



III CADI
IX CAEDI
2016



ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN SOMETIDAS A ACCIONES TÉRMICAS ELEVADAS

Marcia Rizo Patrón, Universidad Nacional de Santiago del Estero, rizopatron@gmail.com

Gustavo Ariel Pérez, Universidad Nacional de Tucumán, gperez@herrera.unt.edu.ar

Ricardo H. Lorefice, Universidad Nacional de Santiago del Estero, rlorefice@gmail.com

Resumen— En este trabajo se analizan las diferentes metodologías existentes para el estudio de la respuesta estructural de elementos de hormigón y hormigón armado sometidos a acciones térmicas de elevado valor, con aplicación al caso de incendios. Las técnicas de análisis se exploran en función de los códigos de aplicación, hipótesis de trabajo y escenarios térmicos impuestos, así como también en función del tipo de sollicitación del elemento estructural considerado: flexión, compresión, etc.

Palabras clave— *hormigón armado, acciones térmicas, análisis estructural.*

1. Introducción

Las estructuras de hormigón han tenido históricamente un buen comportamiento, en términos generales, ante la acción de las altas temperaturas de un incendio (ver Bailey & Khoury [1]). Debido a que el hormigón es incombustible y tiene una conductividad térmica relativamente baja, el flujo de calor al interior de un elemento de hormigón armado sometido a fuego ocurre en forma lenta. Por lo tanto, se considera en general que las estructuras de hormigón tienen una resistencia intrínseca al fuego, lo que se asegura en el diseño estructural prescribiendo dimensiones mínimas para los miembros estructurales y un recubrimiento mínimo para las armaduras. La evidencia histórica sugiere que estos simples recaudos han aportado un nivel aceptable en el comportamiento de las estructuras de hormigón armado sometidas a incendios.

Existen en la literatura relativamente pocos análisis técnicos detallados del comportamiento real de edificios de hormigón, durante y después un incendio. Estos estudios experimentales muestran que es necesario conocer mejor el comportamiento tanto de los elementos estructurales como de la estructura en su conjunto para evitar el colapso prematuro de la misma. Distintos autores han profundizado el estudio del problema (ver Annerel et al [2], Dimmia et al [3], Fletcher et al [4], Khoury [5], entre otros), analizando la incidencia de distintos aspectos, tales como configuración estructural, forma de la sección, cuantía y calidad del acero de refuerzo, disposición de las armaduras, etc. concluyendo que si bien todos estos aspectos son relevantes, la mayor incidencia en el comportamiento estructural de falla de los hormigones sometidos a elevadas acciones térmicas quedan determinadas por su constitución misma, es decir, por aspectos tales como tipo de cemento y relación agua/cemento, tipo de agregados (silíceos o calcáreos según su origen), dado que estos últimos condicionan fuertemente los cambios físicos y químicos que sufre la masa del hormigón durante la

exposición a temperaturas elevadas, tal el caso de incendios o situaciones de emisión continua de radiaciones. La exposición a temperaturas elevadas produce en los hormigones pérdida de rigidez y disminución de la resistencia, aumento de la presión interna de vapor de los gases que a su vez provienen del cambio de estado de la fase líquida, con la consiguiente formación de microfisuras y descascaramiento del recubrimiento, fenómeno conocido como *spalling*. En el caso de los hormigones de alta resistencia y en general en los de alta performance, la matriz cementicia es mucho más densa y cerrada, con menos porosidad que en hormigones normales, y por lo tanto, los fenómenos anteriores se potencian generando una pérdida de capacidad portante aún mayor, ver Figuras 1 a 3. Por estas razones, y dado que las condiciones y criterios actuales de diseño estructural tienden a lograr elementos estructurales cada vez más esbeltos y de resistencias cada vez mayores, es que es de fundamental importancia profundizar las investigaciones al respecto.

