Trabajo técnico:

Estructuras de acero en situación de incendio

Por: Profesor Valdir Pignatta e Silva*

Introducción

Seguridad contra incendio

Los objetivos fundamentales de la seguridad contra incendio son: minimizar el riesgo de vida y reducir pérdidas patrimoniales. Entiéndase como riesgo de vida la exposición severa a humos o calor de los usuarios de edificios y, a menor nivel, el desprendimiento y la caída de elementos constructivos sobre los habitantes o los equipos de combate de incendio. La principal causa de muerte en incendios es la exposición a los humos tóxicos que se presentan en los primeros momentos del siniestro. Por tal razón, la seguridad de las personas depende principalmente de la rápida evacuación del ambiente en llamas. Los edificios de dimensiones pequeñas de fácil evacuación requieren menos dispositivos de seguridad y no necesitan que se verifique la seguridad contra incendio de la estructura. Pero los edificios de gran tamaño que presentan dificultades para evaluar el tiempo de evacuación y en los que un eventual desprendimiento puede afectar al vecindario o al equipo de combate, exigen mayor seguridad y verificación del comportamiento de la estructura frente a incendios. La pérdida patrimonial es la destrucción parcial o total de la edificación, de los contenidos y terminaciones del edificio siniestrado. No basta identificar el posible daño que el fuego causa a la propiedad, sino que por razones económicas también es necesario evaluar la magnitud del daño que puede ser considerado tolerable a fin de optimizar los costos mediante dispositivos de seguridad (Figura 1).

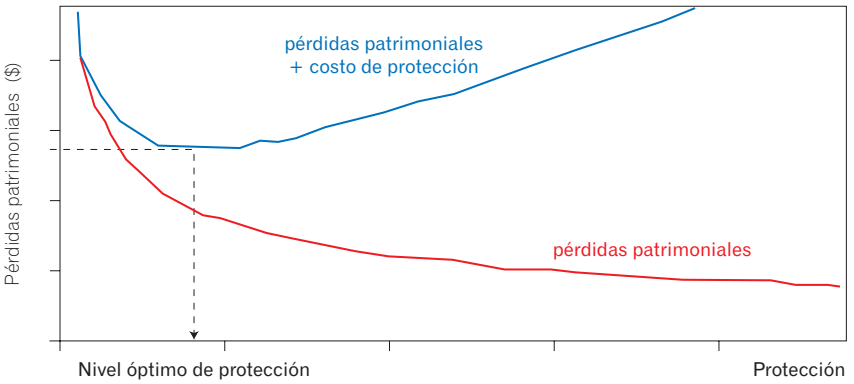

Figura 1
Costo de la protección contra incendio

El nivel de seguridad patrimonial debe ser definido por el propietario del inmueble. Los códigos y normas generalmente estipulan el nivel mínimo de seguridad contra incendio para la seguridad de vida o el patrimonio de terceros. Un sistema de seguridad contra incendio consiste en un conjunto de medios activos (detección de calor o humo, rociadores, brigada contra incendio, etc.) y de medios pasivos (resistencia al fuego de las estructuras, compartimentación, etc.). Es parte del ser humano exigir seguridad en su vivienda y lugar de trabajo. Por ello, la seguridad contra incendio es considerada habitualmente en el proyecto hidráulico, eléctrico y arquitectónico. Actualmente se reconoce que esta consideración también debe ser parte del proyecto de estructuras de edificaciones de gran tamaño o riesgo, en vista de que los materiales estructurales pierden su capacidad de resistencia en situaciones de incendio. Los países desarrollados consideran que la seguridad contra incendio es una ciencia que se estudia, acepta y aplica. La ingeniería de seguridad contra incendio en lo que se denomina primer mundo, forma parte de la malla curricular en las escuelas y se dictan cursos de grado y posgrado en «Fire Safety Engineering». Pero en los países en desarrollo poco se aplican los métodos científicos de seguridad contra incendio que conducen a soluciones seguras y económicas.

La ingenieria de seguridad contra incendios

La seguridad contra incendios (Fire Safety Engineering) permite demostrar con precisión si la estructura de acero requiere o no requiere revestimiento contra incendio y si es utilizado, cómo minimizar su costo. Esa área aplicada a la ingeniería estructural es conocida como Ingeniería de Estructuras en Situación de Incendio

* Professor Doutor da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil.

(Structural Fire Engineering) y para su aplicación es imprescindible el uso de software. Aún no existe un software que reúna toda la tecnología disponible para enfrentar en forma global el problema de la seguridad estructural, por lo que es necesario aplicar un conjunto de programas computacionales. Un proyecto completo debe seguir todas las etapas que se describen a continuación, aunque el problema puede ser analizado en forma parcial realizando tan sólo algunas de esas etapas. La decisión la debe tomar el ingeniero especializado en diseño de estructuras en situación de incendio:

- Determinación del tiempo de evacuación. Existen softwares que modelan matemáticamente la actitud humana en incendios y su comportamiento frente a las rutas de escape disponibles, tales como: EXODUS (Universidad de Greenwich) y CRISP (BRE - Building Research Establishment de Gran Bretaña).
- Determinación de la potencia térmica (Heat Release Rate) o del campo de la temperatura que actúa sobre las estructuras.

Hay programas computacionales que modelan matemáticamente los gases en términos estequiométricos, térmicos y cinéticos en función del escenario del incendio, o sea, dimensiones de compartimiento, geometría de las aperturas al ambiente externo, cantidad, posición y tipo de materiales combustibles, etc. Estos se dividen en dos familias: los que utilizan la dinámica de fluidos computacional (CFD) vía modelos de campo (field models) o los más sencillos que dividen el compartimiento en dos o más zonas de calor (zone model). Entre los primeros están el SMARTFIRE (Universidad de Greenwich) y JASMINE (BRE - Building Research Establishment de Gran Bretaña). Entre los otros están: BRANZFIRE (Building Research de Nueva Zelanda), CFAST (NIST - Nacional Institute of Standards and Technology de Estados Unidos), y OZONE (Universidad de Lieja).

Para la determinación del campo de temperaturas en elementos de acero existen softwares que emplean el análisis térmico no lineal sobre la base de los conceptos de convección, radiación y conducción para determinar la distribución real de la temperatura en el elemento estudiado. Entre ellos está SUPERTEMPCALC (Flight Safety Design de Lund, Suecia), TASEF (SP - Instituto Nacional de Ensayos e Investigación de Lulea, Suecia) y THELMA (BRE - Building Research Establishment de Gran Bretaña).

Para el análisis estructural hay programas computacionales que permiten estudiar el comportamiento de las estructuras en incendio considerando la no linealidad geométrica y el material, la variación de las propiedades mecánicas con la temperatura, el efecto de las deformaciones térmicas, etc. Este es el caso de SAFIR (Universidad de Lieja), ADAPTIC (Imperial Collage, Gran Bretaña) y VULCAN (Universidad de Sheffield).

Algunos de estos softwares realizan más de una de las etapas mencionadas anteriormente. SAFIR también hace el análisis térmico de la estructura y el SUPERTEMPCALC permite realizar un dimensionamiento simplificado de las vigas de acero trabadas en forma continua, vigas de concreto armado o pilares mixtos de acero y concreto. Hay softwares comerciales que no fueron desarrollados específicamente para la situación de incendio, pero que permiten realizar análisis térmicos y estructurales a altas temperaturas siempre que hayan sido programados en debida forma. Entre éstos están ANSYS, DIANA, ABAQUS, y ADINA. Más información sobre ingeniería de estructuras en situación de incendio se encuentra en los libros de Wang (2002), Zaharia (2005), Buchanan (1994 y 2002), Ranby y cols. (2000), Vila Real (2003), Purkiss (1996), IISI (1993), Vargas, Silva (2003) y Silva (2004). En el Congreso IISI 2004 se presentaron diferentes casos de edificaciones en los que el uso de la Ingeniería de Estructuras en Situación de Incendio permitió llegar a soluciones económicas. También sugerimos la lectura de las publicaciones del SCI - Steel Construction Institute (www.steel-sci.org) y como iniciación al tema recomendamos el libro de Drysdale 'Fire Safety Engineering' (2000).

Este último texto tiene la finalidad de aclarar los problemas asociados a la seguridad de estructuras de acero en situación de incendio y comentar los conceptos contenidos en los medios tradicionales y en los científicamente avanzados para satisfacer las exigencias de seguridad.

Los símbolos empleados en este texto se definen cuando aparecen por primera vez.

Comportamiento de los materiales estructurales en incendios

Es sabido desde el siglo XIX, cuando comenzaron a construirse edificios de pisos múltiples en acero, que éstos sufren una reducción de su resistencia con el aumento de la temperatura. En esa época se usaba el concreto como material de revestimiento del acero sin función estructural pero con mucho espesor, ya que el concreto no era un aislante ideal. Años más tarde, el concreto, además de revestimiento, también era aprovechado como elemento estructural, trabajando conjuntamente con el acero para resistir esfuerzos. Entonces surgieron las estructuras mixtas de acero y concreto. Más tarde se inició la construcción de edificios de pisos múltiples de hormigón armado. Al comienzo no se suponía que el concreto armado también podría tener problemas a altas temperaturas. Morch (1948), en un artículo interesante advirtió sobre la necesidad de estudiar las estructuras de hormigón armado incendiadas y asociadas solamente con la armadura en su interior. Hoy se sabe que la capacidad de resistencia del concreto (EC2, 2004), del acero (EC3, 2005), de estructuras mixtas (EC4, 2005), de madera (EC5, 2004), de mampostería estructural (EC6, 2005) y de aluminio (EC9, 1998) en situación de incendio se reduce por degeneración de las propiedades mecánicas de los materiales **(Figuras 2 y 3)** o por la reducción del área resistente. El acero y el aluminio sometidos a altas temperaturas sufren una reducción de su resistencia y de su módulo de elasticidad. El concreto además de una reducción de resistencia pierde área resistente debido al spalling. El spalling es un despostillamiento de la superficie del concreto debido a la presión interna del agua que se evapora y al comportamiento diferencial de los componentes del concreto. En concretos de alta resistencia puede ocurrir un despostillamiento explosivo por la mayor dificultad de percolación del agua. El spalling reduce el área resistente del concreto y expone la armadura al fuego **(Figura 4)**. Los elementos de madera sufren la carbonización de la superficie expuesta al fuego reduciendo el área resistente **(Figura 5)** y realimentando el incendio. Por otra parte, la región central recibe la protección que le proporciona la capa carbonizada con la resultante baja reducción de su resistencia.

El incendio

El aumento de la temperatura de los elementos estructurales en los incendios se debe al flujo de calor por convección y radiación provocadas por la diferencia de las temperaturas de los gases calientes del ambiente en llamas y los componentes de la estructura. El flujo de calor por convección lo genera la diferencia de densidad entre los gases del ambiente en llamas. Los gases calientes son menos densos y tienden a ocupar la atmósfera superior, mientras que los gases fríos de densidad mayor tienden a moverse hacia la atmósfera inferior del ambiente. Ese movimiento genera el contacto entre los gases calientes y la estructura, dándose una transferencia de calor **(Figura 6)**.

