

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO A TEMPERATURAS ELEVADAS

Marcia Rizo Patrón⁽¹⁾, Ricardo H. Lorefice⁽¹⁾, Gustavo Pérez⁽²⁾

(1) Centro de Mecánica Aplicada y Estructuras CMAE
Universidad Nacional de Santiago del Estero
e-mail: rizopatron@gmail.com

(2) Instituto de Estructuras Arturo Guzman,
Universidad Nacional de Tucumán
e-mail: gperez@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

Un aspecto crucial del diseño estructural es el relativo a la performance de falla de columnas de hormigón armado cuando las edificaciones se someten a acciones térmicas, tal el caso de ocurrencia de incendios. En estos casos, la estabilidad global de la construcción depende en gran medida del comportamiento estructural de las columnas. La ocurrencia de incendios puede provocar el descascaramiento o spalling de la sección de hormigón armado, provocando la pérdida de adherencia entre el acero estructural de refuerzo y el hormigón del núcleo, con lo cual se reduce drásticamente la capacidad portante del elemento estructural. Más aún, el problema se agrava cuando dichos elementos estructurales se construyen con hormigones de alta performance, los cuales pueden presentar un comportamiento de mayor fragilidad que los hormigones normales, debido a su tendencia a sufrir descascaramiento repentino (explosive spalling). En este trabajo se analiza el comportamiento estructural de columnas de hormigón armado bajo acción térmica severa, evaluando la incidencia que sobre su respuesta estructural poseen aspectos tales como la composición de su mezcla, tipo de cemento, evolución de sus propiedades termomecánicas a diferentes temperaturas y la disposición de armaduras y recubrimiento de las mismas.

ABSTRACT

A crucial aspect related to the structural design of reinforced concrete columns regards to buildings subjected to severe thermal loading or fire exposure. In these cases, global stability of the whole structure strongly depends on the structural response of concrete columns. Fire exposure could lead to bond decreasing between steel reinforcements and the internal concrete core, reducing the overall structural capacity. Moreover, there is a high risk of fragile behavior if the column has been built using high performance concrete because of the explosive spalling phenomena. In this work we analyze the structural response of reinforced concrete columns under severe thermal loading addressing the incidence of aspects such as mix composition, cement type, thermo-mechanical properties evolution, and reinforcement and cover disposition on the structural behavior.

INTRODUCCION

Dado que el hormigón armado es un material estructural que presenta un aceptable comportamiento resistente antes situaciones de elevada carga térmica, tal el caso de ocurrencia de incendios, en general el análisis y diseño de los elementos de hormigón armado solo incluye casos de carga convencionales y no tiene en cuenta la posibilidad de ocurrencia de siniestros de ese tipo. Sin embargo, el riesgo de no incluir este tipo de acciones es creciente, dado que los criterios modernos de diseño estructural tienden a generar elementos estructurales cada vez más esbeltos, los cuales a la vez se constituyen con hormigones de alta performance (HAP) o de resistencias elevadas, tales como los denominados Hormigones de Alta Resistencia (HAR). En particular, en el caso de edificios en altura, las columnas de hormigón armado son los elementos más sensibles dado que de su adecuado diseño depende en gran medida la estabilidad estructural de la construcción en su conjunto. En este sentido, los avances actuales en capacidad de cálculo mediante el empleo de computadoras digitales posibilitan disponer de diversas metodologías de análisis estructural, a saber:

- Métodos Computacionales basados en la resolución matemática de problemas hidro-termo-químico-mecánicos acoplados (Técnica CFD o *Computational Fluid Dynamics*). Esta metodología de trabajo, si bien es la más rigurosa desde el punto de vista técnico-científico, involucra un alto grado de complejidad numérica y requiere de herramientas computacionales específicas (*software multiphysic*), capaces de resolver problemas acoplados con consideración de condiciones de borde dinámicas. Esta técnica, si bien en teoría es la más precisa, no es accesible a los profesionales en general, y las soluciones que provee se limitan a la solución de pocos casos muy concretos, estando aun hoy muy lejos de servir a los propósitos de la ingeniería estructural aplicada a la resolución de problemas concretos de diseño.
- Métodos Computacionales basados en modelos constitutivos a nivel macromecánico, con resolución no lineal en base al MEF (Método de los Elementos Finitos). En este criterio se considera que gran parte de la complejidad de los modelos acoplados pueden simplificarse, asumiendo la validez de la mecánica de medios continuos no lineal mediante la inclusión de variables de estado propias del modelo que son función de la intensidad de la carga térmica, la cual se introduce en la formulación constitutiva no lineal que puede estar basada en la Teoría de la Plasticidad, Teoría de la Elasto-Viscoplasticidad, Teoría de Daño, Mecánica de Fractura No Lineal, o combinaciones de las anteriores. El problema estructural combinado con acciones térmicas se resuelve entonces considerando el acoplamiento termo-mecánico usando técnicas conocidas de resolución de algoritmos no lineales acoplados en el entorno del MEF. Si bien esta metodología simplifica considerablemente las hipótesis, planteamiento de condiciones de borde y complejidad del problema, aún presenta dificultades para su aplicación

generalizada, sobre todo porque requiere de un nivel de conocimiento importante respecto a las técnicas computacionales de resolución de problemas termo-mecánicos acoplados no lineales, y adicionalmente de las teorías constitutivas mencionadas anteriormente.

- Por último, y dado que se trata de resolver problemas de diseño estructural de aplicación práctica, se cuenta con los criterios esgrimidos por los códigos de construcciones más modernos, tales como el propuesto por el ACI (American Concrete Institute) o el Eurocódigo, EC2. El procedimiento de cálculo propuesto en ambos reglamentos se basa en resultados experimentales, complementados con conceptos teóricos de la mecánica estructural. Estos criterios se exploran más adelante, evaluando sus ventajas, desventajas y limitaciones.