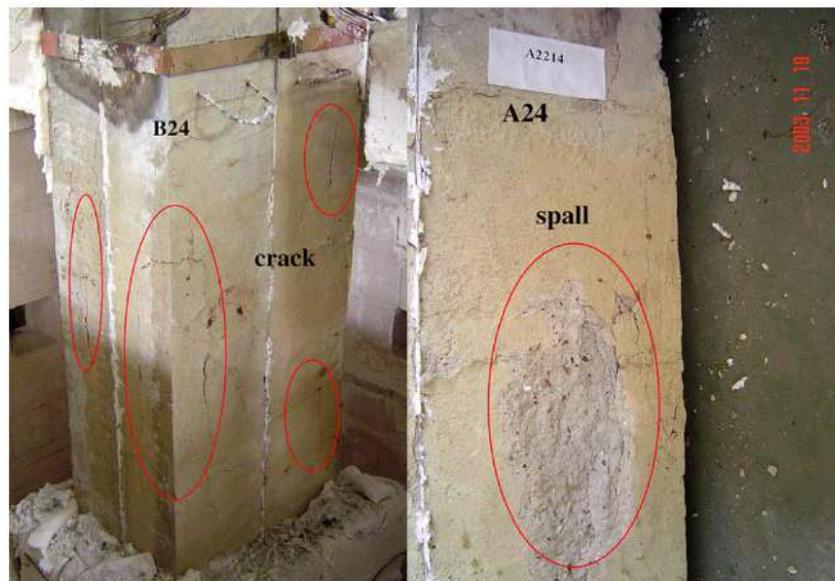


Figura 1: Fisuración y descascaramiento en columnas luego de ensayos de incendio (Jau y Wang, [6])



Figura 2: Comparación de descascaramiento entre hormigón normal (izquierda) y de alta resistencia (derecha) (Kodur y Sultan [7])



Figura 3: Comparación de la incidencia de la disposición de armaduras de confinamiento (estribos), convencional (izq.) y densificada (der.) (Kodur [7])

2. Criterios reglamentarios actuales. El Eurocódigo.

Entre los criterios reglamentarios actuales más relevantes, se destacan por su amplia difusión territorial los del *American Concrete Institute (ACI)* y el del *Eurocodigo* (EN 1990, EN 1991-1-2 y EN 1992-1-2).

El EN 1990 se divide en dos partes, la primera relativa a los criterios de análisis convencionales basados en lograr las condiciones de resistencia y serviciabilidad ante acciones mecánicas típicas, tales como las incluidas en la norma EN 1991 Eurocódigo 1 “Acciones sobre las estructuras” en su parte 1-2 (EN 1991-1-2) describe las acciones térmicas y mecánicas para el diseño estructural de un edificio sometido a fuego. La segunda parte, del Eurocódigo 2 “Diseño de estructuras de hormigón” (EN 1992-1-2) describe los principios, requerimientos y reglas para el diseño de estructuras de hormigón para la situación accidental de exposición al fuego, incluyendo requerimientos de seguridad, procedimientos y ayudas de diseño.

Según el EN 1992-1-2, el estudio y diseño del comportamiento estructural en situación de fuego puede realizarse siguiendo alguno de los siguientes métodos:

- Diseño de un tipo específico de miembro estructural según datos tabulados (EN 1992-1-2, sección 5).
- Métodos de cálculo simplificado para cada tipo de miembro estructural (EN 1992-1-2, sección 4.2).
- Modelos de cálculo avanzados que pueden simular el comportamiento de partes de la estructura o bien hacer un análisis global de la estructura (EN 1992-1-2, sección 4.3).

Nota: El último método está definido para cada país en un anexo nacional del Eurocódigo.

Los datos tabulados y los modelos de cálculo simplificados están limitados al estudio de miembros individuales de las estructuras sometidos a una exposición de fuego tipo estándar en toda su longitud, es decir, se considera que existe la misma distribución de temperaturas en todo el elemento. Los resultados obtenidos a partir de estos métodos son conservadores

comparados con los resultados de modelos avanzados de cálculo y con los resultados experimentales disponibles en la literatura.

2.1 Diseño de un tipo específico de miembro estructural según datos tabulados

Se considera aquí la exposición al fuego de hasta 240 minutos, para hormigones de peso normal (entre 2000 y 2600 kg/m³) hechos con agregados silíceos. Para el caso de agregados calcáreos o livianos usados en vigas o losas, la sección mínima puede ser reducida un 10%.