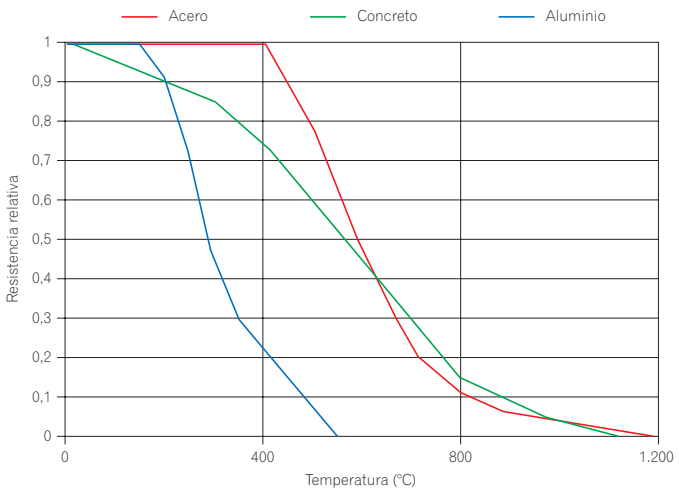

Figura 2
Variación de la resistencia de los materiales en función de la temperatura

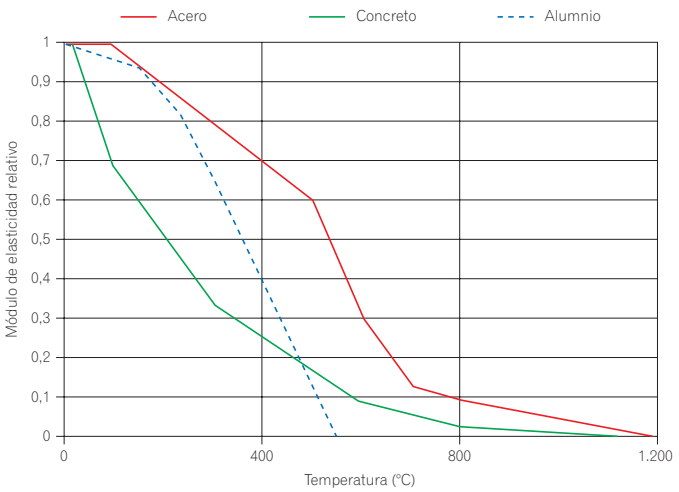

Figura 3
Variación del módulo de elasticidad de los materiales en función de la temperatura

Figura 4
Spalling en pilar de concreto

Figura 5
Carbonización de madera (foto de Edna Moura)

La radiación es el proceso por el cual fluye el calor en forma de propagación de ondas desde un cuerpo a alta temperatura a la superficie de otro a temperatura inferior (Figura 7).

La superficie caliente del elemento estructural genera un flujo de calor hacia el interior del elemento que lo está calentando. Esta última transferencia de calor se denomina conducción. El flujo de calor radiante y convectivo actúa también sobre los elementos de cierre (losas, paredes, puertas, etc.) que deben tener suficiente resistencia al fuego para impedir la propagación del incendio por conducción hacia fuera del compartimiento en llamas (Figura 8).

La compartimentación del edificio es una medida fundamental de protección pasiva para evitar la propagación, minimizando así las consecuencias del incendio. El área máxima de compartimentación la establecen generalmente los códigos o normas. La resistencia al fuego es la propiedad de un elemento de construcción de resistir la acción del fuego durante un determinado período de tiempo, manteniendo la seguridad estructural, la estanqueidad y el aislamiento (Figura 9). En lo que respecta al estudio de la seguridad de las estructuras, el incendio puede ser caracterizado como una curva que surte la temperatura de los gases en función del tiempo del incendio (Figura 10).

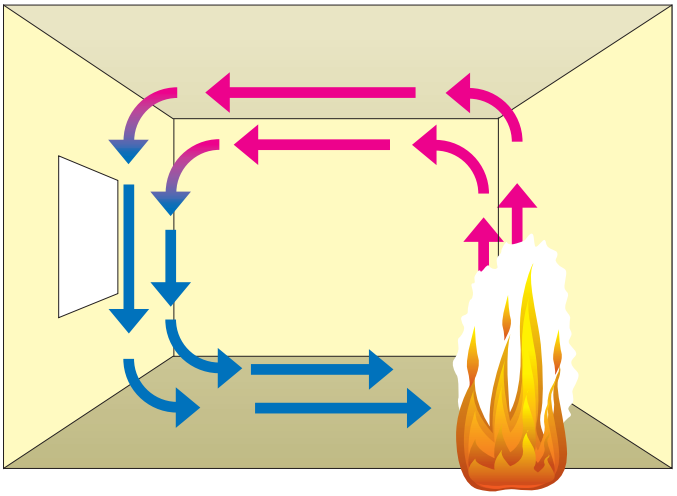

Figura 6
Convección en el curso de un incendio

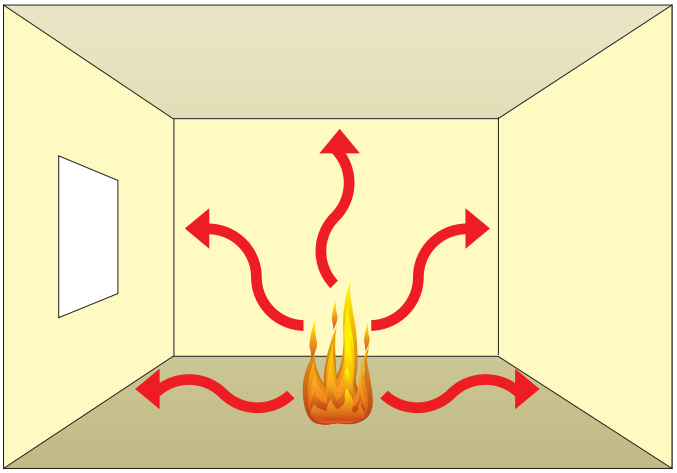

Figura 7
Flujo de calor radiante

Esta curva presenta una región inicial con bajas temperaturas, en las cuales el incendio es considerado como de pequeñas proporciones. La combustión en esta fase puede generar gases tóxicos o asfixiantes, pero el riesgo de daño a la estructura es bajo. El momento correspondiente al aumento brusco de la inclinación de la curva temperatura-tiempo se conoce como «flashover» y ocurre cuando toda la carga combustible presente en el ambiente entra en ignición. A partir de ese instante, el incendio se torna en uno de grandes proporciones afectando a todo el compartimiento. La temperatura de los gases sube rápidamente hasta que todo el material combustible se haya extinguido. Luego se produce una reducción gradual de la temperatura de los gases. Cuando el edificio posee eficientes medidas de combate de incendio (brigada de incendio, rociadores (sprinklers), etc.) para extinguir el fuego antes del «flashover», la seguridad de la estructura se verá poco afectada en situación de incendio **(Figura 11)**.

Dada la dificultad de juzgar esta situación con precisión es común que se evalúen las estructuras de los edificios de mayor riesgo para la situación de post-flashover. La curva real es de difícil determinación. Comúnmente es sustituida por curvas temperatura/tiempo naturales **(Figura 12)**, en las que el escenario del incendio se modela en forma simplificada.

En EC1 (2002) se presenta un modelo simplificado para la construcción de esas curvas que se basan en trabajos de investigadores (Pettersson et al., 1976 y Wickstrom, 1985). El tramo ascendente de estas curvas puede ser obtenido mediante la Expresión 1.

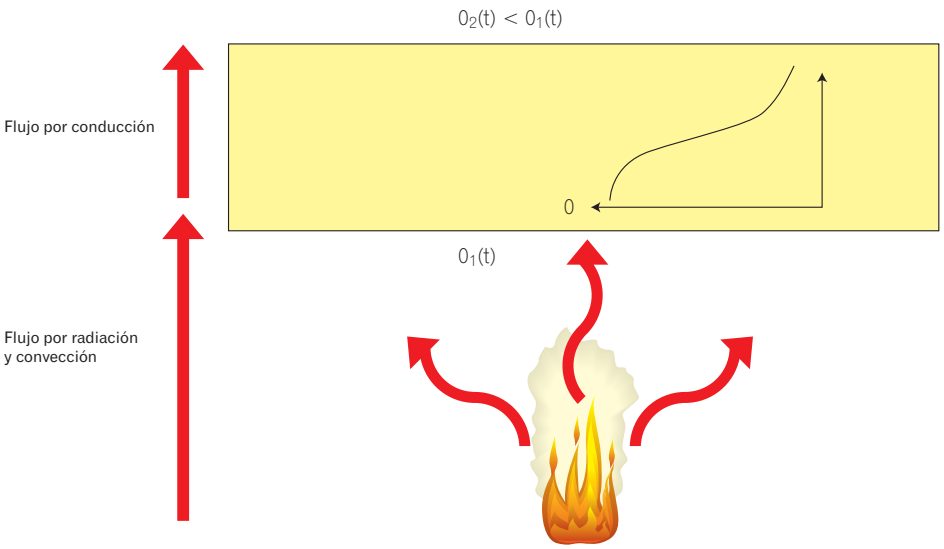

Figura 8
Flujo de calor a través de un elemento de compartimentación

Figura 9
Propiedades de resistencia al fuego de elementos de compartimentación (losas, paredes, puertas cortafuego)

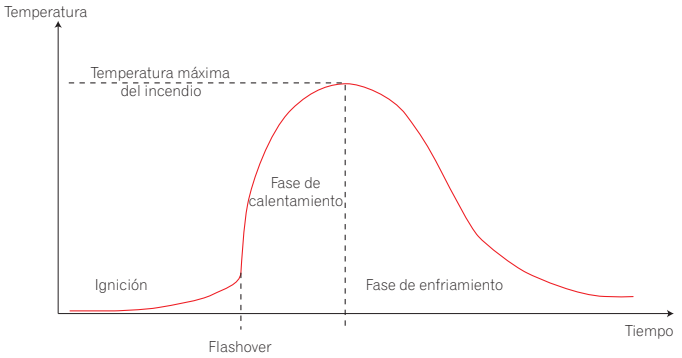

Figura 10
Curva de temperatura-tiempo de un incendio real

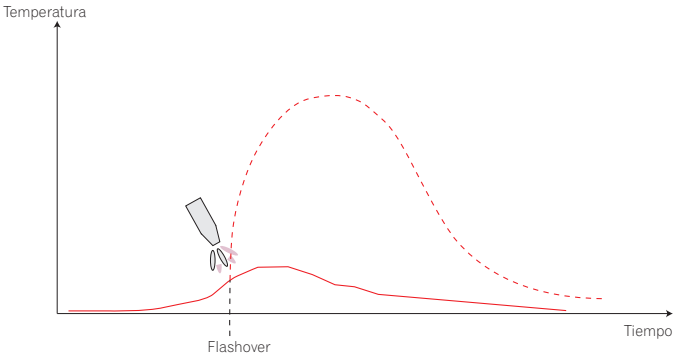

Figura 11
Curva de temperatura-tiempo de un incendio real afectada por la presencia de rociadores

El $t_{máx}$ es una función de la carga de incendio por unidad de área del compartimiento (EC1, 2002; SILVA, 2004). El valor de la carga de incendio, por ser variable, está determinado por los valores característicos ($q_{fi,k}$) afectados por los coeficientes de ponderación (γ), de lo que resultan los llamados valores de cálculo de las cargas de incendio específicas ($q_{fi,d}$). Los valores característicos de la carga de incendio (MJ/m^2) son función del tipo de ocupación del edificio y pueden ser calculados en cada caso o son establecidos en las normas correspondientes (EC 1, 2002), (SIA, 1999). Los coeficientes de ponderación γ son determinados por el producto de los factores mayorativos ($\gamma \geq 1$) en función de las dimensiones del edificio y minorativos ($\gamma \leq 1$) en función de las medidas de protección activa en el ambiente. Por lo tanto, en este modelo el escenario de incendio es parametrizado por la cantidad y el tipo de material combustible (carga de incendio) y por la cantidad de material comburente (oxígeno) que participa en la reacción de combustión del incendio (v) y las características térmicas y físicas de los materiales de cierre del compartimiento ($\sqrt{\rho c \lambda}$). Este modelo admite la temperatura uniforme en el compartimiento. Esta hipótesis es válida dada la turbulencia del incendio **(Figura 13)**, sin embargo, debido a las simplificaciones, el modelo simplificado del EC1 (2002) sólo debe aplicarse a compartimientos limitados a 500 m^2 de superficie de piso y 4 m de altura.