ELEMENTOS DE HORMIGON ARMADO BAJO ACCION TERMICA SEVERA

Influencia de la Temperatura en las propiedades Mecánicas

La constitución de la masa del hormigón juega un rol preponderante en su comportamiento termo mecánico, dado que la acción de la temperatura afecta su porosidad y condiciones de humedad. Factores como el tipo de cemento, tipo de agregados, adiciones de finos, cuantía de armadura, disposición de estribos, etc. inciden en la respuesta estructural de diverso modo:

- *Incidencia del tipo de cemento:* bajo temperaturas elevadas la pasta cementicia sufre cambios en su estructura cristalina que afectan a su resistencia, incrementa la sensibilidad a las deformaciones diferidas (creep) y produce variaciones en su comportamiento higroscópico, dado que la pasta cementicia sufre variaciones en su porosidad. El ambiente en el que sucede el aumento de temperatura ejerce también influencia en el comportamiento. A una temperatura de 100°C comienza la expulsión de agua, a 180°C se inicia la rotura del gel CSH (denominación genérica que indica el contenido de silicatos-cálcicos + agua), marcando el comienzo del proceso de deshidratación. A los 500°C se inicia la descomposición de la portlandita, mientras que la descomposición del cuarzo se inicia a los 570°C. La caliza se descompone a aproximadamente 800°C, ver Figura 1.
- *Incidencia de los agregados:* el origen de los agregados incide en el comportamiento material bajo acción térmica, dado que diferentes agregados poseen diferente conductividad y coeficiente de dilatación térmica. Las transformaciones en la estructura cristalina de los agregados produce incrementos de volumen, incrementando los esfuerzos en la interfase con la pasta cementicia y produciendo microfisuración interna. Agregados de origen silíceo o calcáreo pueden sufrir deshidratación a temperaturas cercanas a 650°C, mientras que a temperaturas superiores a 700°C varios de los componentes químicos de estas rocas comienzan un proceso de disociación. Para temperaturas extremas superiores a 1000°C varios materiales pétreos alcanzan su punto de fusión, y el proceso de descomposición se acelera acompañado por liberación de gases.

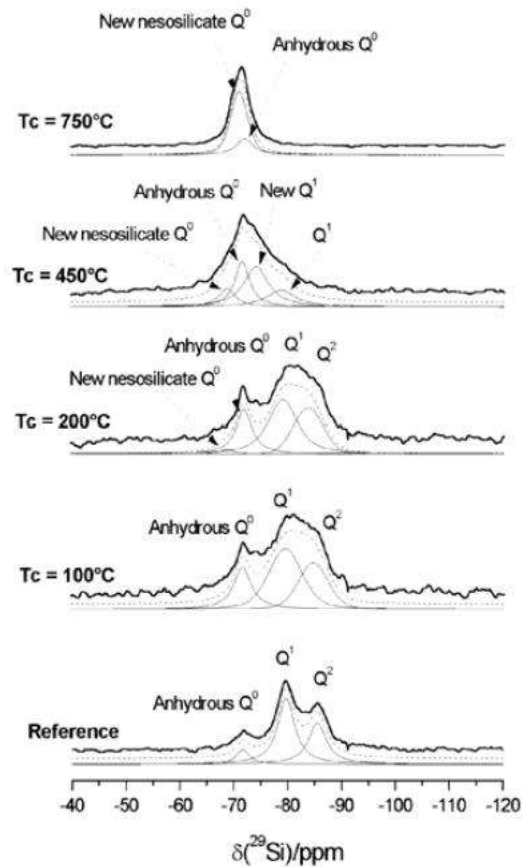


Figura 1: Transformaciones del gel CSH en función de la temperatura
 Análisis espectrográfico (Schneider et al, 2007)

- *Incidencia del acero de refuerzo:* el acero de refuerzo juega un rol relevante en el comportamiento de estructuras sometidas a altas temperaturas, dado que la adecuada disposición del mismo ayuda a controlar la formación de fisuras y reduce la expansión térmica del hormigón. La disposición de la armadura y su cuantía son los aspectos determinantes, conjuntamente con el valor del recubrimiento y características propias del material, las cuales son función de su proceso de fabricación y composición química, ver Figuras 2 y 3.

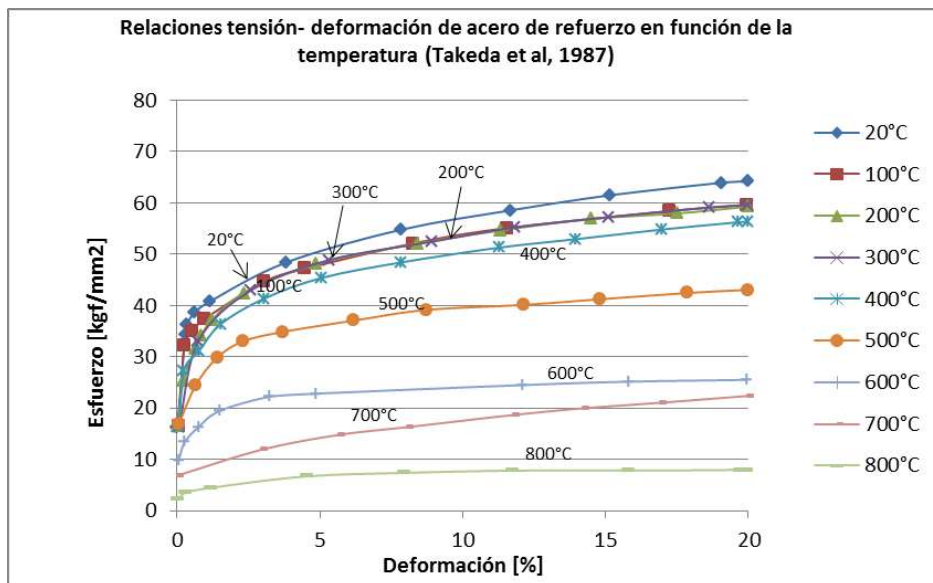


Figura 2: relaciones tensión-deformación de acero de refuerzo en función de la temperatura (Takeda et al, 1987)