Las tablas propuestas responden a una base empírica confirmada por numerosas pruebas experimentales y teóricas. Al utilizar los datos tabulados para el diseño no se requiere hacer consideraciones extra para esfuerzos cortantes, esfuerzos torsores, detalles de anclajes y spalling.

Considerando el criterio de resistencia (Criterio R) se tiene lo siguiente:

$$\eta_{fi} = E_{d,fi}/R_{d,fi} \leq 1 \quad (1)$$

siendo:

$E_{d,fi}$ el efecto de diseño de acciones en el caso de incendio.

$R_{d,fi}$ la capacidad de soporte de carga de diseño (resistencia) en el caso de incendio.

Los datos tabulados en esta sección se basan en un nivel de carga de referencia $\eta_{fi} = 0,7$

Básicamente los datos tabulados en función de las solicitaciones y la resistencia requerida al fuego presentan tanto la mínima dimensión de un miembro estructural y el recubrimiento mínimo de la armadura utilizada en el mismo. En distintas secciones se consideran los casos de cálculo de columnas, paredes, tensores, vigas y losas.

A continuación se presenta un ejemplo de datos tabulados para una columna, tabla 5.2a. Teniendo en cuenta el valor de μ (que es análogo a η_{fi} pero para el caso particular de una columna sometida a esfuerzos axiales predominantes), se puede determinar las mínimas dimensiones para lograr resistencia para diferentes tiempos de exposición al fuego desde 30 minutos a 240 minutos, considerándolos casos en que la columna tendrá una sola o varias caras expuestas al fuego.

2.2 Métodos de cálculo simplificado para cada tipo de miembro estructural

Los métodos de cálculo simplificado se usan para determinar la capacidad portante máxima de una sección transversal calentada y consideran los siguientes criterios:

Reducción de la sección transversal

Se presentan dos métodos para calcular la resistencia a los momentos flectores y fuerzas axiales. En ambos se pueden incluir efectos de segundo orden y son aplicables a estructuras sometidas a la exposición a un fuego normalizado. El primero se denomina método de la isoterma 500°C y el segundo es el método de zonificación.

- Método de la isoterma 500°C

Este método es aplicable a una exposición a escenarios de incendio normalizados y paramétricos, de lo contrario sería necesario un análisis integral de la estructura en donde se considere la resistencia relativa del hormigón en función de la temperatura.

Básicamente lo que se propone es desprestigiar la capacidad portante de la porción de sección transversal que alcanza los 500°C, la sección interna a la isoterma 500°C hipotéticamente mantiene sus capacidades resistentes, denominándose *sección efectiva*.

- Método de zonificación

Este método aunque es un poco más laborioso que el anterior, es más preciso, en especial para el estudio de columnas. Se recomienda su uso con secciones pequeñas y columnas esbeltas pero sólo es válido para escenarios de incendio normalizados.

Se propone dividir la sección transversal en ($n \geq 3$) partes de igual espesor, la temperatura se determina para cada franja en el centro de la misma y según las dimensiones del elemento estructural y el tiempo de exposición se determinan los espesores afectados.

Tabla 1. Dimensiones mínimas y recubrimientos para columnas con sección rectangular o circular.
(Fuente: Tabla 5.2 EN1992-1-2)

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Anchura del pilar b_{min} / recubrimiento mecánico de la armadura principal			
	Pilar expuesto en más de una cara			Expuesto en una cara
	$\mu_{\bar{a}} = 0,2$	$\mu_{\bar{a}} = 0,5$	$\mu_{\bar{a}} = 0,7$	$\mu_{\bar{a}} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	–	295/70

**
Mínimo 8 barras
Para los pilares pretensados, debería considerarse un incremento del recubrimiento mecánico de acuerdo al punto (5) del apartado 5.2.

Reducción de la resistencia

Se proponen valores de reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón y de la resistencia característica de aceros de armadura o pretensados. Los valores de reducción propuestos responden a velocidades de calentamiento correspondientes a una exposición estándar.

A continuación se presenta en la figura 4, una curva que permite definir los factores de reducción de resistencia en función de la temperatura para el caso particular del hormigón.