Pueden obtenerse modelos más precisos con softwares de modelación de incendios, en los que pueden considerarse dos o más zonas de temperatura (zone model), lo que es más adecuado para el pre-«flashover» o una distribución más realista de las temperaturas en el compartimiento (field model/CFD-computational fluid dynamics). Dado que la curva temperatura/tiempo del incendio cambia en cada situación estudiada, se convino en adoptar una curva patrón **(Figura 14)** como modelo para el análisis experimental de estructuras, materiales de revestimiento contra fuego, puertas cortafuego, etc., en hornos de institutos de investigación.

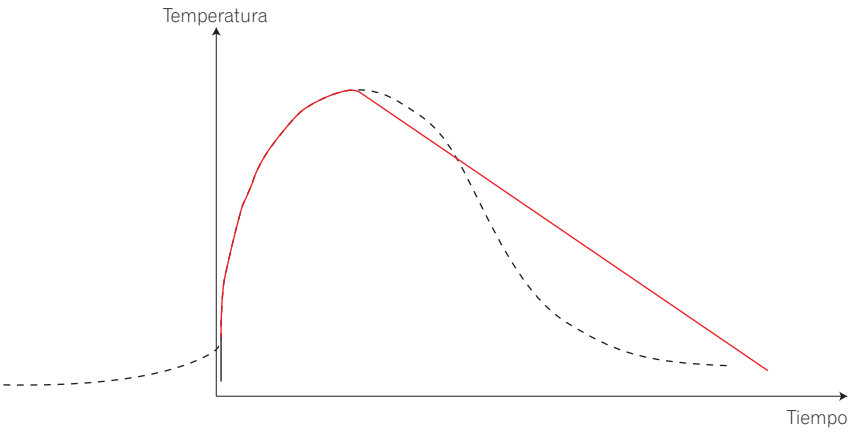

Figura 12
Modelo de incendio natural

Expresión 1

$$\theta_g = 1325\,(1 - 0{,}324\,e^{-0{,}2\,t^*} - 0{,}204\,e^{-1{,}7\,t^*} - 0{,}472\,e^{-19\,t^*})$$

$$t^* = t\,\Gamma \leq t_{máx}\,\Gamma$$

$$\Gamma = \left(\frac{v}{0{,}04}\right)^2 \left(\frac{1160}{\sqrt{\rho c \lambda}}\right)^2$$

θ_g temperatura de los gases en el ambiente de llamas (°C)
v $\frac{A_v\sqrt{h}}{A_t}$ grado de ventilación del compartimiento en llamas (m$^{1/2}$)
A_v sumatoria de las áreas de apertura al ambiente externo del compartimiento en llamas (m^2)
A_t área del total del compartimiento incluidos: piso, techo, cierres y apertura (m^2)
h altura media de las aperturas (m)
ρ masa específica del elemento de cierre del compartimiento (kg/m^3)
c calor específico del elemento de cierre del compartimiento (J/kg °C)
λ conductividad térmica del elemento de cierre del compartimiento (W °C/m)
$t_{máx}$ tiempo en que ocurre la máxima temperatura de los gases (°C)

En vista de la falta de estudios más realistas, esa curva estandarizada de ensayo se adopta generalmente como curva temperatura/tiempo de los gases. Este modelo es conocido como modelo de

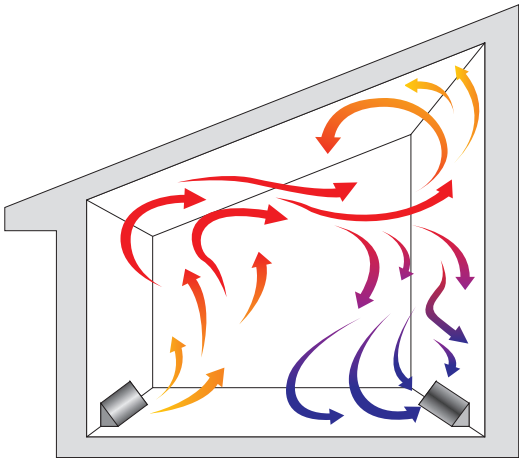

Figura 13
Turbulencia de los gases en un incendio

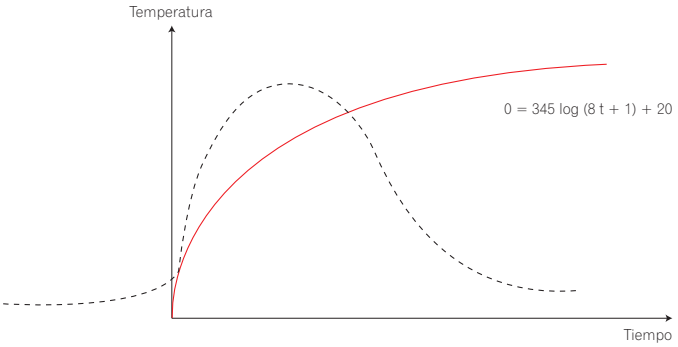

Figura 14
Modelo de incendio-patrón ISO 834

incendio-patrón. La curva-patrón más difundida internacionalmente es la recomendada por la ISO 834 (1994), conforme a la Expresión 2 aunque también cabe citar la ASTM E 119 (2000), la norma sueca SBN 67, BS 476 (1987), y otras. Todas son similares **(Figura 15)**.

La curva-patrón es de fácil uso, no obstante toda conclusión en base a esa curva deberá ser analizada con cuidado, ya que el incendio-patrón no corresponde al incendio real. Para su empleo han de utilizarse artificios, tales como el TRRF. La curva-patrón se usa para incendios en ambientes con material combustible compuesto, sobre todo por materiales celulósicos. El EC1 (2002) sienta un patrón según Expresión 3 para incendio en ambientes con material combustible compuesto por hidrocarburos **(Figura 15)**.

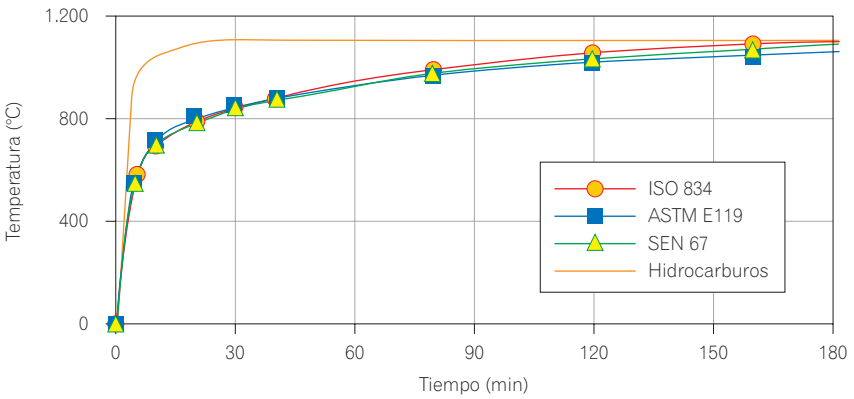

Figura 15
Curvas patrón

Expresión 2
$\theta_g = 345 \log_{10} (8t + 1) + 20\ °C$
t = tiempo (min)

Expresión 3
$\theta_g = 1080 (1 - 0{,}33\, e^{-0{,}17\, t} - 0{,}68\, e^{-2{,}50\, t}) + 20\ °C$

Protección contra incendio

La seguridad de las estructuras de acero en situación de incendio se logra mediante protección antitérmica, como sigue:

- Autoprotección: el elemento estructural aislado sin revestimiento contra fuego es dimensionado para resistir las altas temperaturas de un incendio. Esta es por lo general la manera menos económica para resolver el problema.
- Barreras antitérmicas: el elemento de acero es forrado en mampostería o concreto o revestido con materiales de revestimiento contra fuego de baja densidad, baja conductividad térmica y bajo calor específico. El espesor de estos materiales es calculado con medios analíticos o experimentales.
- Integración del acero a otros elementos de construcción, constituyendo estructuras mixtas o estructuras integradas. Las estructuras mixtas de acero y de concreto son aquellas en que ambos materiales trabajan en forma solidaria para resistir los esfuerzos externos. En situación de incendio hay transferencia de calor entre los elementos estructurales. Así se tienen, por ejemplo, vigas, losas o pilares mixtos de acero y concreto **(Figura 16)**. Estructuras integradas son aquellas en las que el acero a altas temperaturas transfiere calor al concreto o a la mampostería, pero sin solidaridad estructural **(Figuras 17 y 18)**.