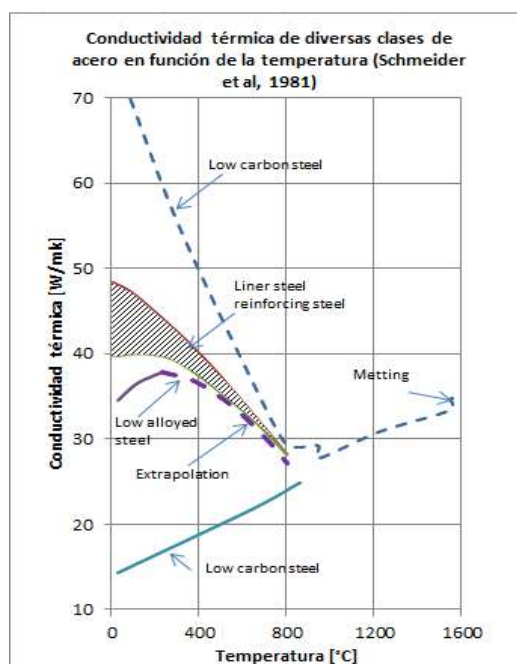


Figura 3: conductividad térmica de diversas clases de acero en función de la temperatura (Schneider et al, 1981)

- *Variación de propiedades Mecánicas del Hormigón:* la exposición a temperaturas elevadas origina la reducción de la resistencia mecánica del hormigón estructural, así como también la reducción del módulo de elasticidad. Estos cambios son consecuencia directa de las transformaciones físico-químicas que ocurren en la pasta cementicia y en los agregados que constituyen la masa del hormigón. La pérdida de rigidez se produce como consecuencia de un proceso de degradación interna que afecta a la matriz cementicia y a su interfase con los agregados, reflejándose en microfisuración interna, mayor porosidad y migración de humedad de la pasta hacia el exterior, ver Figuras 4 y 5.

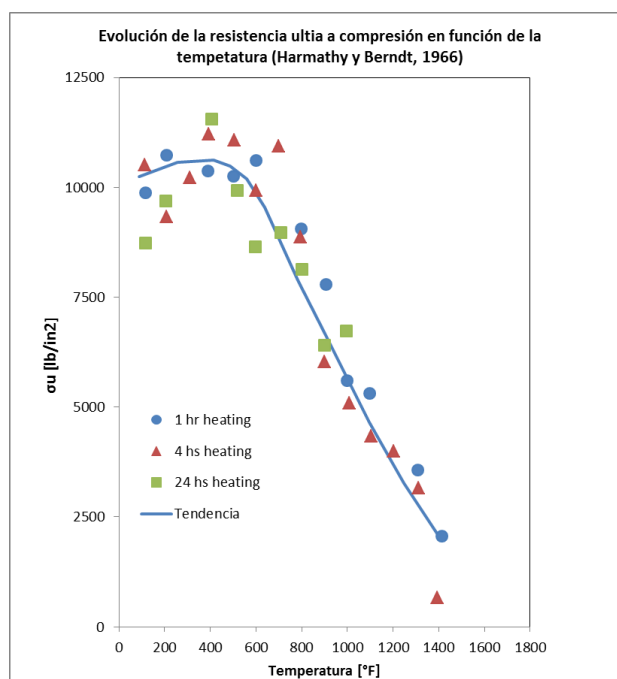


Figura 4: evolución de la resistencia última a compresión en función de la temperatura (Harmathy y Berndt, 1966)

Como consecuencia de los fenómenos descritos, la respuesta mecánica del material hormigón es claramente dependiente de la temperatura, tal como lo ilustran los ensayos sintetizados en la Figura 6, en donde se la relación tensión-deformación para diferentes temperaturas entre 20°C y 770°C. Se observa en las mismas la progresiva pérdida de rigidez y aumento de la deformación para un mismo nivel de tensión aplicada. Si bien la determinación experimental de dichas relaciones es dependiente de las condiciones del ensayo, la tendencia general es clara y muestra que es necesario considerar un comportamiento material complejo, que puede implicar la incursión en estados tensionales situados por encima del límite elástico, con presencia de estados que requieran un análisis elasto-plástico no lineal, combinado con pérdida de la rigidez instantánea y a largo plazo.

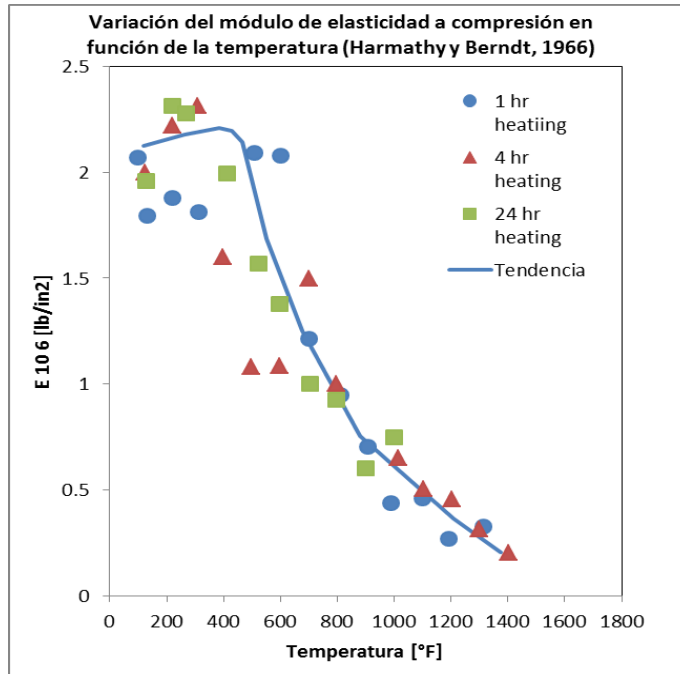


Figura 5: variación del módulo de elasticidad a compresión en función de la temperatura (Harmathy y Berndt, 1966)