2. 3 Modelos de cálculo avanzados

Estos métodos proporcionan un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego. Se deben basar en el comportamiento físico, de manera de que conduzcan a una aproximación fiable del comportamiento previsto del elemento estructural en la situación de incendio.

Incluyen modelos de cálculo para la determinación de:

- distribución de la temperatura dentro de los miembros estructurales. (modelo de respuesta térmica);
- el comportamiento mecánica de la estructura o de cualquier parte de ella (modelo de respuesta mecánica).

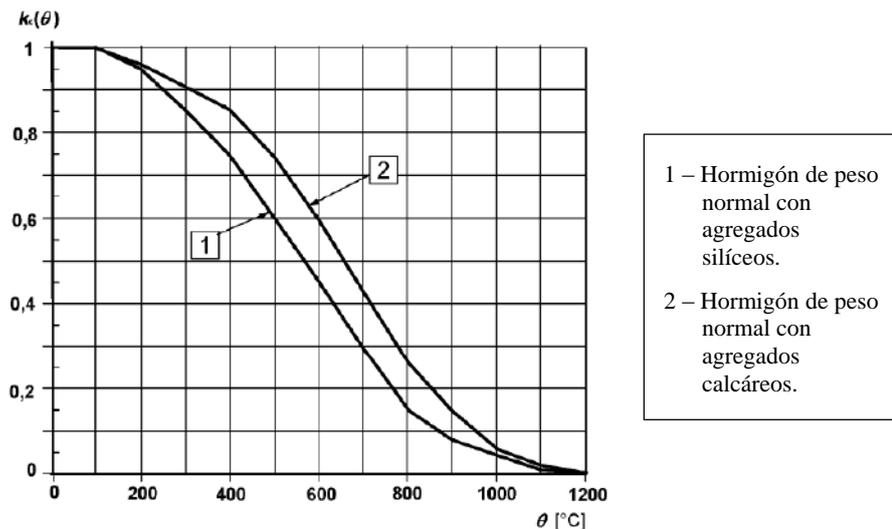


Figura 4. Coeficiente $k_c(\theta)$ que permite la reducción de la resistencia característica del hormigón. (Fuente EN 1992-1-2).

La respuesta térmica de los materiales se basa en las teorías de transferencia de calor, en donde intervienen las propiedades térmicas de los materiales utilizados.

La respuesta mecánica se basa en los principios de mecánica estructural, en donde se estudian tanto el estado tensional de los elementos estructurales como las deformaciones producidas. Las deformaciones en el estado límite último, resultantes del modelo de cálculo se deben limitar para asegurar que se mantiene la compatibilidad entre todas las partes de la estructura. Se debe comprobar la precisión de los métodos de cálculo en función de los resultados de los ensayos relevantes.

3. Criterio del ACI (American Concrete Institute)

La norma ACI describe métodos para determinar la resistencia al fuego de las construcciones y elementos estructurales de hormigón, incluyendo tabiques, losas de entrepiso, losas de cubierta, vigas, columnas, dinteles y la mampostería utilizada para proteger contra el fuego las columnas de acero estructural.

3.1 Tabiques, entrepisos y cubiertas de hormigón

Para los tabiques, entrepisos y cubiertas de hormigón el método básico consiste en determinar la resistencia al fuego y el espesor mínimo requeridos para considerar que poseen resistencia de barrera. Los elementos de hormigón que contengan armadura de acero también deberán satisfacer los requisitos de recubrimiento de hormigón para mantener la resistencia al fuego estructural.

Esta determinación se realiza por medio de los siguientes métodos dependiendo de qué elemento se trate

- Tablas: estas relacionan la resistencia al fuego, el tipo de agregado, silíceo o calcáreo, semi-liviano o liviano, y el mínimo espesor equivalente.
- Abacos / graficas: relacionan espesores de paneles expuestos y no expuestos al fuego, tipo de agregados y la resistencia al fuego.
- Fórmulas: están en función de la resistencia y de los espesores expuestos o no expuestos al fuego.