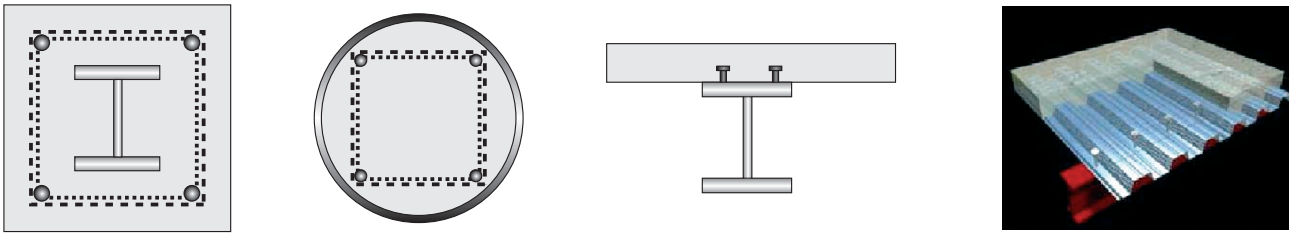

Figura 16
Estructuras mixtas de acero y concreto

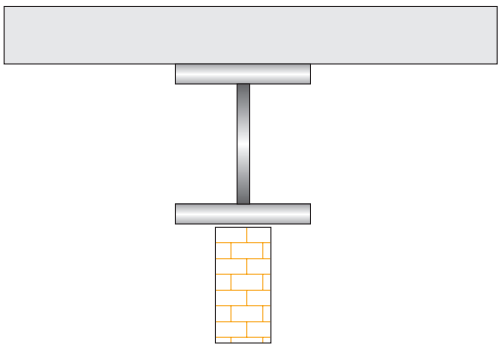

Figura 17
Viga, losa y pared

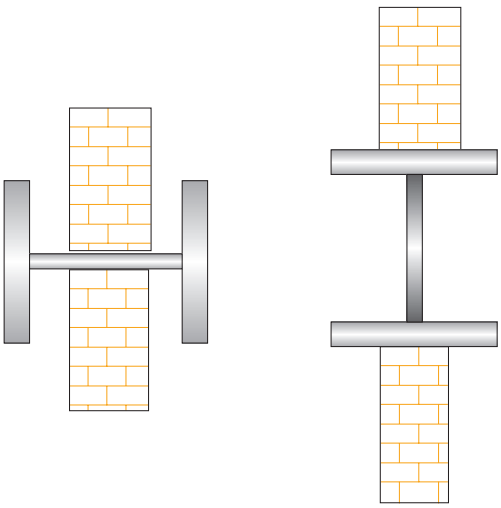

Figura 18
Pilar entre mampostería

Expresión 4

$$\Delta\theta_a = \frac{F}{c_a \rho_a} h \, \Delta t$$

Expresión 5

$$\theta_a(t + \Delta t) - \theta_a(t) = \frac{F[\theta_g(t) - \theta_a(t)]\,\Delta t}{t_m/\lambda_m \, \rho_a c_a (1 + \Phi/3)} - [\theta_g(t + \Delta t) - \theta_g(t)](e^{\Phi/10} - 1)$$

Expresión 6

$$\theta_a(t + \Delta t) - \theta_a(t) = \frac{F[\theta_g(t) - \theta_a(t)]\,\Delta t}{t_m/\lambda_m \, \rho_a c_a (1 + \Phi/4)} - \frac{\theta_g(t + \Delta t) - \theta_g(t)}{4/\Phi + 1}$$

F	factor de masividad - relación entre el área lateral expuesta a fuego y el volumen correspondiente (m–1)
c_a	calor específico del acero (J/kg °C)
ρ_a	masa específica del acero (kg/m3)
$h = h_c + h_r$:	flujo de calor por unidad de área (W/m²)
h_c, h_r	flujo de calor convectivo y radiante, respectivamente, por unidad de área (W/m²)
Δt	intervalo de tiempo (min)
$\varnothing = \frac{\rho_m c_m}{\rho_a c_a} t_m F$	
θ_a	temperatura del acero (°C)
ρ_m	masa específica del material de revestimiento contra fuego (kg/m³)
c_m	calor específico del material de revestimiento contra fuego (J/kg °C)
t_m	espesor del material de revestimiento contra fuego (m)
λ_m	conductividad térmica del material de revestimiento contra fuego (W °C/m)

Métodos de dimensionamiento

Para el dimensionamiento de una estructura es necesario conocer el campo de temperaturas a los que la misma está sometida, a fin de determinar los esfuerzos resistentes. La seguridad en incendios se habrá conseguido si los esfuerzos resistentes fueron mayores o iguales a los correspondientes esfuerzos solicitantes. Es así como el dimensionamiento se compone de dos fases: El análisis térmico y el dimensionamiento propiamente tal.

Análisis térmico

El campo de las temperaturas puede ser determinado por medio de métodos analíticos simplificados, numéricos o experimentales.

Métodos analíticos simplificados

Los métodos analíticos simplificados son por lo general los descritos en las normas; son fáciles de aplicar, aunque no siempre económicos. La temperatura es considerada uniforme en todo el volumen del elemento estructural.

Elementos aislados de acero

A partir de la curva temperatura/tiempo de los gases calientes se puede determinar la temperatura en el elemento estructural por medio de expresiones de Transferencia de Calor. Estas expresiones aparecen en la literatura internacional,

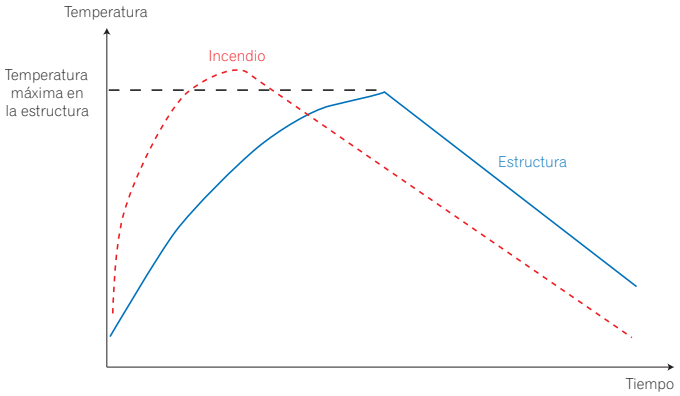

Figura 19
Curva temperatura-tiempo del incendio y según la curva natural de la estructura

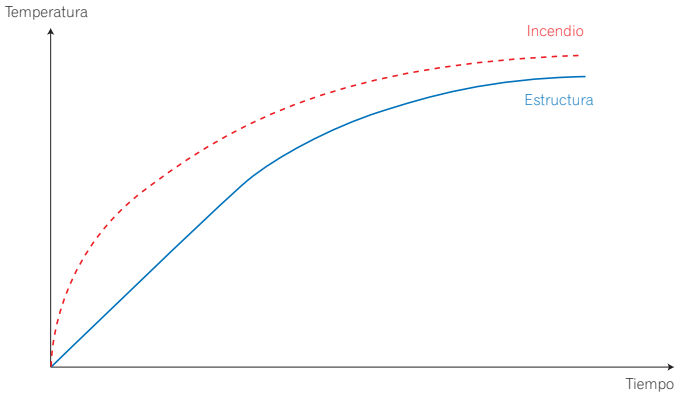

Figura 20
Curva temperatura-tiempo del incendio y de la estructura según la curva-patrón

tanto para elementos sin revestimiento (Expresión 4), como para revestidos (Expresiones 5 y 6), siendo válidas para elementos con distribución uniforme de la temperatura. (Eurocode 3, 1995; NBR 14323, 1999; Wickstrom, 1985a; Silva, 2005 e Silva, 2005a).

En las expresiones presentadas se destaca la importancia de la característica geométrica F, el factor de masividad. Cuanto mayor es el valor de F tanto más esbelta térmicamente será la pieza estructural y, por consiguiente, llegará a temperaturas más altas en el tiempo. Al aplicar esas expresiones a la curva natural puede encontrarse la máxima temperatura del elemento de acero (Figura 19).

El dimensionamiento del elemento estructural para esa temperatura, sobre la base de un modelo de incendio correctamente construido, asegura una adecuada resistencia al fuego durante la vida útil de la estructura. Pero cuando en la práctica se emplea la curva-patrón, surge una dificultad operacional. En este caso, la curva temperatura-tiempo del elemento estructural no presenta el punto máximo (Figura 20).

Este problema se soluciona habitualmente admitiendo un valor de «tiempo» en función del riesgo de incendio (tipo de ocupación y altura) evaluado para las edificaciones. Este «tiempo» se conoce como «tiempo requerido de resistencia al fuego» (TRRF) o simplemente «resistencia al fuego requerida» de las estructuras que es establecido en las normas o códigos, tales como el norteamericano (ICC, 2000), el británico (Building Regulation, 2002) y el brasileño (NBR 14432, 2000; Silva; Fakury, 2002). A partir de ese tiempo, se puede determinar la temperatura en la estructura y dimensionarla. Este tiempo (TRRF) es un tiempo ficticio que, asociado a la también ficticia curva-patrón, supuestamente conducen a la máxima temperatura en el elemento de acero en el incendio real. Generalmente, ese tiempo es preestablecido por consenso y sin cálculos en cada empresa. Un método más científico de determinación de ese tiempo es el que tiene por base el método de tiempo equivalente asociado al concepto del valor de cálculo de carga de incendio específica (qfi,d), según Expresión 7 (EC1, 2002), (DIN, 1998).

Expresión 7

$$t_e = q_{fi,d}\, W\, K\, M$$

t_e tiempo equivalente (min)
$q_{fi,d}$ valor de cálculo de la carga de incendio específica (MJ/m²)
W factor asociado a la ventilación y a la altura del compartimiento
K factor asociado a las características del material de cierre del compartimiento [min m²/MJ]
M factor que depende del material de la estructura (M = 1, para acero con revestimiento contra fuego o concreto y M = 13,7 v para acero sin revestimiento)

Los conceptos TRRF y tiempo equivalente pueden asociarse fácilmente a la curva natural en el caso de distribución uniforme de las temperaturas en el elemento estructural (Figura 21), o sea, acero o aluminio aislado. Sin embargo, en vista de la difusión y facilidad de empleo de esos métodos, se extienden a estructuras con temperaturas no uniformes, como es el caso de las estructuras de concreto o de acero en contacto con elementos robustos.

Elementos de acero en contacto con elementos robustos

Admitiendo que una distribución uniforme de la temperatura en elementos aislados de estructuras metálicas es una práctica que representa muy bien la realidad, ha de considerarse que los elementos de acero generalmente están en contacto con losas de concreto o paredes de mampostería (Figuras 17 y 18). Estos materiales son muy robustos en relación a la estructura de acero y poseen una baja conductividad térmica, lo que facilita la absorción de calor («heat-sink»). El uso de los métodos analíticos simplificados en la forma aquí presentada puede favorecer la seguridad en forma exagerada. Para resolver este caso, la literatura técnica propone métodos alternativos para calcular el factor de masividad (EC3, 2005). Pero tales alternativas no cubren todas las situaciones que se encuentran en la construcción civil. Los resultados generalmente están a favor de la seguridad, y en algunos casos pueden ser difíciles de evaluar (Figura 22). La mejor solución para estos casos está en los métodos numéricos.