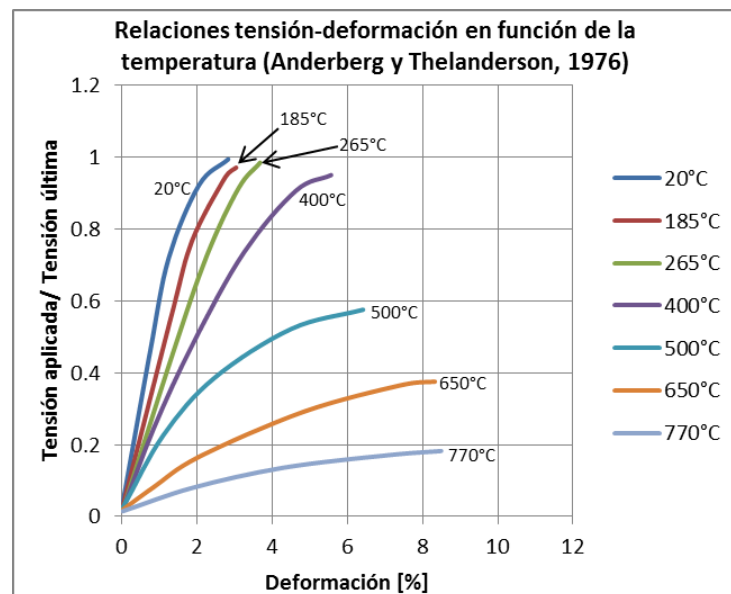


Figura 6: relaciones tensión-deformación en función de la temperatura (Anderberg y Thelanderson, 1976)

CRITERIOS REGLAMENTARIOS

Eurocódigo 2 – Parte 2

De acuerdo con las recomendaciones del Eurocódigo, EN 1991-1-2, en general pueden emplearse métodos que estudien el elemento estructural aislado, o bien partes de la estructura o la totalidad de la misma. Debido a la complejidad del fenómeno, los analistas tienden a estudiar los elementos estructurales más críticos por separado, asumiendo condiciones de borde desfavorables desde el punto de vista mecánico, mientras que la acción térmica se plantea en términos de los denominados “escenarios de incendio” normalizados, los cuales asumen una determinada variación de la temperatura en el tiempo de exposición del elemento al fuego, tales como las propuestas por ISO 834 o ASTM E 119. En relación al análisis estructural propiamente dicho, en estos métodos solo se consideran los gradientes de temperatura en la sección del elemento estructural, y no se tienen en cuenta los efectos térmicos en el plano de la sección transversal ni perpendicularmente al mismo. Otra simplificación relevante es que se asume que las condiciones de borde no se alteran durante el análisis. Una vez que se fijan las condiciones de borde, la geometría y los parámetros característicos de la sección transversal y sus materiales, conjuntamente con el nivel de carga del elemento en base a las solicitaciones previstas durante la ocurrencia del incendio, se determina la forma de incidencia de la temperatura sobre la sección transversal, la cual se aplica en base a la curva normalizada adoptada en el reglamento. Bajo estas condiciones de análisis, se tiene en cuenta la incidencia que sobre el comportamiento mecánico de la sección tendrán la degradación tanto de los parámetros mecánicos (Modulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, resistencia a tracción y compresión), y la degradación de los parámetros materiales, tales como variación de la conductividad, calor específico, densidad, etc. Los métodos de cálculo simplificados permitidos en el Eurocódigo se usan para determinar la capacidad portante máxima de una sección transversal sometida a temperatura en términos de su resistencia al fuego R con un límite de exposición de hasta 240 minutos.

Método de la isoterma 500°C

Este método es aplicable a una exposición a escenarios de incendio normalizados y paramétricos. Básicamente lo que se propone es desprestigiar la capacidad portante de la porción de sección transversal que supera los 500°C, considerándose que la parte de la sección transversal interna a la isoterma 500°C hipotéticamente conserva sus capacidades resistentes sin reducciones por temperatura, denominándose la misma *sección efectiva*. Se considera la contribución de las armaduras dentro y fuera de la sección efectiva con su capacidad reducida en términos de la temperatura.

Método de las Zonas

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 con la limitación de ser válido únicamente para escenarios de incendio normalizados. La sección transversal se divide en n partes ($n \geq 3$) partes de igual espesor, y se determina la temperatura y resistencia media fcd (Θ) para cada franja en el centro de la misma y según las dimensiones del elemento estructural y el tiempo de exposición se determinan los factores de reducción de resistencia mediante el factor $k_{c,m}$

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0.2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\Theta_i) \quad (1)$$

El factor $(1-0.2/n)$ tiene en cuenta la variación de temperatura en cada zona, con n el número de zonas paralelas en la mitad del ancho de la sección. $k_c(\Theta_i)$ es el factor de reducción de resistencia del hormigón en la franja “i” para la temperatura “ Θ ”. El espesor de la zona dañada se determina por la expresión siguiente

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\Theta_M)} \right)^{1.3} \right] \quad (2)$$

Con “w” la mitad del ancho de la sección transversal y $k_c(\Theta_m)$ el factor de reducción de resistencia a la compresión al centro de la franja “i”. En todos los casos deben respetarse las dimensiones mínimas de las secciones, ver Tabla 1.

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
	$\mu_{\bar{e}} = 0,2$	$\mu_{\bar{e}} = 0,5$	$\mu_{\bar{e}} = 0,7$	$\mu_{\bar{e}} = 0,7$
	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.

Según el tiempo de exposición, se evalúa la reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón y la resistencia característica de aceros de armadura o pretensados. Los valores de reducción propuestos responden a velocidades de calentamiento correspondientes a una exposición estándar. Con estos datos se determina la capacidad portante reducida por efecto de la temperatura en cada zona, obteniéndose la capacidad global de la sección por suma de los aportes de cada zona en que se ha dividido a la misma.

Modelos de cálculo avanzados

El Eurocódigo permite estos métodos ya que proporcionan un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego, permitiendo analizar elementos aislados, siendo aplicables a sectores parciales o a la totalidad de la estructura. En general se aplican mediante la técnica denominada mecánica computacional de sólidos y estructuras, considerando modelos materiales temperatura-dependientes basados en el comportamiento observado experimentalmente, de manera de que conduzcan a una aproximación fiable del comportamiento previsto del elemento estructural en la situación de exposición a incendios o altas temperaturas. La distribución de la temperatura dentro de los elementos estructurales puede incluirse específicamente, lo cual posibilita la evaluación directa de los gradientes térmicos, conjuntamente con posibles efectos de esbeltez, condiciones de borde, otros estados de carga, etc. La respuesta térmica de los materiales se evalúa mediante las teorías de transferencia de calor, en donde intervienen las propiedades térmicas de los materiales utilizados.