Ejemplos de tablas y figuras

Tabla 2. Resistencia al fuego de tabiques, entrepisos y cubiertas consistentes en una capa de hormigón. (Fuente: Tabla 5.2 ACI 216.1-97)

Tipo de Agregados	Mínimo espesor equivalente para una resistencia al fuego de:				
	1 hr	1 ½ hr	2 hr	3 hr	4 hr
Silíceos	3,5	4,3	5,0	6,2	7,0
Carbonatos	3,2	4,0	4,6	5,7	6,6
Semilivianos	2,7	3,3	3,8	4,6	5,4
Livianos	2,5	3,1	3,6	4,4	5,1

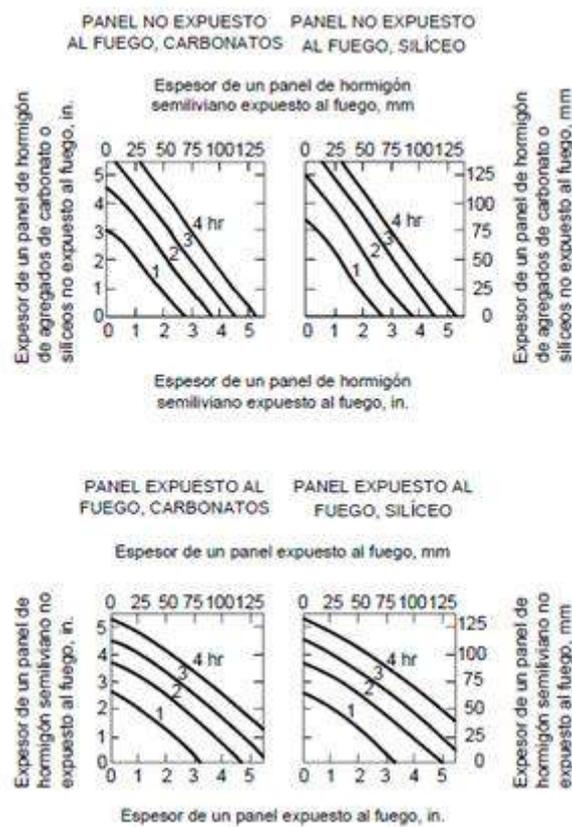


Figura 5. Resistencia al fuego de los tabiques, entrepisos y cubiertas de hormigón de dos capas (Fuente ACI 216.1-97).

Recubrimiento de hormigón sobre el acero de las armaduras

Los cálculos del recubrimiento se basan en el criterio límite estructural y aquellos conjuntos que deban funcionar como barreras contra el fuego también deberán satisfacer el criterio límite de transmisión de calor.

- Criterios límite: Condiciones de aceptación para un ensayo de incendio de acuerdo con ASTM E119.
- Criterio límite de transmisión de calor: Criterio de aceptación establecido por la norma ASTM E119 que limita el aumento de temperatura de la superficie no expuesta a un

promedio de 250 grados Fahrenheit en todos los puntos de medición o a un máximo de 325 grados Fahrenheit en cualquier punto individual.

En primer lugar para determinar el recubrimiento mínimo de hormigón las losas y vigas se deberán clasificar como restringidas o no restringidas. Luego el recubrimiento mínimo de hormigón para armadura de las losas, armadura de flexión no pretensada de las vigas, armadura de flexión pretensada, requerido para proporcionar una resistencia al fuego comprendida entre 1 y 4 horas se obtiene de tablas. Estas tablas, relacionan el tipo de agregado con el espesor mínimo de recubrimiento, dependiendo si el elemento es restringido, no restringido, pretensado o no pretensado. Un ejemplo de tablas es el siguiente

Tabla 3. Mínimo recubrimiento para losas de entrepiso y cubierta de hormigón.
(Fuente: Tabla 2.3 ACI 216.1-97)

Tipo de Agregados	Recubrimiento ^{A,B} para la resistencia al fuego correspondiente, in.					
	Restringida	No restringida				
	4 o menos	1 hr	1½ hr	2 hr	3 hr	4 hr
No pretensada						
Silíceos	3/4	3/4	3/4	1	1-1/4	1 5/8
Carbonatos	3/4	3/4	3/4	3/4	1-1/4	1-1/4
Semilivianos	3/4	3/4	3/4	3/4	1-1/4	1-1/4
Livianos	3/4	3/4	3/4	3/4	1-1/4	1-1/4
Pretensada						
Silíceos	3/4	1-1/8	1-1/2	1-3/4	2-3/8	2-3/4
Carbonatos	3/4	1	1-3/8	1-3/8	2-1/8	2-1/4
Semilivianos	3/4	1	1-3/8	1-1/2	2	2-1/4
Livianos	3/4	1	1-3/8	1-1/2	2	2-1/4

