se puede proceder con las [tablas 3 y 4](#), que resumen el coeficiente de durabilidad S_d .

Bibliografía

- [1] ACI Committee 318, *Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-05)*, ACI 318-05, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2005.
- [2] R. Orler, H. Donini, *Introducción al cálculo de hormigón estructural*, 2.ª edición, Nobuko, 2012.
- [3] INTI-CIRSOC. *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*, CIRSOC 201-2005. 2005.

- [4] AASHTO LRDF Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportations Officials. 2004.
- [5] J. Calavera Ruiz, *Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado*, 2.^a edición, INTEMAC, 2005.
- [6] ACI Committee 350, *Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350M-01)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2001.
- [7] EHE-08, *Instrucción de hormigón estructural*, Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento, Gobierno de España, Madrid, 2008.
- [8] Eurocode 2, *Design of Concrete Structures — Part 1: General rules and rules for buildings*. prEN 1992-1-1, European Committee for Standardization. Central Secretariat, Brussels, 2002.
- [9] NZS 3106:2009, *Design of Concrete Structures for the Storage of Liquids*, Standards New Zealand, 2009.
- [10] INTI-CIRSOC, *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*, CIRSOC 201-1982, 1982.
- [11] Comité Euro-International du Béton (CEB), *Model Code CEB-FIP 2010*, Thomas Telford Services Ltd., London, 2010.
- [12] Eurocode 2, *Design of Concrete Structures — Part 3. Liquid Retaining and Containment Structures*, European Committee for Standardization. Central Secretariat, Brussels, 2004.
- [13] CSA A23.3-04, *Design of Concrete Structures*, Canadian Standards Association, 2004.
- [14] ACI Committee 318, *Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 1995.
- [15] ACI Committee 318, *Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-99)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 1999.
- [16] ACI Committee 224, *Control of Cracking in Concrete Structures (ACI 224R-01)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2001, Traducción del INTI-CIRSOC.
- [17] A.W. Beeby, *The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete*, *The Structural Engineer* 57A (1) (1979) 9–17.
- [18] E. Nawy, *Crack Control in Reinforced Concrete Structures*, *ACI Journal, Proceedings* 65 (10) (1968) 825–836.
- [19] E. Nawy, *Prestressed Concrete, A Fundamental Approach*, 5.^a edición, Prentice Hall, 2009.
- [20] E. Nawy, *Reinforced Concrete – A Fundamental Approach*, 6.^a edición, Prentice Hall, 2009.
- [21] R. Frosch, *Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete*, *ACI Structural Journal* 96 (3) (1999) 437–442.
- [22] B.B. Broms, *Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members*, *ACI Journal, Proceedings* 62 (10) (1965) 1237–1256.
- [23] ACI Committee 350, *Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350M-06)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2006.
- [24] Portland Cement Association, *Circular Concrete Tanks Without Prestressing*, PCA, Skokie, Illinois, 1993.
- [25] AASHTO LRDF Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportations Officials. 2007.
- [26] D. Darwin, D.G. Manning, E. Hognestad, A.W. Beeby, P.F. Rice, A.Q. Ghowrwal, *Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion*, *Concrete International* 7 (5) (1985) 20–35.
- [27] R.G. Oesterle, *The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection*. RD Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1997.
- [28] INTI-CIRSOC, *Reglamento para el proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado y pretensado para obras privadas municipales*, CIRSOC 201M, 1996.
- [29] ACI Committee 201, *Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R-08)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2010.