Se debe comprobar la precisión de estos métodos en función de los resultados de los ensayos relevantes.

Criterio del ACI 216.1.97

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.

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.

- Ábacos / graficas: relacionan espesores de paneles expuestos y no expuestos al fuego, tipo de agregados y la resistencia al fuego.
- Fórmulas empíricas: están en función de la resistencia y de los espesores expuestos o no expuestos al fuego.

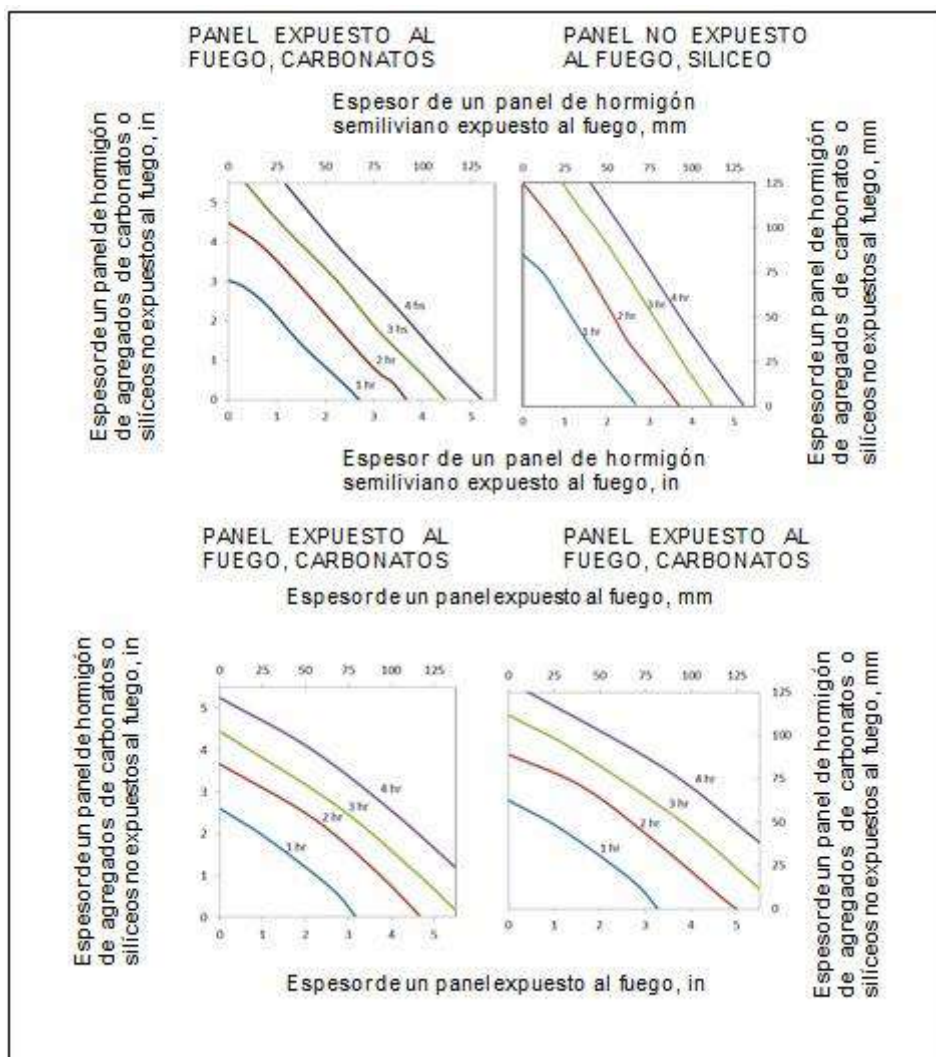


Figura 7: Ayudas de diseño mediante gráficos y ábacos (ACI 216)

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

Dado que en problemas de exposición a altas temperaturas es crítica la adopción de recubrimientos adecuados que superen valores mínimos, 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.

El criterio de aceptación es el establecido por la norma ASTM E119 que limita el aumento de temperatura de la superficie no expuesta a un promedio de 121°C en todos los puntos de medición o a un máximo de 162°C en cualquier punto individual.

Según ACI 216.1-97, 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 los valores de Tabla 3. Las tablas relacionan el tipo de agregado con la mínima dimensión de las columnas de hormigón.

Tabla 3. 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	1 ½ 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 4. 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.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE DE COLUMNAS CIRCULARES

Se presenta en este apartado el análisis computacional basado en el *Método de los Elementos Finitos No Lineal* aplicado al caso de una columna circular de hormigón armado expuesta a altas temperaturas en todo su perímetro mediante la aplicación de los criterios reglamentarios indicados en el Eurocódigo 2, asumiendo que la columna es un elemento estructural aislado, sometido a un determinado nivel de carga de servicio. Para la obtención de la distribución de temperaturas en la sección transversal se considera el acoplamiento termo-mecánico resolviendo primeramente el problema térmico y empleando los datos de salida del mismo como datos de entrada para la solución del problema mecánico, ver esquema de resolución en Figura 8.