Métodos numéricos

Los métodos numéricos dependen de softwares de análisis térmico y de la comparación con ensayos. Son tanto más económicos cuanto más precisas fueron las modelaciones del incendio y de la estructura, revestida o no revestida. En el caso de elementos de acero en contacto con mampostería o concreto, las diferencias entre los resultados obtenidos por un medio simplificado y numérico pueden ser significativas. Las Figuras

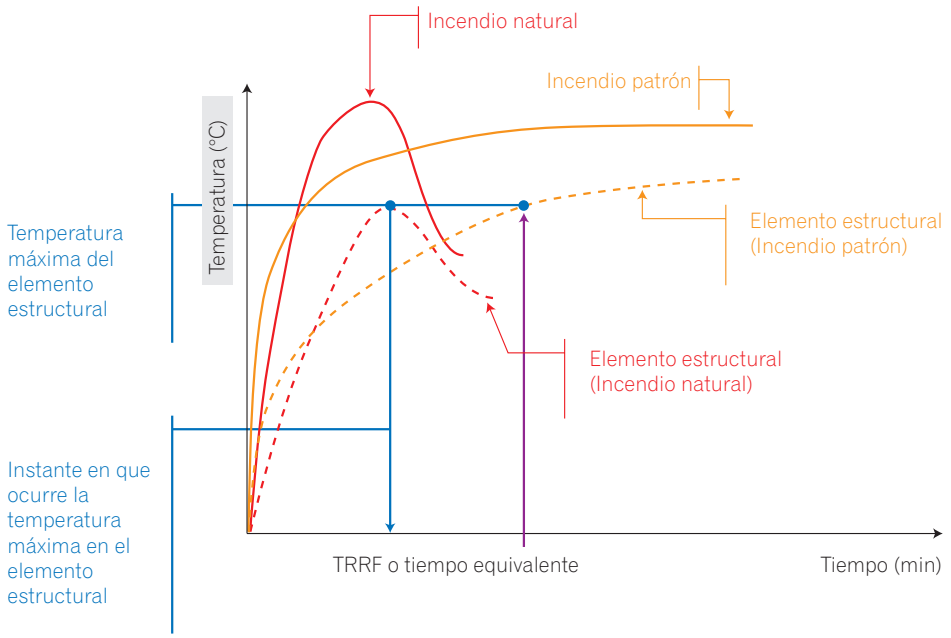

Figura 21
Concepto de tiempo equivalente

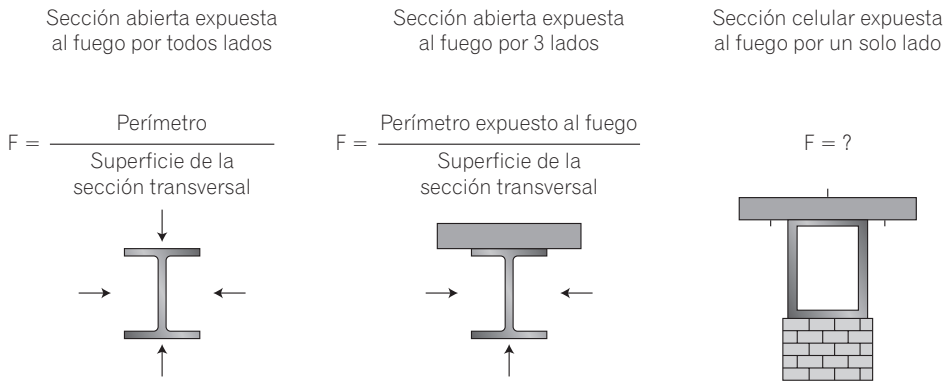

Figura 22
Determinación del factor pasividad

23 y 24 presentan algunos ejemplos de resultados obtenidos por medio de softwares de análisis térmico.

Dimensionamiento de la estructura

Al igual que en el análisis térmico, el dimensionamiento también puede ser efectuado empleando métodos analíticos simplificados, numéricos y experimentales.

Métodos analíticos simplificados

Los métodos simplificados generalmente vienen descritos en normas, son de fácil aplicación, aunque no siempre son los más económicos. El cálculo estructural es individualizado por elemento.

Determinación de los esfuerzos actuantes

El esfuerzo actuante (momentos, fuerzas normal y cortante, etc.) es el efecto de las acciones permanentes (peso propio de las estructuras, de la mampostería, de los revestimientos, etc.) y de las acciones variables (sobrecarga, viento, etc.) en las estructuras. Por lo común, las normas técnicas presentan los valores recomendados para las acciones variables. Estos valores de baja probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la edificación son por regla general muy superiores a los valores medios encontrados en el uso diario de la construcción, pero en aras de seguridad deben ser utilizados. Sin embargo, cuando hay necesidad de combinar más de una acción variable, en temperatura ambiente, se considera la baja probabilidad de ocurrencia simultánea de los valores normalizados. El valor de cálculo de la acción variable (o de los esfuerzos solicitantes) final es inferior a la simple suma de los valores individuales de cada acción. En presencia de una acción térmica y por su excepcionalidad, el valor de cálculo de los esfuerzos solicitantes variables será aún menor (Figura 25). Debido a la variabilidad de la acción permanente, ésta también puede presentarse reducida en situación de incendio.

La Figura 26 presenta una simulación de la reducción de la acción total de cálculo en una viga, sobre la base de la norma brasileña NBR 8681 (2004). El efecto de las restricciones a la dilatación generalmente es despreciado en los métodos simplificados que analizan individualmente los elementos (EC 3, 2005; EC4, 2005; EC2, 2004). Las Figuras 27 y 28 presentan algunos indicios que esas deformaciones no son esenciales. Pero la experiencia internacional recomienda considerar el gradiente térmico (EC3, 2005), principalmente en vigas continuas debajo de losas en caso de ausencia de revestimiento contra fuego (SCI, 2002) y en pilares en voladizo que sirven de tabiques divisorios. (Franssen, 2005)

Determinación de los esfuerzos resistentes

Para la determinación de los esfuerzos resistentes debe considerarse la reducción de la resistencia y del módulo de elasticidad del material (Figuras 2 y 3). Las expresiones para la determinación de los esfuerzos resistentes a la tracción, flexión y compresión son similares a las empleadas a temperatura ambiente, incluyendo los reductores de resistencia

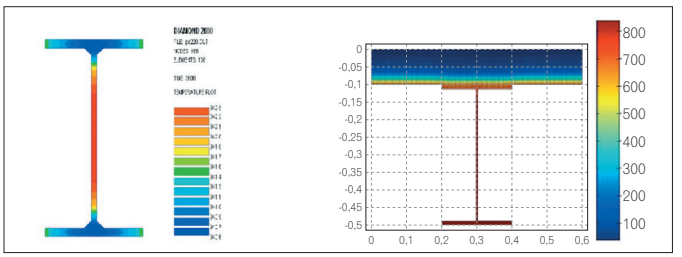

Figura 23
Ejemplos de resultados de análisis térmicos numéricos realizados en: viga aislada (SAFIR); y viga debajo de losa (supertempcalc)

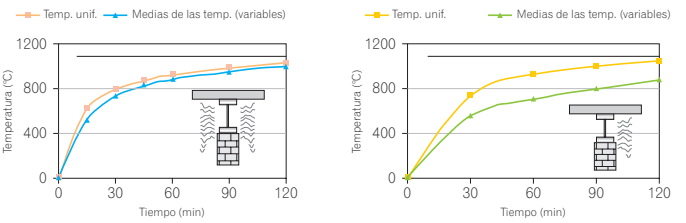

Figura 24
Temperatura en el acero determinada por método analítico y numérico (Supertempcalc) para: fuego en dos caras; y fuego en una cara

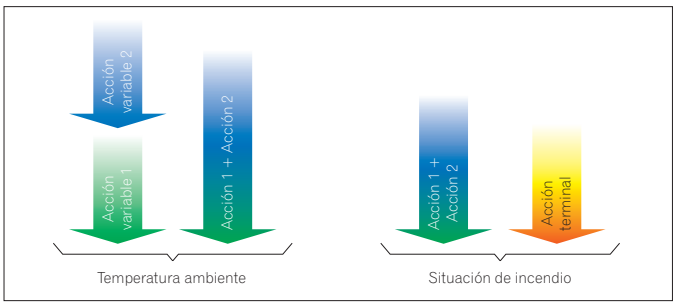

Figura 25
Valor del cálculo de la acción variable sobre las estructuras

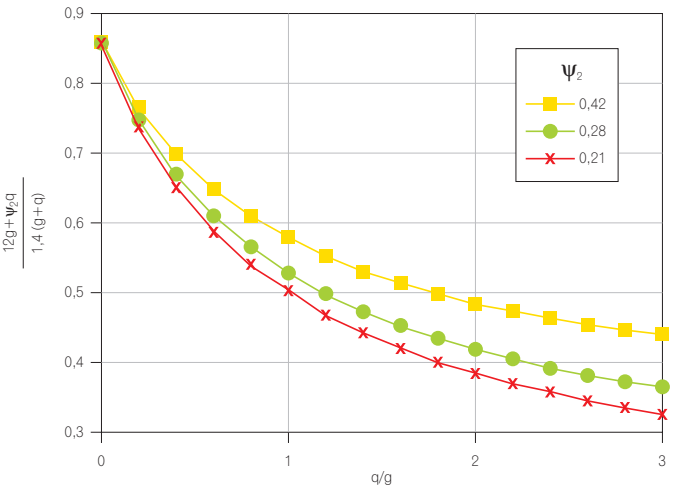

Figura 26
Valor del cálculo de la acción total en situación de incendio según la norma brasileña

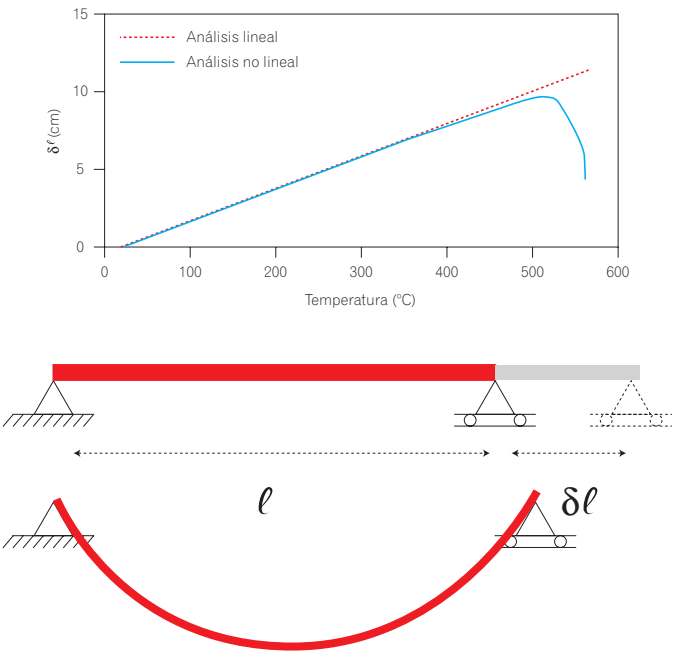

Figura 27
El deslocamiento axial invierte el sentido en la viga isostática debido a flecha (SILVA, 2004)

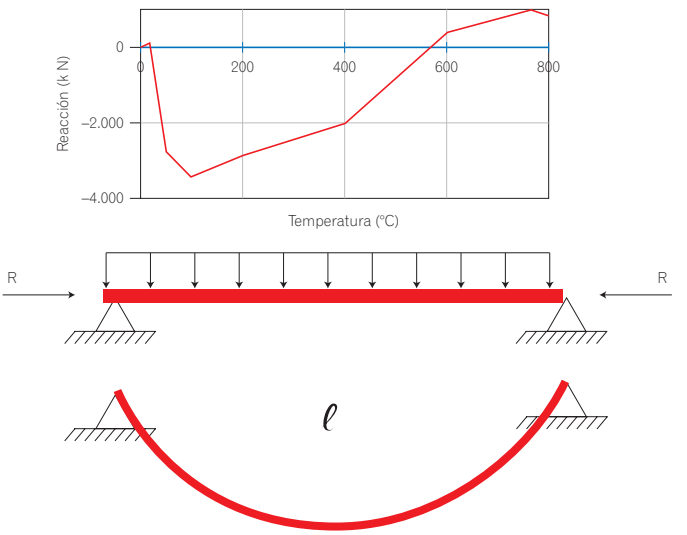

Figura 28
La reacción horizontal invierte el sentido en la viga isostática debido a la flecha, en vigas con restricción de la dilatación (SILVA, 2004)

y algunos factores adicionales encontrados empíricamente. Los coeficientes de aminoración de las resistencias también bajan en situación de incendio. Si un esfuerzo resistente a la temperatura ambiente se calcula mediante la expresión genérica (Expresión 8), en situación de incendio éste puede ser calculado por la Expresión 9. Este método se presenta detalladamente en los Eurocodes (EC 3, 2005; EC4, 2005). La reciente especificación norteamericana (AISC, 2005) simplifica y sencillamente recomienda utilizar las mismas expresiones de dimensionamiento a temperatura ambiente, modificándolas con los reductores de resistencia y de módulo de elasticidad del acero y del concreto en el caso de estructuras mixtas, en función de la temperatura. El autor juzga que el AISC es simplista e incompleto. La norma brasileña (NBR 14323, 1999; Silva; Fakury, 2002) sigue las recomendaciones del Eurocode, adaptándolas donde fuera el caso, a la especificación norteamericana que orienta el dimensionamiento a temperatura ambiente en Brasil.

Verificación de seguridad

Cuando la seguridad de un elemento estructural en incendio es verificada aisladamente en relación a cada uno de los esfuerzos actuantes, las condiciones de seguridad pueden ser expresadas en la forma simplificada indicada en la Expresión 10.

Si por un lado la capacidad resistente de los elementos estructurales baja en situación de incendios, por otro también serán menores los valores de cálculo de los esfuerzos solicitantes (EC1, 2002; NBR 8681, 2004) que los determinados a temperatura ambiente. La temperatura crítica θ_{cr} (o el campo crítico de temperaturas en caso de considerarse una distribución no uniforme de las temperaturas) es el valor para el cual los esfuerzos resistentes y solicitantes se igualan (Figura 29).

Para el caso de temperatura uniforme, la seguridad podrá ser verificada en el campo de las resistencias (Expresión 10) o en el campo de las temperaturas, según Expresión 11.

La temperatura en el elemento de acero revestido dependerá del espesor del revestimiento contra fuego. La temperatura crítica es independiente de si el acero está revestido o no. El dimensionamiento adecuado demostrará si la seguridad estructural en incendio se logra con o sin revestimiento.

Expresión 8

$$R_d = \eta \frac{G\,f}{\gamma_a}$$

Expresión 9

$$R_{d,\,fi} = \eta_{fi} \frac{G\,k_\theta\,f}{\gamma_{a,\,fi}}\,\kappa$$

Expresión 10

$$S_{d,\,fi} \leq R_{d,\,fi}$$

Expresión 11

$$\theta_a \leq \theta_{cr}$$

R_d, $R_{d,\,fi}$	valor de cálculo del esfuerzo resistente a temperatura ambiente y en situación de incendio, respectivamente
η, η_{fi}	reductor de resistencia asociado a pandeo a temperatura ambiente y en situación de incendio, respectivamente
G	característica geométrica de la sección transversal
k_θ	reductor de la resistencia o del módulo de elasticidad a altas temperaturas
f	propiedad del material (resistencia o módulo de elasticidad), invariable con la temperatura
γ_a, $\gamma_{a,\,fi}$	coeficiente de minoración de las resistencias a la temperatura ambiente y en situación de incendio, respectivamente
κ	factor de ajuste para la situación de incendio
θ_a	temperatura ambiente
θ_{cr}	temperatura crítica

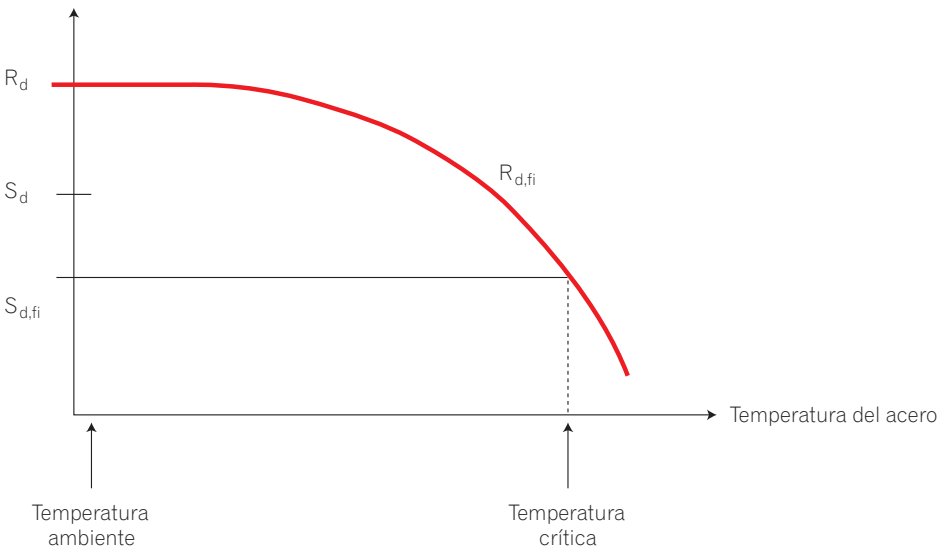

Figura 29
Determinación de la temperatura crítica

Figura 30
Horno para ensayos a altas temperaturas
Furnas (Goiânia - Brasil)

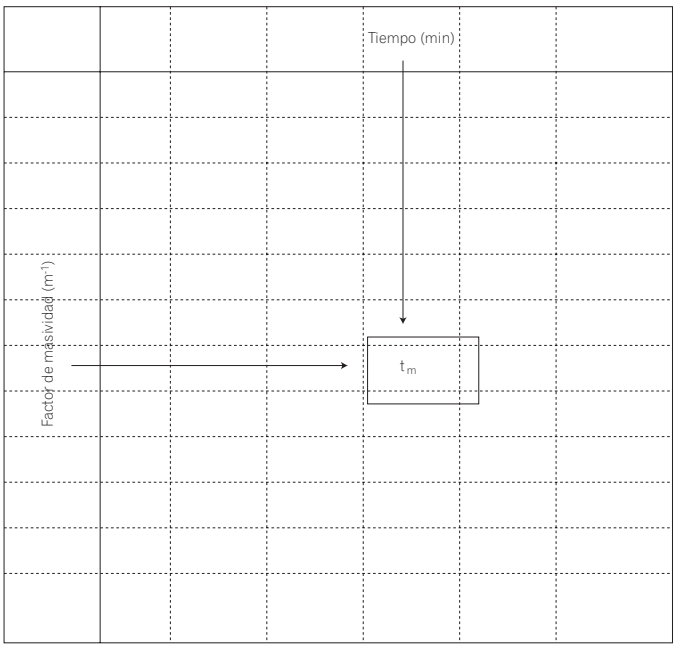

Tabla válida para un determinado valor de temperatura crítica θ_{cr}

Figura 31
Cobertura para materiales de revestimiento contra fuego

Métodos experimentales

Habitualmente se usan resultados experimentales para el dimensionamiento de los revestimientos contra fuego de las estructuras de acero. Esos ensayos son dispendiosos y los resultados solamente pueden ser empleados en las situaciones en que fueron modelados. En el futuro, los métodos teóricos, analíticos o numéricos reemplazarán a los experimentales. Pero los ensayos continuarán siendo imprescindibles para evaluar y entregar los parámetros a los métodos teóricos. Los métodos experimentales en uso procuran unir el análisis térmico al estructural (Figura 30). Presentan resultados tanto más precisos, cuanto más realistas hayan sido los modelos adoptados y, naturalmente, dependen de las condiciones tecnológicas disponibles en el instituto de investigación. Pueden variar desde ensayos simples, donde se realiza solamente un análisis térmico hasta ensayos a gran escala. Los primeros los llamaremos simplificados y todos los demás, realistas.

Ensayos simplificados

Ensayos simplificados son aquellos en los que se mide la temperatura media a que llega una probeta de acero revestido con un determinado espesor de material, sometida al incendio-patrón, y el tiempo para llegar a una temperatura límite preestablecida. No se tiene en cuenta la situación estructural, o sea, el nivel de carga, vinculación, etc. Para efectos de proyecto, se determina el espesor del revestimiento contra fuego a partir de tablas (carta de cobertura), en función del factor de masividad F y del tiempo que transcurre para llegar a la temperatura preestablecida (Figura 31). Este tipo de ensayo tiene la ventaja de ser bastante sencillo para la aplicación en proyectos, pero si las condiciones reales de contorno no fueran idénticas a las ensayadas (contacto con piezas robustas de concreto o mampostería) conduciría a una distribución de temperaturas diferente a la ensayada. Para resolver este caso, se emplea por lo general el artificio citado en el ítem «Elementos de acero en contacto con elementos robustos», con las mismas dificultades que allí se han mencionado.

Ensayos realistas

Los ensayos considerados realistas son aquellos en los que la situación estructural es tenida en cuenta con más precisión, considerando una o más de las siguientes condiciones: de vínculo, cargas, subsistemas estructurales, contactos con elementos robustos, etc. Se considera que la resistencia al fuego ha sido alcanzada al sobrevenir un límite estructural preestablecido, generalmente, una deformación excesiva. Hay resultados de ensayos que son utilizados directamente en el proyecto, como es el caso de los tests del Underwriters Laboratory (UL, 2002) de Chicago, Estados Unidos. Otros, obtenidos en ensayos realizados a escala real son analizados y, a partir de ellos, se desarrollan teorías que se aplican en el proyecto. Este es el caso de los ensayos realizados por BRE en Cardington, Gran Bretaña.

- Ensayos en el UL. El Underwriters Laboratory realiza ensayos en vigas con vínculos similares a los utilizados en la práctica bajo losa cargada (ASTM E119, 2000; UL, 2002). Los resultados se presentan agrupados en: unrestrained beams tests, restrained beams tests y restrained assembly tests. Los dos primeros son aplicados a estructuras que sólo respetan algunas de las características del modelo ensayado y el último a estructuras que respetan fielmente las características del modelo ensayado. El ensayo «unrestrained», al igual que los ensayos simplificados, presupone una temperatura límite media, pero por las condiciones más realistas del ensayo, conduce a resultados más económicos. La condición «restrained», en la que no se impone un límite de temperatura, incorpora la reacción vinculada a la dilatación. Esta reacción es excéntrica al eje de la viga, debido al gradiente térmico a lo largo de la altura (Figura 32). La excentricidad bajo el centro geométrico de la sección transversal de la viga favorece la reducción del momento flector, aumentando por lo tanto la capacidad resistente de la viga y llevando a resultados aún más económicos. Sin embargo, en ese

caso el ingeniero deberá tratar que la deformación (flecha) sea mayor que en la condición unrestrained, puesto que el límite de ensayo va más allá de esa condición. Pueden adoptarse los resultados, si la deformación de la viga no representa problemas para las estructuras que se apoyan en ella, por ejemplo, las vigas de transición.

- Ensayos en Cardington. El British Building Research Establishment (BRE) realizó en la década de los años 1990 ensayos en edificios especialmente construidos para los análisis experimentales. Fueron 3 edificios de acero, de concreto y de madera, de respectivamente 8, 7 y 6 pisos. El edificio de acero fue sometido tanto a incendio-patrón como a incendio natural **(Figura 33)**. Investigadores de diversos institutos de investigación analizaron los resultados. Los incendios severos produjeron pilares con su extremidad achatada, pandeo localizado de vigas y uniones parcialmente rotas, pero sin colapso global. El resultado más impresionante fue el de una viga que alcanzó más de 1.000°C y a pesar de la deformación, no colapsó **(Figura 34)**.

En función de esta constatación el Prof. Colin Bailey de la Universidad de Manchester propuso un método de cálculo para estructuras mixtas. El uso de vigas mixtas conjuntamente con losas mixtas es una solución bastante económica y, al mismo tiempo, segura. En pocas palabras, este es el procedimiento:

Se proyecta el conjunto estructural definiendo claramente las vigas principales y secundarias que soportan la losa mixta, permitiendo que las vigas secundarias alcancen altas temperaturas, a fin de que ellas ya no tengan que resistir la totalidad de la carga que es transmitida por la losa. Hay una transferencia de esfuerzos a la losa y, por consiguiente, a las vigas principales. Las vigas principales han de ser verificadas en relación a estos esfuerzos adicionales. Se permite que la losa de concreto alcance a esfuerzos más allá de lo que normalmente se considere admisible en losas sometidas a flexión. La losa proporciona una alternativa para la transmisión de los esfuerzos al comportarse como una membrana, o sea, es resistente a los esfuerzos de tracción **(Figura 35)**. La losa debe ser dimensionada para esta situación, necesitándose eventualmente armaduras adicionales. El encofrado de acero (steel deck) cierra las fisuras que se abren en la losa, manteniendo la compartimentación. Es así como, teniendo como base un cálculo científicamente demostrado, es posible evitar el revestimiento de las vigas secundarias, sin afectar la seguridad.

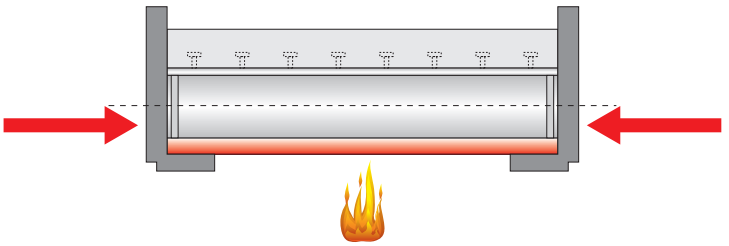

Figura 32
Condición «restrained» de vigas mixtas en situación de incendio

Figura 33
Edificio incendiado en Cardington (Foto SCI)

Figura 34
Aspecto final después de uno de los incendios experimentales en Cardington (Foto SCI)

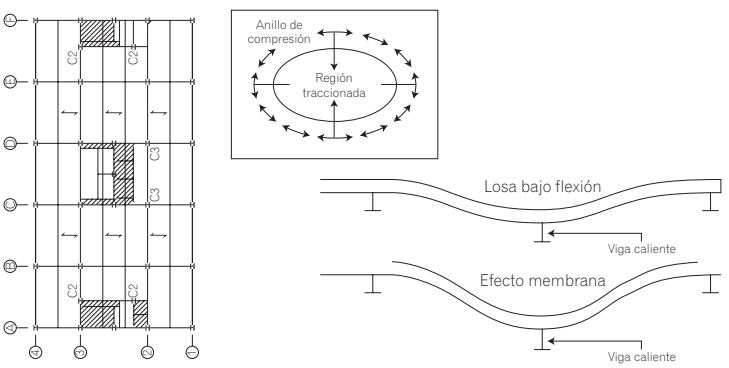

Figura 35
Losa trabajando como membrana en incendio

Figura 36
Edificio en Alejandría después del incendio

Figura 37
Galpón de acero después de incendio

Figura 38
Arriostramiento sin exposición al fuego
(Vargas; Silva, 2003)

Métodos numéricos

Los métodos numéricos dependen de softwares de análisis térmico y estructural. Son tanto más seguros y económicos cuanto más precisas fueron las modelaciones del incendio y de la estructura, ya sea revestida o no. Estos son los que dominarán el proyecto en el futuro.

Casos de incendios severos

Aunque raros, hay casos de edificios de múltiples pisos de concreto que han colapsado parcial o totalmente. Entre ellos: «Military Personnel Record Center» en Overland, MO, Estados Unidos, 1973; la tienda por departamentos «Katrantzos Sport» en Atenas, Grecia, 1980; Sede I y Sede II del edificio de la CESP en São Paulo, Brasil, 1987; Depósito de las tiendas Zelo de textiles, en Barueri, Brasil, 1994; «Condominio Edificio Cacique» en Porto Alegre, Brasil, 1996; Edificio industrial de 6 pisos en Alejandría, Egipto, 2000 (Figura 36); Edificio residencial de 9 pisos, en San Petersburgo, Rusia, 2002; Edificio comercial de 22 pisos de Eletrobrás en Rio de Janeiro, Brasil, 2004, Edificio Windsor en Madrid, España, 2005. (Beitel & Iwankiw, 2002) (Costa, 2002)

En galpones bajos de acero generalmente no hay necesidad de proteger las estructuras, ya que no implican riesgo de vida. Es así como es admisible que estas estructuras no resistan incendios severos (Figura 37).

No se sabe de casos de edificios de múltiples pisos de acero que hayan sufrido un colapso global por incendio. Por lo tanto, se puede concluir que los niveles de protección utilizados han probado ser satisfactorios.

A continuación algunos comentarios sobre casos de edificaciones sometidas a incendios severos.

Golden Plaza Tower, Taichung City, Taiwán

El incendio en este edificio de acero de 22 pisos y 178 m de altura, que ocurrió el 25 de febrero de 2005 duró más de 90 min, registrándose 4 víctimas fatales. Después del incendio no se observaron deformaciones en las vigas principales del edificio. El incendio se inició en el 18° piso. Los pisos 18° y 19° fueron destruidos por la carbonización del material de revestimiento del cierre. La estructura, protegida por TRRF de 120 min., tuvo un buen comportamiento global.

Torre Este del Parque Central de Caracas, Venezuela

El incendio ocurrido el 17 de octubre de 2004, se inició en el piso 34° del edificio más alto de América del Sur y se propagó hasta el último piso, el 56°. El incendio duró más de 17 horas. La superficie de cada piso era de cerca de 40x40 m2. La estructura externa es tubular de concreto y la interna es de acero, con protección TRRF de 4 horas, apoyado en grandes losas pretensadas. El sistema de sprinklers no funcionó, el edificio no estaba suficientemente compartimentado y parte de la protección antitérmica había sido dañado en la instalación. Sólo hubo daños localizados en las vigas secundarias de acero de poco espesor. La estructura principal de acero y la de concreto soportaron bien el incendio.

Torre Windsor, Madrid

El incendio estalló el 13 de febrero de 2005 en el piso 21° de la Torre Windsor, destruyó el tercio superior de uno de los más conocidos edificios de Madrid, que tiene 32 pisos y 106m de altura. La estructura estaba formada por un núcleo de concreto, pórticos de concreto y pilares de acero. No habiendo cómo recuperarlo, el edificio está actualmente en demolición. En la época de su construcción, 1979, no se habían impuesto las exigencias de seguridad contra incendio. Recientemente se habían instalados sprinklers, pero aún no había alimentación de agua. Se estaban instalando los revestimientos contra fuego de las estructuras de acero. El núcleo resistió el fuego, pero algunos de los pórticos de concreto y elementos de acero aún no revestidos colapsaron durante el incendio.

World Trade Center, Nueva York

El 11 de setiembre de 2001, un ataque terrorista destruyó las dos torres del WTC, en NY, y parte del edificio del Pentágono, en Washington. Los dos edificios estuvieron sometidos a incendios muy intensos y las estructuras de acero del WTC y de concreto del Pentágono no resistieron.

Se realizaron diversos estudios para aclarar las causas del colapso de las torres gemelas. Las conclusiones apuntaron a diferentes direcciones: deformaciones axiales exageradas de las vigas-arriostramiento de piso (Usmani et als., 2003); insuficiente espesor del revestimiento contra fuego (Quintiere, 2002); aumento de los esfuerzos en los pilares centrales por la destrucción de parte de ellos debido al choque del avión y el desprendimiento del

revestimiento de las estructuras de acero con la consiguiente reducción de su capacidad resistente en incendio (Kodur, 2003 y NIST, 2005a); deformación axial exagerada del arriostramiento del piso asociada a daño del revestimiento contra-fuego, provocando la flexión de los pilares que no resistieron (NIST, 2005b). La estructura del WTC era bastante sencilla: un gigantesco tubo externo proyectado para resistir los esfuerzos de viento y un conjunto de pilares internos proyectado tan sólo para fuerzas verticales. La unión era una losa apoyada en viguetas metálicas (steel joists) que debían garantizar la estabilidad del conjunto. El choque causó la destrucción parcial del tubo. Esa gigantesca fuerza horizontal no causó el colapso, ya que el tubo poseía capacidad de redistribución de los esfuerzos verticales y porque el edificio había sido proyectado para esfuerzos horizontales de vientos de gran magnitud y choques de avión, aunque de menor envergadura de la realmente alcanzada. El incendio provocado por el choque fue alimentado en parte por el queroseno del avión, que aumentó bruscamente la temperatura de los gases calientes si se le compara con los incendios a base de material celulósico (madera, papel, textiles, etc.). Pero la participación de este tipo de combustible, también, no era tan importante, porque la causa del derrumbamiento de las estructuras, en general, no es el tiempo bajo altas temperaturas, pero sí la temperatura máxima que alcanza el acero y debería suponerse que la protección contra incendios ha sido calculada para esta temperatura elevada. A los pilares centrales se les había retirado el revestimiento y alcanzaron temperaturas más altas que las previstas en el proyecto. En virtud del calor cedieron los arriostramientos aumentando la longitud del pandeo de los pilares. El conjunto de sustentación de las losas colapsó y las losas cayeron unas sobre otras provocando un colapso progresivo, derribando las torres. Lo que se debe enfatizar es que no fue un «incendio» lo que derribó las torres WTC 1 y 2 y sí una sucesión de acciones excepcionales provocadas por un «acto de terrorismo» imprevisto, hasta entonces en proyecto. Por otro lado, la causa de la caída del WTC 7, edificio construido con acero, de 47 pisos, parece haber sido el incendio (las investigaciones aún no han concluido). En el centro del edificio había estructuras de transición que fueron afectadas durante cerca de 7 horas por el intenso calor, proveniente de la explosión de una tubería de transporte de combustible a base de hidrocarburos. Esta alta temperatura prolongada es completamente diferente a la de un incendio, por severa que sea pero convencional, en que se da una brusca elevación de la temperatura y su posterior descenso. Simplificando podría decirse que el incendio en el WTC 7 recuerda los incendios ocurridos en túneles. Por consiguiente, a pesar del colapso, no puede ser considerado como un incendio convencional.

Lecciones de la tragedia del WTC

WTC 1 y 2: Un mayor número de personas podrían haberse salvado si las rutas de escape hubiesen sido proyectadas en mejor forma. A pesar de no haber sido un simple incendio, demostró lo que se sabe desde más de un siglo: las estructuras de acero pueden colapsar en un incendio si no fueron proyectadas adecuadamente para esta situación. Los edificios muy altos, con probabilidad de ser el blanco de actos de terrorismo, han de ser proyectados con cuidados adicionales en relación a los aplicados a edificios convencionales. Los edificios convencionales pueden seguir utilizando las técnicas clásicas o los métodos modernos de dimensionamiento de estructuras en situación de incendio. Estas conclusiones son válidas para edificios de cualquier material estructural.

WTC 7: En caso de que los resultados preliminares de las investigaciones se confirmaran pueden inferirse algunas lecciones: La posibilidad de que ocurra un incendio prolongado a base de hidrocarburos, a semejanza de lo que puede suceder en túneles, debe ser prevenida aplicando cuidados especiales. Los elementos más importantes para la seguridad estructural global deben ser tratados en forma diferenciada. La ingeniería de seguridad contra incendios puede aportar mucho a los casos atípicos. Una mayor protección para los elementos más importantes y una menor para los elementos secundarios traerán consigo, simultáneamente, seguridad y economía.

Edificios con estructuras de acero sin revestimiento

Hay edificaciones cuyas características hacen que sea mínima la probabilidad de óbitos por desmoronamiento a causa de incendio. En estos casos puede ser dispensada la verificación de la seguridad estructural (IISI, 2004). Sin embargo, la comprobación científica de este hecho puede ser muy compleja. Los códigos o normas de varios países eximen sumariamente de la verificación de seguridad estructural a edificios en los que por su uso, sus dimensiones o sus dispositivos de protección activa, hay un bajo riesgo de vida en incendio. Pueden citarse los casos de Estados Unidos (ICC, 2000), Nueva Zelanda, Australia (BCA, 2004), Brasil (NBR 14432:2000), Portugal (1989) y Finlandia (2002). En las demás edificaciones, para las cuales hay exigencias de resistencia al fuego y aun así, es posible utilizar elementos de acero sin revestimiento, siempre que se demuestre que el esfuerzo actuante es menor que el esfuerzo resistente en incendio. Esto puede demandar cálculos complejos. Sin embargo, existen algunas verificaciones simples o métodos analíticos exentos de complejidad que pueden ser utilizados para demostrar que hay seguridad sin revestimiento. Véase los ejemplos de algunas situaciones en la Tabla 1.

Tabla 1
Elementos de acero sin revestimiento contra fuego

Constatación inmediata	Análisis térmico o estructural simplificado
Elementos confinados (escapes de emergencia, pilares internos de mampostería)	Steel-deck con armadura inferior adicional (EC 4, 2005)
Estructuras externas junto a paredes sin aberturas (Figura 38)	Vigas secundarias para steel-deck dimensionado para incendio (Newman et al., 2000), (Bailey, 2000)
Cubiertas de edificios distantes de las edificaciones vecinas (Build. Reg, 2002), (SCI, 2002)	Cubiertas sobre pilares dimensionados para incendio (SCI, 2002), (BSI, 1990)
Steel-deck c/ TRRF=30 min (EC 4, 2005)	Arriostramientos de edificios de baja altura
Pilares mixtos de acero y concreto, totalmente revestidos, con límites dimensionales (EC 4, 2005)	Estructuras externas con $\theta_a \leq \theta_{cr}$ (AISI, 1979), (EC1, 2002), (EC3, 2005)

Bibliografía

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE «Fire Safe Structural Steel - A Design Guide». Washington. 1979.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago. 2005

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS (ASTM E-119) - Standard test methods for fire tests of building constructions and material. West Conshohocken (USA). 2000.

ASSOCIACIÓN BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas. Procedimento. NBR 8681. Rio de Janeiro. 2004.

ASSOCIACIÓN BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situación de incendio. NBR 14323. Rio de Janeiro. 1999.

BAILEY, C. G. Design of steel structures wit composite slabs at the fire limit state. Building Research Establishment. Reino Unido. 2000.

BEITEL, J. J.; IWANKIW, N. R.; Analysis of Needs and Existing Capabilities for Full-Scale Fire Resistance Testing. Gaithersburg. 2002.

BCA. Building Code of Australia. Vols. 1 + 2. Canberra: CanPrint Communications Pty Ltd., 2004.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. Structural use of steelwork in building. Part 8 Code of practice for fire resistant design. London. 1990

BRITISH STANDARD INSTITUTION. Fire Tests on Building Materials and Structures - Methods for Determination of the Contribution of Components to the Fire Resistance of a Structure. BS476: Part 23. London, 1987.

BUCHANAN, A. H. (editor). Fire Engineering Design Guide. Center for Advanced Engineering University of Canterbury. Christchurch. 1994

BUCHANAN, A. H. Structural Design for Fire Safety. Wiley. England. 2002

BUILDING REGULATIONS. Fire Safety. Amendments 2002 to Approved Document B. HMSO: London, 2002.

COSTA, C. N. Estruturas de concreto em situaçáó de incendio. Dissertaçáó de Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas,

Escola Politécnica de la Universidade de Sáó Paulo. 2002.

DEUTSCHES INSTITUT FÚR NORMUNG. Structural fire protection in industrial buildings. DIN 18230. Part 1. Berlin. 1998.

DRYSDALE D. An introduction to fire dynamics. Wiley. Great Britain. 2000.

EC1. Basis of design and actions on structures. Actions on structures exposed to fire. Eurocode 1 - Part 1-2. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Brussels. 2002.

EC2. Design of concrete structures. Structural fire Design. Eurocode 2 - Part 1-2. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Brussels. 2004.

EC3. Design of steel structures. Structural fire design Eurocode 3 - Part 1.2. (ENV 1993-1-2). EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION.Brussels. 1995.

EC3. Design of steel structures. Structural fire design. Eurocode 3 - Part 1.2 (prEN 1993-1-2). EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Brussels. 2005.

EC4. Design of composite steel and concrete structures. Structural fire design Eurocode 4 - Part 1-2. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Brussels. 2005.

EC5. Design of timber structures. Structural fire design. Eurocode 5- Part 1-2 EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Brussels. 2004.

EC 6. Design of masonry structures. Structural fire design. Eurocode 6 - Part 1-2. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Brussels. 2005.

EC9. Design of aluminium structures. Structural fire design. Eurocode 9 - Part 1-2. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Brussels. 1998.

Finlandia (país). THE NATIONAL BUILDING CODE OF FINLAND. MINISTRY OF THE ENVIRONMENT. Helsinki. 2002.

FRANSSEN, J. M.; ZAHARIA, R. Design of Steel Structures Subject to Fire. Université de Liège. Liège. 2005.

KODUR, V.K.R. FIRE RESISTANCE ISSUES IN THE COLLAPSE OF THE WTC TOWERS. National Research Council of Canada. Ottawa. 2003.

IISI. Fire Engineering Design for Steel Structures: State of the Art. International Iron and Steel Institute. Brussels. 1993.

IISI. Fire Safe Multi-storey Buildings. Economic Solutions in Steel. International Iron and Steel Institute. Brussels. 2004

ICC - International Building Code. International Code Council. USA. 2000

INTERNATIONAL STANDARDIZATION FOR ORGANIZATION - Fire-resistance tests - Elements of building construction. ISO 834. Genève.1994.

MÖRSCH, E. Teoría y práctica del hormigón armado. Tomo I. Versão del alemán. M. Editorial Gustavo Gili. Barcelona. 1948.

NIST. Probable Collapse Sequences for Both Towers Finalized; Reports Issued for Three Projects. National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg. 2005a.

NIST. Final report on the collapse on the world trade center towers. National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg. 2005b.

PETTERSSON,O.; MAGNUSSEN,S.; THOR, J.; Fire engineering design of steel structures. Swedish Institute of Steel Construction. Stockholm. 1976.

NEWMANN, G. M.; ROBISON, J. T.; BAILEY, C. G. Fire Safe Design. A new approach to multi-storey steel framed building. Steel Construction Institute. Reino Unido. 2000.

PORTUGAL (país). Decreto n° 426 de 6 de dezembro de 1989. Medidas cautelares de segurança contra riscos de incendio em centros urbanos antigos. Diário de la República, Ministérios de la administración interna e de las obras públicas, transportes e comunicações, Lisboa, 1989.

PURKISS, J. A. Fire safety engineering design of structures. Oxford: Butterworth Heinemann, 1996.

QUINTIERE J.G.; DI MARZO M.; BECKER R. A suggested cause of the fire-induced collapse of the World Trade Towers. Fire Safety Journal. Elsevier. 2002.

RANBY. A.; INHA. T.; MYLLYMÄKI, J. Structural Steel fire Design. Finnish Constructional Steelwork Association, Norwegian Steel Association, Swedish Institute of Steel Construction. Estocolmo. 2000

SILVA, V. P. Estruturas de aço em situção de incendio. Zigurate Editora. São Paulo. 2004.

SILVA, V. P.; Determination of the temperature of thermally unprotected steel members under fire situations. Considerations on the section factor». Latin American Journal of Solids & Structures. 2005a. (in press)

SILVA, V. P.; Determination of the steel fire protection material thickness by analytical process - A simple derivation. «Engineering Structures». Reino Unido, v. 27, n. 14, p. 2036-2043, 2005.

SILVA, V. P.; FAKURY, R. H.; «Brazilian Standards for steel structures fire design». Fire Safety Journal, vol 37/2. p. 217-227. Elsevier. Great Britain. 2002.

SOCIETÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES (SIA). La resisténce au feu des parties de construction métallique. Méthode de calcul pour la classification. Centre Suisse de la Construction Métallique. Zurich. 1999.

SCI. Steel storey steel framed buildings in fire boundary conditions. Steel Construction Institute. Reino Unido. 2002.

UNDERWRITERS LABORATORY. Directory. Fire Resistance. Ilinois. 2002

Usmani, A. S.; Chung, Y. C.; Torero, J. L. How did the WTC towers collapse: a new theory. Fire Safety Journal. Elsevier. 2003.

VARGAS, M. R.; SILVA, V. P. Resistência ao fuego das estruturas de aço». Manual de la construção em aço. CBCA -Centro Brasileiro de la Construção em Aço. Rio de Janeiro. 2003.

VILA REAL, P. Incendio em Estruturas Metálicas. Cálculo Estrutural. Edições Orion. Portugal. 2003

WANG, Y. C. Steel and Composite Structures. Behaviour and Design for Fire Safety. Spon press. London. 2002.

WICKSTRÖM, U. Temperature analysis of heavily-insulated steel structures exposed to fire. Fire Safety Journal (vol. 9), 1985a.

WICKSTRÖM, U. Application of the standard fire curve for expressing natural fires for design proposes. Fire Safety Science and Engineering. ASTM STP 882. p 145-159. Philadelphia. 1985.