A. También deberán satisfacer los requisitos de recubrimiento mínimo establecidos en el Artículo 2.3.1.

B. Medido desde la superficie del hormigón hasta la superficie de la armadura longitudinal.

3.2 Métodos analíticos para calcular la resistencia al fuego estructural y el recubrimiento de hormigón de los elementos solicitados a flexión

Otra forma para determinar la resistencia al fuego estructural y el recubrimiento de hormigón es mediante cálculos analíticos pero sin tener en cuenta explícitamente los efectos de la restricción de la expansión inducida térmicamente, aunque estará permitido utilizar análisis y procedimientos de diseño que consideren los efectos de la redistribución de momentos y la restricción de las expansiones de origen térmico.

Se puede separar fundamentalmente en dos grupos, el primero trata de la determinación de la resistencia al fuego en las losas y vigas armadas en una dirección simplemente apoyadas y no restringidas y el segundo grupo corresponde a la determinación de la resistencia al fuego de vigas y losas continuas. El primer grupo utiliza el criterio limite estructural y la resistencia al fuego de un elemento solicitado a flexión se debe determinar mediante la siguiente formula, suponiendo que la totalidad del momento no mayorado debido a las cargas de servicio, M , es constante durante todo el período de resistencia al fuego

$$M_n \geq M_{n\theta} \geq M \quad (2)$$

Donde:

$M_{n\theta}$ = resistencia nominal a la flexión a temperaturas elevadas

M = momento no mayorado debido a la totalidad de la carga de servicio que actúa sobre el elemento, es decir ($wl^2/8$) para una viga o losa uniformemente cargada

M_n = resistencia nominal a la flexión del elemento a temperatura ambiente, calculada de acuerdo con ACI 318.

El procedimiento de cálculo de losas y vigas simplemente apoyadas mediante el cual se determina la resistencia al fuego, consiste en ingresar a figuras, las cuales relaciona la resistencia al fuego de las losas de hormigón, considerando la influencia del tipo de agregados, el tipo de acero de las armaduras, la intensidad del momento y el espesor mínimo equivalente.

El segundo grupo aplica el criterio límite estructural y la resistencia al fuego de los elementos continuos solicitados a flexión se determinará mediante

$$M_{n\theta}^+ = M_{x1} \quad (3)$$

Cuando $M_{n\theta}^+$ se reduce a M_{x1} , el valor máximo del momento positivo redistribuido a una distancia $x1$.

Donde

$M_{n\theta}^+$ = Resistencia nominal al momento flector negativo en la sección a temperatura elevada

M_{x1} = Máximo valor del momento positivo distribuido a una distancia $x1$. Si hay continuidad sobre dos apoyos la distancia $x1$ se mide a partir de cualquiera de los apoyos.

3.3 Columnas de hormigón armado

Para dimensionar las columnas de hormigón armado realizadas en diferentes tipos de hormigón armado, para una resistencia al fuego entre 1 y 4 horas, se deberá satisfacer valores tabulados. Las tablas relacionan el tipo de agregado con la mínima dimensión de las columnas de hormigón.

Tabla 4. Mínima dimensión de la columna de hormigón.
(Fuente: Tabla 2.7 ACI 216.1-97)

Tipo de agregados	Mínima dimensión de la columna (in.) para una resistencia al fuego de:				
	1 hr	1½ hr	2 hr	3 hr	4 hr
Carbonatos	8	9	10	11	12
Silíceos	8	9	10	12	14
Semilivianos	8	8½	9	10½	12

Tabla 5. Mínimo tamaño de las columnas de hormigón sujetas a condiciones de exposición al fuego en dos caras paralelas
(Fuente: Tabla 2.7 ACI 216.1-97)

Tipo de agregados	Mínima dimensión de la columna (in.) ^A para una resistencia al fuego de:				
	1 hr	1½ hr	2 hr	3 hr	4 hr
Carbonatos	8	8	8	8	10
Silíceos	8	8	8	8	10
Semilivianos	8	8	8	8	10

A. Estas dimensiones mínimas son aceptables para columnas rectangulares sujetas a condiciones de exposición al fuego en 3 o 4 caras siempre que un par de caras paralelas de la columna tenga al menos 36 in. de longitud.