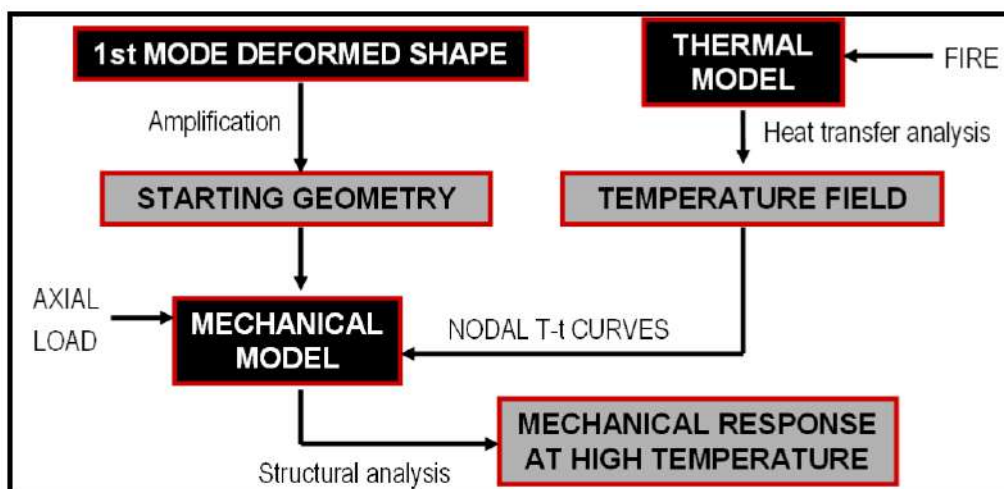
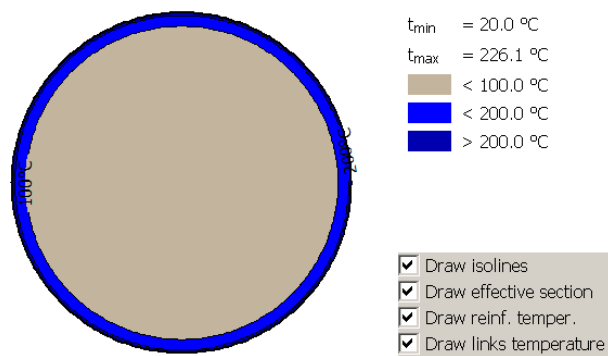
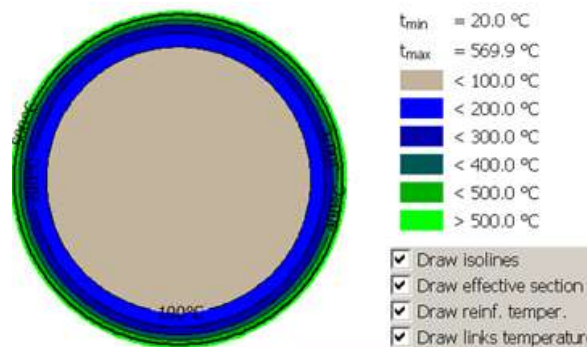


Figura 8: esquema de solución numérica

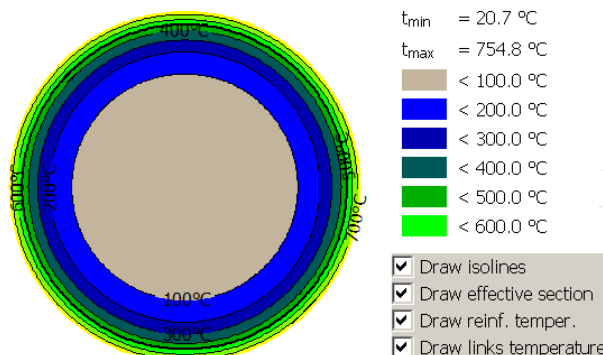
A tal fin, el problema se plantea teniendo en cuenta que la columna posee un diámetro de 30 cm, una armadura principal compuesta de 10 barras del 10, cuantía geométrica de 1%. El hormigón estructural C25/30, mientras que el acero posee una tensión de fluencia de 500 MPa. La columna posee estribado en espiral compuesto por hierros de diámetro 6 mm con paso cada 200 mm. La longitud de la columna es de 5.0 m. El análisis se lleva a cabo mediante el software FIN EC CONCRETE FIRE, y los resultados se presentan en términos de distribución de temperaturas en la sección transversal se ilustran en las Figuras 9 y 10.



Distribución de Temperaturas en la sección - t = 5.0 min

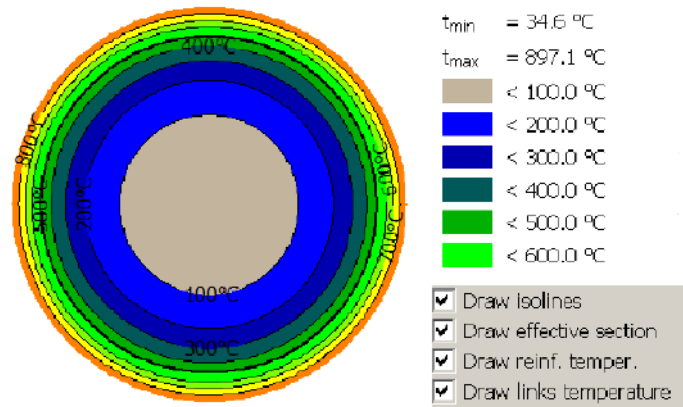


Distribución de Temperaturas en la sección - t = 15.0 min

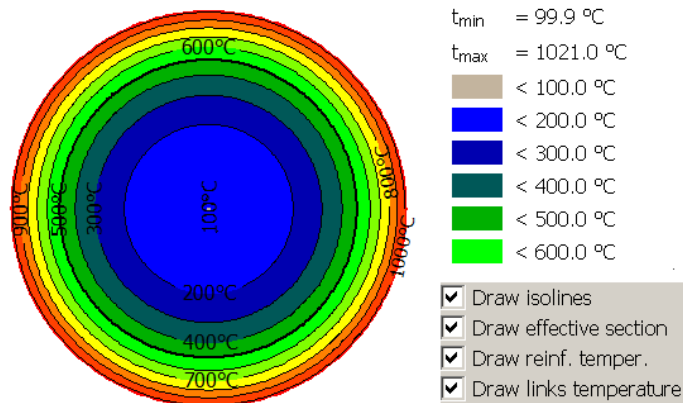


Distribución de Temperaturas en la sección - t = 30.0 min

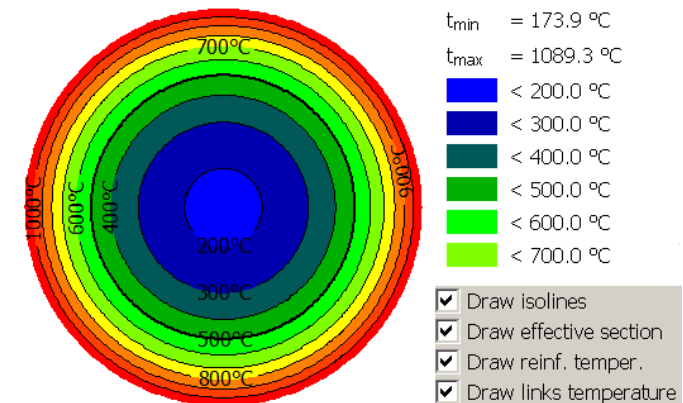
Figura 9: Mapeos de temperaturas en sección transversal
 Columna circular – Tiempo de Exposición 5.0 min < t < 30 min



Distribución de Temperaturas en la sección - t = 60.0 min



Distribución de Temperaturas en la sección - t = 120.0 min



Distribución de Temperaturas en la sección - t = 180.0 min

Figura 10: Mapeo de temperaturas en sección transversal
 Columna circular – Tiempo de Exposición 60.0 min < t < 180 min

En función del mapeo de temperaturas registrado en la sección transversal de la columna, puede determinarse la evolución en el tiempo de la reducción de capacidad portante de la misma, conjuntamente con el riesgo de descascaramiento o *spalling* de la sección. En Figura 11 se ilustra la evolución de la relación Demanda/Capacidad de la columna en función del tiempo de exposición para los dos métodos recomendados en Eurocódigo 2. En Figura 12 se aprecia el efecto de la cuantía de armadura en la capacidad portante.

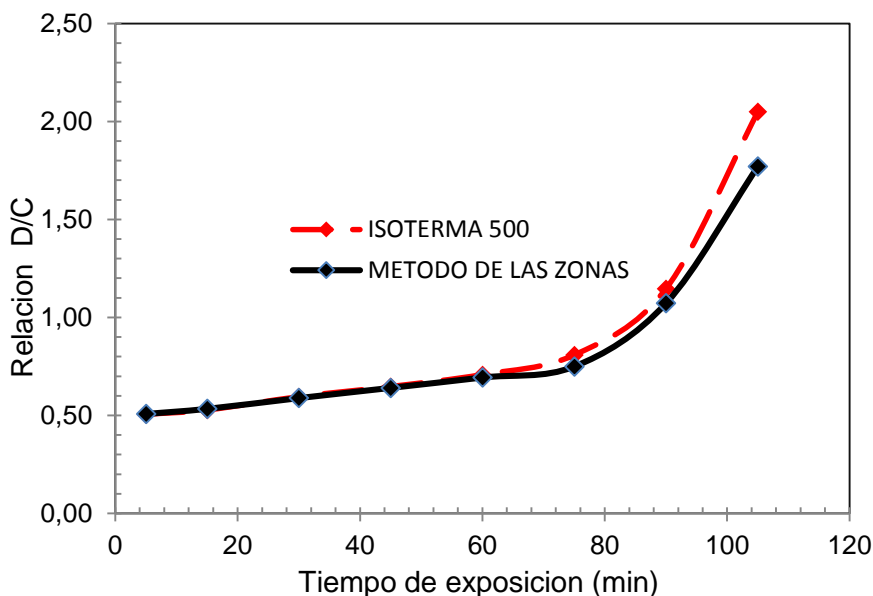


Figura 11: Evolución de la Relación D/C vs. Tiempo de exposición

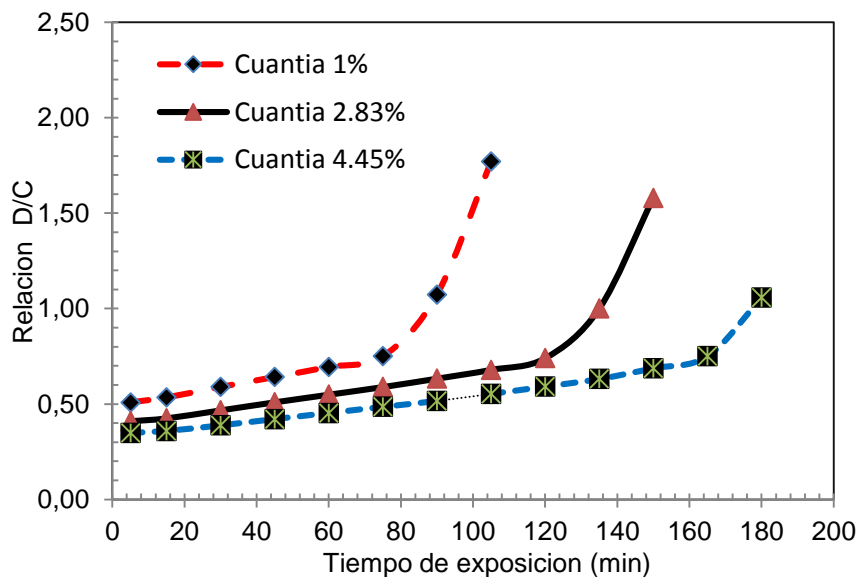


Figura 12: Evolución de la Relación D/C vs. Tiempo de exposición

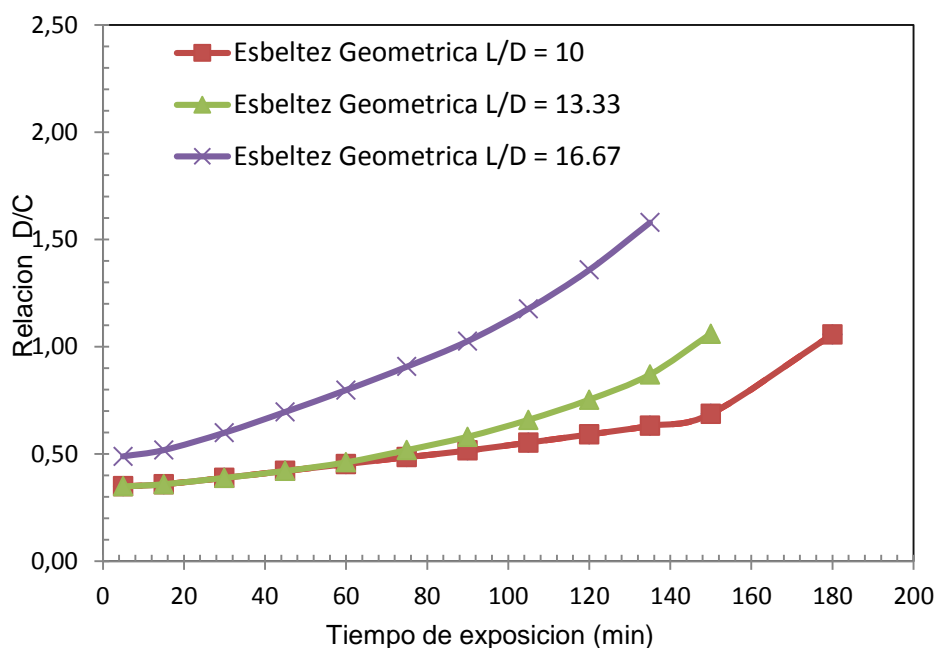


Figura 13: Evolución de la Relación D/C vs. Tiempo de exposición

La influencia de la esbeltez geométrica se estudia manteniendo constante la máxima cuantía y demás propiedades de la sección y variando la altura libre de la columna supuesta la misma articulada-articulada, ver Figura 13. Es evidente que para el caso en estudio, tanto el método de las zonas como el de la isoterma 500 predicen prácticamente la misma carga última hasta un tiempo de exposición de 60 min (valor límite reglamentario). A partir de este valor, el método de la isoterma 500 predice valores de la relación D/C ligeramente superiores. En referencia a los resultados sintetizados en Figura 14, se aprecia que para el tiempo de exposición típico reglamentario de 60 minutos, hay una diferencia de aproximadamente un 53% entre las capacidades que predice el método de las zonas para las cuantías máxima y mínima, conservando el resto de los parámetros de cálculo inalterados. Si se analiza el valor máximo de resistencia que puede alcanzar la columna en función de las cuantías analizadas, es decir, para $D/C = 1.0$, la columna armada con cuantía mínima alcanza dicho límite aproximadamente para un tiempo de exposición de 90 minutos, mientras que la columna que posee la cuantía mayor puede soportar un tiempo de exposición de 180 minutos antes de alcanzar el límite de su capacidad. Finalmente, el factor de esbeltez juega también un rol relevante, tal como lo indican los resultados de Figura 13, en los que se ha graficado la respuesta estructural de la misma columna armada con cuantía de 4.45% y demás parámetros inalterados, para tres valores típicos de esbeltez geométrica L/D , con L la distancia entre extremos articulados y D el diámetro de la sección circular. La variante de mayor esbeltez alcanza el límite a los 90 minutos de exposición, mientras que la menos esbelta lo registra a los 180 minutos, siendo el valor límite del caso intermedio de 145 minutos.

CONCLUSIONES

Se han presentado los principales aspectos a tener en consideración para el caso de estructuras de hormigón armado sometidas a temperaturas elevadas, tal el caso de ataque por incendio. Los resultados del análisis ilustran la crucial relevancia de la consideración del acoplamiento termo mecánico, así como también la determinación precisa del gradiente de temperaturas en la sección transversal si se pretende evaluar de manera precisa la capacidad estructural de secciones sometidas a temperaturas extremas. Paralelamente al análisis computacional, se han sintetizado brevemente los principales lineamientos de los códigos de construcciones más difundidos actualmente vigentes, a saber, el Eurocódigo 2 (parte 2) y el reglamento americano ACI 216.1-97. En ambos códigos se proponen metodologías simples para una rápida evaluación estructural en base a simplificaciones tanto acerca del comportamiento teórico de los elementos como en relación a la distribución de temperatura, admitiendo incluso un análisis sumamente grueso en base a evidencia experimental en el cual se diseña directamente por medio de espesores de referencia, tipo de exposición y tipología estructural con ayuda de ábacos y gráficas. Sin embargo, es claro que para construcciones de relevancia o cuya seguridad sea crítica, tal el caso de edificios importantes o para obras de infraestructura tales como centrales nucleares por ejemplo, los métodos simplificados no permiten una evaluación adecuada del grado de seguridad, siendo indispensable realizar análisis estructurales más complejos, que incluyan como en este caso el empleo de software capaz de simular el acoplamiento termo mecánico conjuntamente con la degradación de las propiedades materiales y la consiguiente pérdida de capacidad portante en interacción con el resto de las variables relevantes tales como esbeltez, cuantía, gradiente térmico, reducción de capacidad portante de la sección, etc.. Asimismo, tal como se ha ilustrado en este trabajo, el análisis numérico mediante el MEF permite conocer el mapeo de temperaturas en la sección transversal y evaluar el riesgo de descascaramiento a partir del análisis de los sectores de la estructura o sección transversal en los cuales las temperaturas superen los límites experimentales para los cuales se observa dicho fenómeno. La metodología numérica presentada en este trabajo es una alternativa viable y recomendable para el análisis de elementos estructurales aislados, con posibilidad de determinar la distribución de temperaturas y la consiguiente reducción de capacidad portante tanto en el acero como en el hormigón a fin de evaluar con mayor precisión la capacidad portante ante sollicitaciones que combinan cargas mecánicas y el efecto de carga térmica extrema.

REFERENCIAS

Schneider, U., Alonso M, Pimienta, P, Jansson, R. “Physical Properties and Behavior fo High Performance Concrete at High temperatures”. Technical Comitee 227 HPB. RILEM Council, 2007.

Anderberg, Y. and Thelanderson, S. “Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures, 2-Experimental Investigation and Material Behaviour Model,” Bulletin 54, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1976.

“Guide for Determining Fire Endurance of Concrete Elements,” ACI 216R-89, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1989. Revision 1997.

T. Z. Harmathy and J. E. Berndt, “Hydrated Portland Cement and Lightweight Concrete at Elevated Temperatures,” J. American Concrete Institute 63, 93–112 (1966).

“Standard Test Methods for Fire Endurance of Concrete Elements,” ASTM E 119-88, American Society for Testing and Materials, West Conshockon, Pennsylvania, 1988.

T. Takeda et al., “Experimental Studies on Characteristics of Concrete Members Subjected to High Temperature,” Vol. H, Trans. of 9th Ind. Conf. on St. Mech. in Reactor Technology, Lausanne, Switzerland, August 17–21, 1987, pp. 195–200.

Rizo Patrón, M, Ledesma, M, Navarro, I. “Criterios de Evaluación de Falla de Estructuras de Hormigón Sometidos a Temperaturas Elevadas”. Congreso Argentino de Ingeniería CADI 2014, San Miguel de Tucumán, (2014). En CD ROM.