4. Conclusiones y recomendaciones

Se ha realizado una revisión conceptual de los métodos y criterios recomendados por los códigos de construcciones más difundidos actualmente, concluyendo lo siguiente:

- Ambos códigos plantean procedimientos relativamente expeditivos para la verificación estructural de elementos de hormigón armado, centrándose en general en casos de exposición a las altas temperaturas de tiempo limitado, y con criterios de evolución obtenidos según pocos ensayos experimentales.
- En general los métodos descriptos anteriormente están orientados al análisis estructural de elementos aislados, sin incluir su conexión o interacción con el resto de la estructura.
- Si bien los códigos no descartan la validez de análisis estructurales de carácter global, los mismos no están reglamentados claramente, ya que en cada caso hay gran incidencia de la configuración particular de cada construcción, tipología estructural, forma de exposición y tiempo de duración de la misma.
- Los métodos de cálculo recomendados en el EC2, tales como el basado en la isoterma 500 o el método de las zonas, solo consideran el gradiente de temperatura en la sección transversal, sin incluir los efectos térmicos en el sentido longitudinal o en el plano de la sección, no su interacción con las cargas mecánicas presentes al momento de ocurrencia del ataque térmico.

Por último, se destaca que si bien los criterios reglamentarios son herramientas expeditivas útiles para realizar verificaciones aproximadas y del lado de la seguridad, las mismas no son en general aplicables a la evaluación de la seguridad global de estructuras reales, ni son válidas para el caso de que la estructura incurra en régimen inelástico, siendo solo aplicables bajo la hipótesis de que las estructuras se mantienen dentro del régimen de comportamiento elástico. Esto evidencia la necesidad actual de contar con modelos más avanzados, capaces de analizar las estructuras en forma más realista, permitiendo de este modo una evaluación certera del grado de seguridad estructural para el caso de ataques térmicos a temperaturas elevadas.

5. Referencias

- [1] BAILEY, C. G. & KHOURY, G (2011) Performance of concrete structures in fire. MPA The Concrete Centre, UK.
- [2] ANNEREL, E., (2010) Assessment of the residual strength of concrete structures after fire exposure. Ph. D. Universiteit Gent.
- [3] DIMIA, M.S., GUENFOUD, M., GERNAY, T. & FRANSSEN, J.M., (2011) Collapse of concrete columns during and after the cooling phase of a fire. *Journal of Fire Protection Engineering*, 21(4), pp. 245–263.
- [4] FLETCHER, I.A., WELCH, S., TORERO, J.L., CARVEL, R.O. & USMANI, A., 2007. *Behaviour of concrete structures in fire*. *Thermal Science*, 11(2), pp. 37-52.
- [5] KHOURY, G. A., (2000) *Effect of fire on concrete and concrete structures: a reassessment*. *Structural Engineering and Materials*, N° 2, pp. 429-447.
- [6] JAU, W. C., HUANG, K.L., (2008) A study of reinforced concrete corner columns after fire. *Cement & Concrete Composites* 30, 622-638.
- [7] KODUR, V.K.R., SULTAN, M.L., (2003) Effect of temperature on thermal properties of high strength concrete. National Research Council Canada, NRCC-44002.
- [8] ACI 216.1-97 (1997) Método Normalizado para Determinar la Resistencia al Fuego de las Construcciones de Hormigón y Mampostería.

- [9] European Committee for Standardization, 1995. CEN Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. European Prestandard. Brussels.
- [10] European Committee for Standardization, 2004b. CEN Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-2: General rules – Structural fire design. Brussels.
- [11] European Committee for Standardization, 2004a. CEN Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels.