

Estrategias de diseño para el cumplimiento de una resistencia al fuego R15 en estructuras industriales mediante el empleo del acero galvanizado

Design Strategies for Meeting R15 Fire Resistance in Industrial Structures Using Galvanized Steel

Ana Espinós^{*a}, Manuel L. Romero^a, Javier Tundidor^b

^a Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH),
Universitat Politècnica de València, Valencia, Spain

^b Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG), Paseo de la Castellana 143 – 1ªA, 28046 Madrid, Spain

Recibido el 5 de septiembre de 2022; revisado el 28 de abril de 2023; aceptado el 10 de mayo de 2023

RESUMEN

La resistencia al fuego de la estructura portante es una de las exigencias básicas que ha de ser verificada en toda obra de construcción. Estudios recientes han demostrado una ligera ventaja del acero galvanizado frente al acero al carbono en cuanto a lo que a resistencia al fuego se refiere. Este comportamiento más favorable del acero galvanizado se debe a su menor emisividad a temperaturas por debajo de los 500 °C, lo que permite dotar a la estructura de una mejora inherente en términos de resistencia al fuego en el rango entre 15 y 30 minutos. En España, este rango de tiempos requeridos puede encontrarse fácilmente dentro del ámbito de la edificación industrial. En estos casos, es posible cumplir las exigencias de resistencia al fuego utilizando el acero galvanizado, evitando de esta forma tener que proteger la estructura mediante materiales de protección pasiva.

En este artículo se pretende acercar al proyectista al cálculo de la resistencia al fuego de elementos estructurales de acero galvanizado, a través de la presentación de un ejemplo de cálculo guiado donde se compararán los beneficios que aporta el acero galvanizado frente al acero al carbono en este tipo de situaciones

PALABRAS CLAVE: Resistencia al fuego, acero galvanizado, estructuras industriales, normativa.

©2023 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The fire resistance of the load-bearing structure is one of the basic requirements that must be verified in every construction project. Recent studies have shown a slight advantage of galvanized steel over carbon steel in terms of fire resistance. This more favourable behaviour of galvanized steel is due to its lower emissivity at temperatures below 500 °C, which gives the structure an inherent enhancement in terms of fire resistance in the range between 15 and 30 minutes. In Spain, this range of required fire resistance times can be easily found within the industrial building sector. In these cases, it is possible to meet the fire resistance requirements by using galvanized steel, thus avoiding the need to protect the structure with passive protection materials.

The aim of this article is to bring the designer closer to the calculation of the fire resistance of galvanized steel structural elements, through the presentation of a worked example where the benefits of galvanized steel as compared to carbon steel in this type of situation will be highlighted.

KEYWORDS: Fire resistance, galvanized steel, industrial structures, design codes.

©2023 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: aespinos@mes.upv.es (Ana Espinós)

I.

INTRODUCCIÓN

De cara a dar cumplimiento al requisito básico “Seguridad en caso de incendio” establecido por el Reglamento de la Unión Europea 305/2011 [1], la estructura portante de los edificios debe mantener su capacidad de sustentación durante un período de tiempo determinado, denominado “tiempo de resistencia al fuego” (R), expresado en minutos. Tradicionalmente, la resistencia al fuego exigible a los elementos estructurales se ha satisfecho de forma prescriptiva a través de la selección adecuada de materiales, mediante protecciones o mediante ensayos normalizados asociados a cada tipo de requerimiento de resistencia al fuego.

Para conseguirlo, deben fijarse primero las exigencias de tiempo de resistencia al fuego de las estructuras, que se establecen en las reglamentaciones nacionales dependiendo del número de plantas, del uso del edificio y de las medidas activas de protección (tiempo que puede estar comprendido entre 15 y 180 minutos). Por otro lado, se debe dotar a las estructuras de capacidad suficiente para resistir el tiempo anteriormente exigido al producirse el incendio.

En lo referente a la exigencia de tiempo de resistencia al fuego, existen en España dos normas que prescriben los tiempos necesarios, una para el ámbito de la edificación industrial (“Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales”, RSCIEI) [2] y otra para el ámbito de la edificación no industrial (“Código Técnico de la Edificación”, CTE) [3].

El RSCIEI se aplica a los edificios o a las partes de los mismos que albergan en su interior establecimientos de carácter industrial. El CTE, sin embargo, ha de aplicarse a los edificios de cualquier otro uso que excluya a los anteriores.

El RSCIEI es eminentemente prescriptivo, y se ocupa únicamente de establecer los requisitos y condiciones que han de satisfacer los establecimientos e instalaciones de uso industrial para su seguridad en caso de incendio. Establece exigencias de tiempo en materia de Estabilidad al Fuego de los elementos estructurales, sin embargo, no facilita metodologías con las que demostrar su cumplimiento.

El CTE en cambio, en su Documento Básico Seguridad en caso de Incendio (DB SI), establece reglas y procedimientos que permiten dar cumplimiento a las exigencias básicas de seguridad en caso de incendio. Especifica parámetros objetivos y procedimientos cuyo cumplimiento asegura la satisfacción de las exigencias básicas y la superación de los niveles mínimos de calidad propios del requisito básico de seguridad en caso de incendio.

De las seis exigencias básicas de seguridad en caso de incendio (SI) que establece el CTE, la exigencia nº 6 “Resistencia al fuego de la estructura” está desarrollada en el DB SI-6, cuyo Anejo D se dedica específicamente a las estructuras ejecutadas en acero. En particular, se establecen métodos simplificados que permiten determinar la resistencia al fuego de los elementos estructurales de acero ante el modelo de incendio representado por la curva normalizada tiempo-temperatura.

Además, coexiste con esta normativa a nivel nacional el nuevo Código Estructural [4] (Real Decreto 470/2021), que en su Título 3 dedicado a las Estructuras de acero, en particular el Capítulo 20, Artículo 89 regula el “Proyecto de estructuras de acero frente al fuego”, desarrollando con mayor

extensión en su Anejo 23 las reglas generales para el proyecto de estructuras sometidas al fuego. Este Anejo es una transcripción de la Parte 1.2 del Eurocódigo 3 [5] (EN 1993-1-2): “Proyecto de estructuras de acero. Reglas para el proyecto de estructuras de acero frente al fuego.”, conteniendo ambas normativas los mismos métodos de cálculo y siendo prácticamente coincidentes en su articulado, por lo que indistintamente se hará referencia a una u otra.

En resumen, el amplio marco normativo existente en estos momentos en España en materia de seguridad en caso de incendio para las estructuras, se puede sintetizar en la [tabla 1](#).

TABLA 1.
Resumen de la normativa de aplicación en materia de seguridad en caso de incendio.

	<i>Norma</i>	<i>Ámbito</i>
Exigencia de tiempo de resistencia al fuego	CTE DB SI-6	No industrial
	RSCIEI	Industrial
Verificación (métodos de cálculo)	CTE DB SI-6 (Anejo D)	Acero
	Código Estructural (Anejo 23)	Acero
	EN 1993-1-2	Acero

En el presente artículo se explica en detalle la forma de obtener la exigencia de tiempo de resistencia al fuego de la estructura, centrándose en el ámbito industrial, y se aplican los métodos de comprobación de la capacidad portante en situación de incendio establecidos en la normativa a estructuras de acero galvanizado.

2.

COMPORTAMIENTO DEL ACERO GALVANIZADO FRENTE AL FUEGO

La galvanización en caliente consiste en la formación de un recubrimiento de zinc y/o de aleación(es) de zinc-hierro sobre productos de hierro y acero mediante inmersión de los mismos en un baño de zinc fundido, previa adecuada preparación de su superficie. Esta técnica es ampliamente empleada para proteger las piezas de acero frente a la corrosión.

En España, la Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG) representa a la industria de la galvanización en caliente desde 1965 como una asociación sin ánimo de lucro e independiente. En la página web de esta asociación [6] se puede encontrar valiosa información (fichas, guías, procedimientos, normativas, etc.) sobre el proceso de galvanización en elementos estructurales de construcción y sus uniones.

La norma UNE-EN ISO 1461 [7] es la norma aplicable a los recubrimientos que se obtienen en las instalaciones de galvanización en caliente sobre piezas y artículos diversos fabricados con materiales férreos (hierro, acero, fundición, etc.). Esta norma especifica los valores mínimos admisibles del espesor de los recubrimientos en función del espesor del material de base (por ejemplo, 85 micras para espesores mayores de 6 mm).

Las propiedades mecánicas de los aceros galvanizados (resistencia, rigidez y densidad) se asumen iguales a los del acero original. Sin embargo, las propiedades relacionadas con el acabado superficial tras aplicar el baño de zinc son diferentes, influyendo esto en cierta medida sobre el comportamiento térmico de este tipo de estructuras cuando están expuestas al fuego.

Como se demostrará en la sección siguiente, la temperatura que alcanzan las estructuras de acero depende, entre otros factores, de la emisividad superficial del material (ϵ_m), que equivale al coeficiente de absorción de una superficie, es decir, a la relación entre el calor radiante absorbido por una superficie determinada y el absorbido por la superficie de un cuerpo negro. La versión actual del Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] fija un valor de emisividad para los aceros sin galvanizar igual a 0.7.

Sin embargo, son muchos los estudios actuales que demuestran que el aspecto brillante debido al zinc en la superficie de los aceros galvanizados influye en los valores de la emisividad, reduciéndose a valores mucho menores (0.29-0.40) [8].

Aunque este efecto era conocido desde hace décadas, sólo la realización de proyectos de investigación desde la Czech Technical University (CTU) en Praga, Tampere University of Technology en Finlandia, Effectis-CTICM en Francia o la Technical University of Munich (TUM) han generado el suficiente conocimiento científico para fijar unos valores fiables cercanos a 0.35 [8].

Por otra parte, se ha demostrado que la capa superficial de zinc comienza a fundirse con las fases intermetálicas del acero en un rango que va desde los 419°C hasta los 670°C, conservando la propiedad de protección anticorrosiva, pero perdiendo la mejora de la emisividad una vez pasados los 500°C. Debido a esto, la nueva versión del Eurocódigo 3 Parte 1.2 (en fase de borrador) [9] ha introducido en su Art. 5.2.1.1 una corrección en la emisividad superficial del acero, véase tabla 2.

TABLA 2.
Emisividad superficial (ϵ_m) para diferentes tipos de acero, según revisión propuesta del EN 1993-1-2 Art. 2.2(2) [9].

Tipo de acero	$\theta \leq 500$ °C	$\theta > 500$ °C
Acero al carbono		0.7
Acero galvanizado ¹	0.35	0.7

Como se verá en el apartado 3.1, las estructuras de acero desprotegidas incrementan muy rápidamente su temperatura durante un incendio, llegando a temperaturas de 500°C antes de alcanzar los 10 minutos, aunque esto dependerá de la relación entre el perímetro de la sección de acero y su área seccional (lo que se denominará factor de sección o masividad). Para secciones de mayor masividad, esta temperatura se alcanzará en tiempos cercanos a los 20-25 minutos.

La otra propiedad que influirá ligeramente sobre el calentamiento del perfil de acero es la emisividad, que permitirá retrasar dicha temperatura en tiempos del orden de 5 minutos.

Es por esto que es en aquellas estructuras que deben soportar un incendio de 15-30 minutos de duración (exigencia R15 o R30) donde se puede sacar mayor ventaja al comportamiento favorable del acero galvanizado frente al acero al carbono a temperatura elevada

3. COMPROBACIÓN DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL DE ACERO EN SITUACIÓN DE INCENDIO

La comprobación de la resistencia a fuego de un elemento estructural se puede realizar mediante tres enfoques alternativos, en función de qué variable principal se estudie:

- Método en el Dominio del Tiempo: $t_{fi,d} \geq t_{fi,req}$
Para ello es necesario utilizar modelos avanzados de cálculo, basados en el método de elementos finitos, diferencias finitas, etc.
- Método en el Dominio de la Resistencia: $R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d}$
Es aplicable mediante cálculos sencillos, determinando la resistencia reducida a la temperatura alcanzada en el incendio.
- Método en el Dominio de la Temperatura: $\theta_{cr} \geq \theta_d$
Es el método más habitual para elementos sometidos a tracción o flexión, consistente en limitar la temperatura alcanzada por el elemento estructural en situación de incendio a una temperatura llamada “crítica”.

Tanto el CTE DB SI-6 [3] como el Anejo 23 del Código Estructural [4], que transcribe el articulado del Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5], permiten utilizar los métodos basados en el dominio de la resistencia y en el dominio de la temperatura.

Para cualquiera de ellos se necesita previamente:

- Escoger un modelo de incendio. Los métodos simplificados de cálculo se basan en el empleo de la curva normalizada tiempo-temperatura ISO 834.
- Estudiar el problema de transmisión de calor (conducción, convección y radiación) desde el incendio hasta la estructura, para poder calcular así la temperatura que ésta alcanza.
- Evaluar cómo afecta la temperatura a los materiales de los que está compuesta la estructura (acero, hormigón, madera, etc.).
- Calcular las acciones que se producen en situación de incendio que, al ser una situación accidental, son menores que a temperatura ambiente.
- Una vez conocido esto, se decidirá utilizar una metodología a emplear (dominio de la resistencia o la temperatura). Ambas metodologías permitirán relacionar la variable estudiada con la variable tiempo de resistencia, pudiendo así concluir si la estructura cumple o no con la exigencia de tiempo de resistencia al fuego establecida por la normativa (R).
- Si no cumple la resistencia al fuego prescrita, se decidirá proteger la estructura, escogiendo entre los diferentes materiales de protección pasiva y soluciones existentes.

En este artículo se busca evitar esta última opción y aprovechar el comportamiento más favorable del acero galvanizado

¹ Acero galvanizado según la norma EN ISO1461 y con composición de acero de acuerdo a la Categoría A o B de la norma EN ISO 14713-2 [9], tabla 1.

en situación de incendio, de cara a obtener tiempos de resistencia al fuego en el rango entre 15 y 30 minutos.

3.1. Cálculo de la temperatura del acero

Como se ha comentado en el apartado anterior, es necesario conocer a través de la resolución del problema de transmisión de calor desde el incendio hasta la estructura, cuál es la temperatura que alcanza el acero expuesto al fuego.

Pese a que se trata de un problema complejo, la elevada conductividad del acero hace que la sección se caliente de manera uniforme (siempre y cuando su exposición así lo sea), lo que permite plantear el problema como cero-dimensional de cara a su resolución, asumiéndose que todo el perfil se encuentra a la misma temperatura en cada instante de tiempo.

Al admitir el acero una representación de la temperatura uniforme en el dominio, la resolución del problema puede simplificarse sustancialmente, pudiendo calcularse de manera sencilla la variación de la temperatura del perfil en el tiempo mediante la aplicación de métodos incrementales que pueden resolverse paso a paso.

Si se realiza un balance energético básico, el incremento de la temperatura del acero sin protección puede obtenerse según la siguiente expresión, recogida en Art. 4.2.5.1 del EN 1993-1-2 [5] o, alternativamente, en el artículo homónimo del Anejo 23 del Código Estructural [4]:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m / V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (1)$$

donde:

- k_{sh} es el coeficiente de corrección del efecto sombra;
- A_m / V es el factor de sección para elementos de acero sin protección [m^{-1}], véase tabla 4.2 del EN 1993-1-2 [5];
- c_a es el calor específico del acero [J/kgK];
- ρ_a densidad del acero (puede suponerse independiente de la temperatura y de valor $\rho_a = 7.850 \text{ kg/m}^3$);
- $\dot{h}_{net,d}$ es el valor de cálculo del flujo neto de calor por unidad de superficie [W/m^2];
- Δt intervalo de tiempo [segundos] (no debería superar los 5 segundos).

En cuanto al valor del calor específico del acero, c_a , el CTE DB SI-6 [3] en su apartado D2.3(2) indica que éste puede suponerse independiente de la temperatura, tomándose un valor constante de 600 J/kgK , si bien de forma más realista, es posible considerar su variación con la temperatura, según lo indicado en el Art. 3.4.1.2 del EN 1993-1-2 [5] o, alternativamente, en el artículo homónimo del Anejo 23 del Código Estructural [4].

El valor de cálculo del flujo neto de calor por unidad de superficie ($\dot{h}_{net,d}$) puede obtenerse como suma del valor del flujo de calor por radiación y por convección, a través de la siguiente expresión:

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) + \phi \varepsilon_f \varepsilon_m \sigma [(T_r + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4] \quad (2)$$

donde:

- α_c coeficiente de transferencia de calor por convección (valor recomendado por el EN 1991-1-2 [11] para la curva

estándar de fuego: $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$);

- ε_f emisividad del fuego (valor recomendado por el EN 1993-1-2: $\varepsilon_f = 1$);
- ε_m emisividad superficial del material (es en esta variable donde interviene favorablemente el efecto del acero galvanizado, véase apartado 2);
- ϕ factor de configuración (puede tomarse $\phi = 1$ si no existen datos específicos);
- σ constante de Stephan-Boltzmann ($\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$);
- θ_g temperatura del gas en el sector de incendio [$^{\circ}\text{C}$];
- θ_r temperatura de radiación efectiva en el sector de incendio (puede tomarse igual a la del gas) [$^{\circ}\text{C}$];
- θ_a temperatura superficial del elemento [$^{\circ}\text{C}$];

La ecuación (1) representa la solución al problema de transmisión de calor de una forma incremental, por lo que debe resolverse paso a paso a través de un procedimiento iterativo.

Para poder aplicar esta ecuación y poder así construir la curva de calentamiento del perfil de acero, es necesario previamente calcular el factor de forma (A_m/V), también denominado “masividad”. Este factor representa la relación entre la superficie lateral por donde entra flujo de calor (por convección y radiación) y el volumen de material que se calienta. Al calcularse por unidad de longitud, este factor se convierte en una relación entre el perímetro lateral de la sección por donde entra calor (P_m), dividido por el área de acero que se calienta (A), véase figura 1 para un perfil en doble T expuesto a cuatro caras.

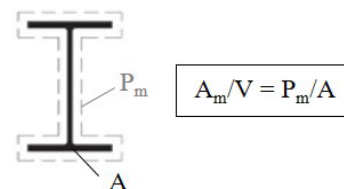


Figura 1. Definición del factor de sección de un perfil de acero.

Por otro lado, el coeficiente de corrección “ k_{sh} ” tiene en cuenta el efecto favorable que las “sombras” de ciertas partes del perfil ejercen frente a la emisión radiante en situación de exposición al fuego, retrasando su calentamiento. Esto sucede en perfiles “no convexos”, como los perfiles abiertos.

Para secciones transversales con forma convexa (por ejemplo, secciones huecas rectangulares o circulares) completamente envueltas por el fuego, el efecto sombra no interviene y, en consecuencia, el coeficiente de corrección se toma igual a la unidad.

En la *Guía de diseño* desarrollada por los autores y distribuida por ATEG [12], se puede encontrar una explicación detallada sobre el cálculo del factor de sección y del coeficiente de corrección del efecto sombra.

3.2. Curva de fuego normalizada

En la ecuación (2), la variable θ_g representa la temperatura que adquieren los gases en el interior del recinto incendiado. Entre los distintos modelos de incendio disponibles –que no son objeto de esta publicación–, en la aplicación de los modelos de cálculo simplificados para la comprobación de la capa-

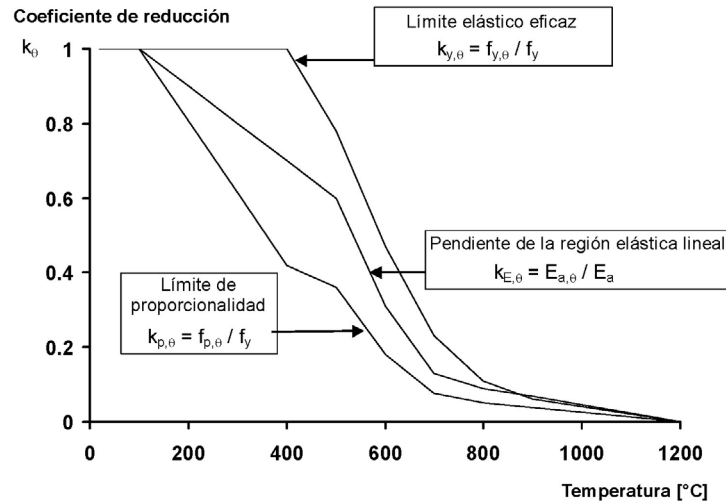


Figura 2. Coeficientes de reducción para la relación tensión-deformación del acero al carbono a temperaturas elevadas (figura 3.2 EN 1993-1-2 [5]).

cidad portante de elementos individuales se emplea la curva normalizada tiempo-temperatura ISO 834 [13], también conocida como curva de fuego “estándar”. Este modelo considera que el fuego se encuentra totalmente desarrollado dentro del sector de incendio, lo que sucede cuando todo el material combustible del recinto entra en combustión, instante conocido en inglés como “flashover”. En estas condiciones, se puede suponer de manera razonable que la temperatura a lo largo de todo el recinto incendiado es uniforme.

La ecuación que permite obtener la evolución de la temperatura del gas según la curva ISO 834 es la siguiente:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (3)$$

donde t es el tiempo en minutos y la temperatura se obtiene en °C.

3.3. Propiedades mecánicas del acero a temperatura elevada

El cálculo de la resistencia al fuego de un elemento estructural de acero se basa en la variación con la temperatura de las propiedades mecánicas del material (tensión de fluencia, límite de proporcionalidad, módulo elástico).

En el Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] o alternativamente en el Anejo 23 del Código Estructural [4], Artículo 3.2 “Propiedades mecánicas de los aceros al carbono”, los parámetros $f_{y,\theta}$ (límite elástico), $f_{p,\theta}$ (límite de proporcionalidad) y $E_{a,\theta}$ (módulo de elasticidad) para una determinada temperatura del acero θ_a , se obtienen aplicando los coeficientes de reducción ($k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$, $k_{E,\theta}$) a los valores conocidos de temperatura ambiente (f_y , E_a , etc.). Estos coeficientes de reducción pueden obtenerse de la tabla 3.1 del EN 1993-1-2 representarse o alternativamente a través de la figura 2.

En la figura 2 se puede observar que la rigidez ($k_{E,\theta}$) se reduce más rápidamente en función de la temperatura que la resistencia ($k_{y,\theta}$). Esto implicará que la esbeltez reducida varía también con la temperatura. Es por esto que el CTE DB SI-6 [3] incluye tanto el factor de reducción del límite elástico, como adicionalmente un factor para obtener la esbeltez a temperatura elevada:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = k_{\lambda,\theta} \cdot \bar{\lambda} \quad (4)$$

El valor del coeficiente corrector de la esbeltez ($k_{y,\theta}$) se incluye en el CTE DB SI-6 en la tabla D.2, que se reproduce en la tabla 3.

TABLA 3. Valores de los parámetros mecánicos del acero en función de la temperatura (tabla D.2 del CTE DB SI-6).

Temperatura (°C)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200
$k_{y,\theta}$	1.00	1.00	1.00	1.00	0.78	0.47	0.23	0.11	0.06	0.04	0.00
$k_{\lambda,\theta}$	1.00	1.05	1.11	1.19	1.14	1.23	1.33	-	-	-	-

Nota: los valores de $k_{y,\theta}$ para 800, 900, 1000 y 1200 °C no se han incluido en esta tabla, pero podrían obtenerse a partir de sustituir los valores correspondientes de $k_{y,\theta}$ y $k_{E,\theta}$ en la ecuación (4).

3.4. Determinación de las acciones en situación de incendio

El efecto de las acciones de cálculo en situación de incendio ($E_{fi,d}$) se puede estimar a partir del efecto de las acciones de cálculo a temperatura normal (E_d), obtenidas del análisis global de la estructura para temperatura ambiente, reduciendo sus efectos un valor proporcional [11]:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (5)$$

donde η_{fi} es el coeficiente de reducción de las acciones en situación de incendio, dado por la siguiente expresión:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (6)$$

con $\gamma_G = 1.35$; $\gamma_{Q,1} = 1.5$.

En su Nota 2, el Art. 2.4.2 del Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5], permite una simplificación aún mayor, recomendado direc-

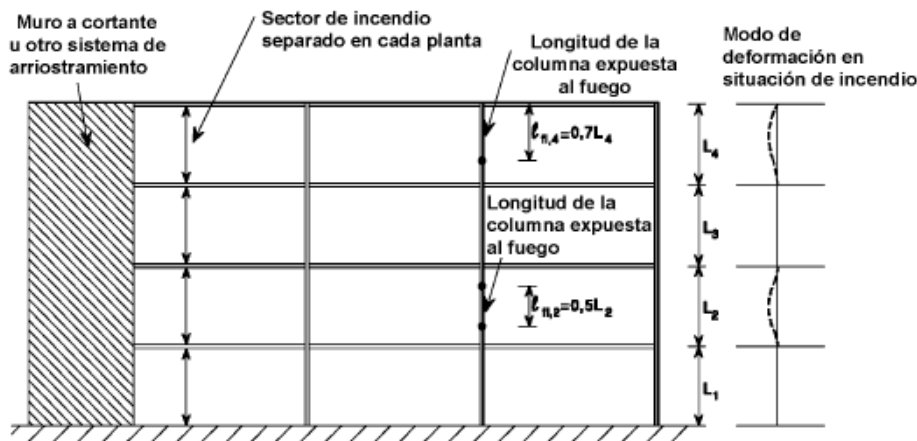


Figura 3. Longitudes de pandeo de columnas en entramados arriostrados (figura 4.1 EN 1993-1-2 [5]).

tamente utilizar un valor de $\eta_{fi} = 0.65$, excepto para zonas susceptibles de la acumulación de objetos, incluidas las zonas de acceso (es decir zonas de almacenamiento con sobrecargas de acuerdo a la categoría E), donde se recomienda adoptar el valor $\eta_{fi} = 0.7$.

3.5. Metodología de cálculo en situación de incendio

Como se ha comentado antes, tanto el CTE DB SI-6 [3] como el Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] y en consecuencia el Anejo 23 del Código Estructural [4], permiten utilizar dos enfoques metodológicos complementarios para la comprobación de los elementos estructurales en situación de incendio: uno basado en el dominio de la resistencia y otro en el dominio de la temperatura. Estos dos enfoques se presentan a continuación.

3.5.1. Comprobación en el dominio resistente

El Artículo 4.2.1(1) del Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] y Anejo 23 del Código Estructural [4], establecen las bases para comprobar los elementos estructurales en el dominio de la resistencia.

Según este enfoque, se considera que la función portante de un elemento estructural se mantiene en una situación de incendio después de un determinado tiempo “t” de exposición al fuego si $E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$, donde $E_{fi,d}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones para el dimensionamiento en situación de incendio, determinado según lo descrito en el apartado 3.4, y $R_{fi,d,t}$ es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente al elemento de acero en situación de incendio, tras un tiempo de exposición al fuego de “t” minutos.

Los métodos simplificados de cálculo basados en el dominio resistente vienen desarrollados en mayor detalle el Artículo 4.2.3 del EN 1993-1-2 [5] y Anejo 23 del Código Estructural [4], distinguiendo entre elementos sometidos a tracción, compresión, flexión o flexocompresión.

De cara a evitar una excesiva extensión de este apartado, se describe únicamente aquí el método de comprobación de elementos a compresión en el dominio resistente, que posteriormente se ilustrará con un ejemplo práctico en el apartado 4.

Según lo indicado en el Art. 4.2.3.2 del EN 1993-1-2 [5], el valor de cálculo de la resistencia a pandeo $N_{b,fi,t,Rd}$ en el instante t de un elemento sometido a compresión con una

temperatura uniforme θ_a en toda su sección y longitud, se calcula mediante la ecuación:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (7)$$

donde:

- χ_{fi} es el coeficiente de reducción del pandeo por flexión para el dimensionamiento en la situación de incendio. Debe tomarse el menor de los valores obtenidos respecto a eje fuerte o eje débil ($\chi_{fi,y}$ ó $\chi_{fi,z}$);
- $k_{y,\theta}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a una temperatura θ_a alcanzada en un instante t;
- $\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial del material en situación de incendio, cuyo valor recomendado es igual a la unidad.

El cálculo del coeficiente de reducción a pandeo en situación de incendio χ_{fi} se basa en el empleo de una curva de pandeo específica en situación de incendio y la modificación de la longitud efectiva de pandeo en fuego.

En cuanto a la curva de pandeo a utilizar en situación de incendio, existe cierta discrepancia normativa. Mientras que el CTE DB SI-6 [3] en su apartado D.2.2.1(3c) indica que debe utilizarse la curva “c” de pandeo con independencia del tipo de sección transversal o plano de pandeo, el EN 1993-1-2 [5] Art. 4.2.3.2(2) incluye una curva específica para la situación de incendio:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_\theta + \sqrt{\phi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \quad (8)$$

$$\text{con } \phi_\theta = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right] \text{ y } \alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}}.$$

La esbeltez de la columna para una temperatura θ_a se calcula como:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (9)$$

Según el Art. 4.2.3.2(3) del EN 1993-1-2 [5], en el caso de un entramado arriostrado en el que cada planta contenga un sector de incendio separado con resistencia suficiente al fue-

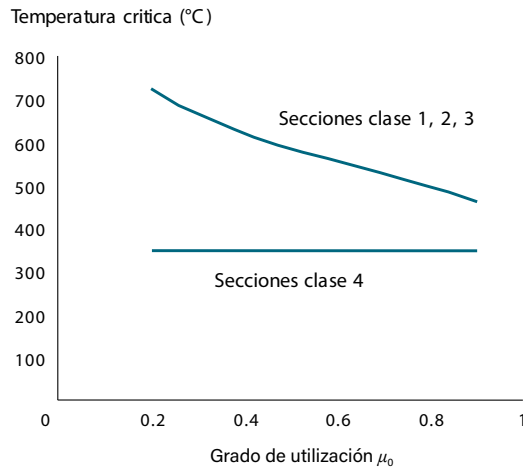


Figura 4. Temperatura crítica en función del grado de utilización

go, la longitud efectiva de pandeo (l_{fi}) de una columna continua puede tomarse igual a (véase figura 3):

- Plantas intermedias: $l_{fi} = 0.5 \cdot L$
- Planta superior: $l_{fi} = 0.7 \cdot L$

donde L es la longitud de la columna en la planta que se está comprobando.

Alternativamente, el CTE DB SI-6 [3] en su apartado D.2.2.1 establece que, para soportes de pared no delgada (clases 1, 2 o 3) en estructuras arriostradas, la capacidad de cálculo considerando el pandeo de elementos sometido a compresión podrá verificarse mediante las ecuaciones generales del DB SE-A (esto es, el Art. 6.3.2.1), adaptando las expresiones para el cálculo en situación de incendio y tomando los valores de los parámetros mecánicos del acero en función de la temperatura de la tabla D.2. Esto se mostrará en el caso práctico que se presenta en el apartado 0.

3.5.2. Comprobación en el dominio de la temperatura. Método de la temperatura crítica

Alternativamente, tanto el Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] como el Anejo 23 del Código Estructural [4] admiten en su Artículo 4.2.1(4), para elementos no susceptibles de experimentar fenómenos de inestabilidad (es decir, elementos que trabajen a tracción o flexión pura sin posibilidad de pandeo latero-torsional) la posibilidad de calcular la resistencia al fuego a través de un método en el “dominio de la temperatura”, es decir, utilizando como variable la máxima temperatura que puede alcanzar un elemento para un nivel de carga determinado. Para ello, deberá calcularse el grado de utilización del elemento y obtener a partir de este dato la temperatura a la que se prevé su fallo, denominada “temperatura crítica” (θ_{cr}).

Así, el Artículo 4.2.4 del Eurocódigo 3 Parte 1.2 [5] y Anejo 23 del Código Estructural [4] establece que, para elementos con secciones transversales de clase 1, 2 o 3, la temperatura crítica del acero puede obtenerse a partir del grado de utilización (que se definirá en el siguiente apartado) mediante la siguiente expresión, que se representa también en la figura 4:

$$\phi_{cr} = 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot \mu_0^{3.833}} \right] + 482 \quad (10)$$

donde μ_0 es el grado de utilización del elemento, no debiendo ser inferior a 0.013. Para elementos con secciones transversales de clase 4, la temperatura crítica queda limitada a 350 °C.

Una vez obtenido el valor de la temperatura crítica, es necesario realizar el cálculo térmico descrito en el apartado 3.1 para construir la curva de calentamiento del perfil metálico y con ello determinar cuánto tiempo tarda el elemento en alcanzar dicha “temperatura de fallo” bajo exposición a la curva de fuego estándar ISO 834 [13].

Mediante la aplicación de esta metodología es posible obtener el “tiempo exacto” de exposición al fuego que el elemento estructural puede soportar para un determinado nivel de carga.

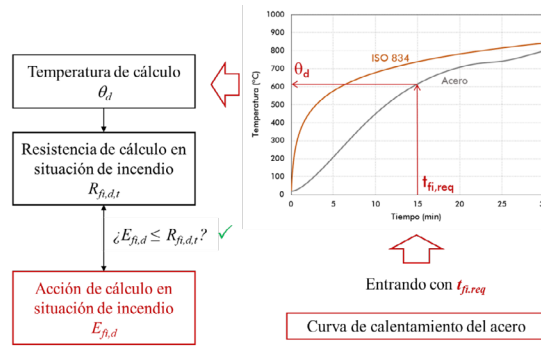
3.5.2.1. Grado de utilización

Un indicador acerca de la temperatura de fallo de los elementos estructurales de acero en situación de incendio es el nivel de carga al que están sometidos, denominado “grado de utilización”. Para obtenerlo, es necesario calcular la relación entre la acción de cálculo en situación de incendio ($E_{fi,d}$) y la carga que es capaz de resistir el elemento en situación de incendio en el instante inicial ($R_{fi,d,0}$), es decir, a temperatura ambiente (20°C), considerando el coeficiente de seguridad del material en situación accidental de incendio ($\gamma_{M,fi}$), véase Artículo 4.2.4(3) del EN 1993-1-2 [5] y Anejo 23 del Código Estructural [4]:

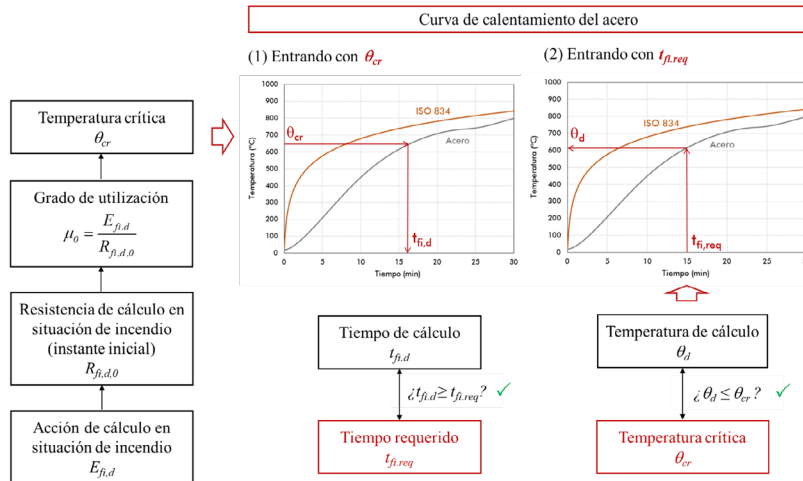
$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (11)$$

Para elementos de acero sometidos a tracción o a flexión donde el pandeo lateral no sea un modo de fallo potencial, esto es, en aquellas situaciones en las que no deban tenerse en cuenta los fenómenos de inestabilidad, es posible aplicar el método de la temperatura crítica de manera directa, obteniendo el grado de utilización mediante la ecuación (11).

Sin embargo, en el caso de elementos esbeltos sometidos a cargas de compresión, los fenómenos de inestabilidad (pandeo) hacen que la aplicación de este método no sea directa, requiriendo un proceso iterativo para la obtención de la temperatura crítica.



a) Comprobación en el dominio resistente.



b) Comprobación en el dominio de la temperatura

Figura 5. Resumen de los métodos de cálculo para verificar un elemento estructural en situación de incendio.

En este supuesto, el grado de utilización se debería calcular como el cociente entre el axil de cálculo aplicado en situación de incendio y la resistencia a pandeo de la columna en el instante inicial:

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,Rd,0}} \quad (12)$$

con:

$$N_{b,fi,Rd,0} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,20} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (13)$$

Pero como el coeficiente de reducción a pandeo χ_{fi} ha de evaluarse en el instante de fallo de la columna y la temperatura de colapso (θ_{cr}) es desconocida (pues depende a su vez del valor del grado de utilización), esto llevaría a un proceso “iterativo”.

Para solventar este impedimento y poder aplicar el método de la temperatura crítica de manera directa en el cálculo a pandeo de elementos comprimidos puede suponerse, de forma aproximada, un determinado valor de la esbeltez a temperatura elevada [14]:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \approx \frac{\bar{\lambda}}{0.85} \approx 1.2 \cdot \bar{\lambda} \quad (14)$$

Esto se ilustrará en el ejemplo de cálculo presentado a continuación, donde se comprueba una columna de un edificio industrial bajo ambos enfoques: dominio resistente y dominio de la temperatura.

3.5.3. Resumen de los métodos de cálculo para verificar la exigencia de resistencia al fuego

A continuación se resume en la figura 5 el procedimiento para aplicar los dos métodos de verificación descritos de un elemento estructural en situación de incendio: dominio resistente y dominio de la temperatura. La comprobación en el dominio resistente (figura 5a) requiere previamente obtener la temperatura de cálculo del elemento (θ_d), entrando en la curva de calentamiento del acero con el tiempo requerido de resistencia al fuego ($t_{fi,req}$). Para dicha temperatura, se evalúa la resistencia de cálculo en situación de incendio ($R_{fi,d,t}$), que se compara con la acción de cálculo ($E_{fi,d}$) para determinar si el elemento tiene suficiente capacidad portante ($R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d}$).

Por otro lado, la comprobación en el dominio de la temperatura (método de la temperatura crítica, figura 5b) requiere en primer lugar calcular este valor de la temperatura limitante a partir del grado de utilización (μ_0), que a su vez se obtiene como el cociente entre la acción de cálculo en situación de incendio ($E_{fi,d}$) y la resistencia de cálculo en el instante inicial ($R_{fi,d,0}$). Una vez obtenida la temperatura crítica (θ_{cr}), existen dos vías de comparación: (1) entrando a la curva de calentamiento del acero con la propia temperatura crítica, para obtener el tiempo de cálculo y compararlo con el tiempo requerido ($t_{fi,d} \geq t_{fi,req}$) o (2) entrando a la curva de calentamiento con el tiempo requerido para obtener la temperatura de cálculo y compararla con la temperatura crítica, que no se debe superar ($\theta_d \geq \theta_{cr}$).

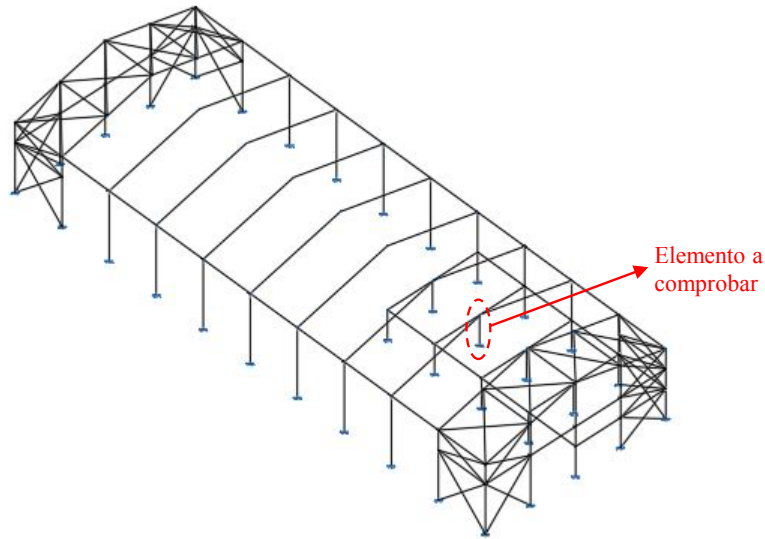


Figura 6. Vista 3D de la nave industrial que se estudia en el ejemplo.

4. EJEMPLO DE CÁLCULO

A continuación, y a modo de caso práctico, se comprobará la capacidad portante en situación de incendio de un elemento estructural de una nave industrial construida mediante perfiles de acero galvanizado, comparándose con el resultado que se obtendría en caso de utilizarse acero al carbono.

4.1. Descripción de la actividad y determinación de la resistencia al fuego exigida

La actividad industrial del presente ejemplo ocupa totalmente un edificio y es colindante con otro establecimiento ubicado a una distancia inferior a 3 metros, no compartiendo estructura y con cubierta independiente, por lo que según el apartado 2.1 del Anexo I del RSCIEI [2], se corresponde con una tipología B. Se trata de una nave a dos aguas con estructura metálica, la cual posee un altillo para albergar las oficinas en su primera planta (véase figura 6).

En base al tipo de actividad que se desarrolla en el interior del edificio industrial (almacén y expedición de material eléctrico), se ha evaluado la densidad de carga de fuego ponderada y corregida según lo establecido en el apartado 3.2 del Anexo I del RSCIEI [2], clasificándose el establecimiento industrial con un Nivel de Riesgo Intrínseco BAJO 2.

La cubierta de la nave industrial se considera de tipo ligera, pues su peso propio no excede de 100 kg/m^2 . Por este motivo, es de aplicación la tabla 2.3 del Anexo I del RSCIEI [2], en base a la cual se determina que la estructura principal de cubierta y sus soportes en plantas sobre rasante deben ofrecer una resistencia al fuego R15 (configuración TIPO B con nivel de riesgo intrínseco BAJO).

Puesto que la superficie del altillo en planta sobre rasante no supera el 20% de la superficie total del establecimiento industrial, según lo indicado en el artículo 4.2.3 del Anexo I del RSCIEI [2], se le exigirá a su estructura portante de este altillo la misma resistencia al fuego que a la estructura principal de la nave, es decir, R15.

4.2. Comprobación de un elemento a compresión en situación de incendio

A fin de ilustrar el procedimiento para la verificación del cumplimiento de la exigencia de resistencia estructural frente al fuego de los elementos estructurales, se ha seleccionado a modo de ejemplo una columna sometida a compresión, la cual forma parte del altillo de una nave industrial. En la figura 7 se puede observar el elemento seleccionado para la comprobación de su capacidad portante en situación de incendio.

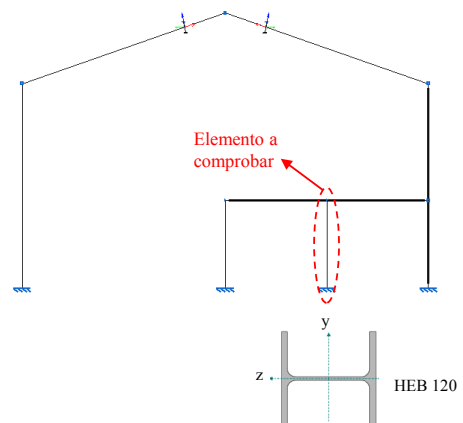


Figura 7. Selección del elemento estructural a comprobar en la nave industrial.

4.2.1. Datos de partida

Todos los elementos de la nave se han dimensionado a temperatura ambiente considerando un grado de acero S275JR (UNE EN 10025) con un valor característico del límite elástico $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$ y módulo de elasticidad 210 GPa . Los coeficientes parciales de seguridad del material empleados en el dimensionado, según el Artículo 2.3.3 del CTE DB SE-A [3], han sido $\gamma_{M0}=1.05$ para las comprobaciones seccionales (plastificación del material) y $\gamma_{M1}=1.05$ para la verificación de los fenómenos de inestabilidad. Para cada situación de dimen-

sionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se han obtenido mediante las reglas de combinación indicadas en el Artículo 4.2 del CTE DB SE [3].

La sección obtenida para el pilar tras el dimensionado a temperatura ambiente es un HEB 120. Su altura es de 3 metros, estando empotrado su base y articulado a la viga del altillo en su cabeza. El pilar se considera traslacional en el plano del pórtico (XZ) e intraslacional en el plano perpendicular (XY), por estar la estructura arriostrada en esta dirección.

4.2.2. Cálculo de las acciones a temperatura ambiente

El cálculo de las acciones a temperatura ambiente para el diseño de la nave se ha realizado en base a lo establecido en el CTE) DB SE-AE (Acciones en la Edificación) [3].

Para el caso particular de los elementos del altillo, el valor de las acciones permanentes es $G_k = 4 \text{ kN/m}^2$ y la acción variable principal $Q_{k,1} = 2 \text{ kN/m}^2$, que se corresponde con la sobrecarga de uso en zona administrativa.

En particular, el valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión aplicado sobre el pilar a temperatura ambiente es:

$$N_{Ed} = 227.67 \text{ kN}$$

4.2.3. Determinación de las acciones en situación de incendio

Según la tabla 4.2 del CTE DB-SE [3], el valor del coeficiente de simultaneidad para zona administrativa (categoría B) es $\psi_{1,1} = 0.5$.

Sustituyendo en la ecuación (6) los valores anteriores, se obtiene un factor de reducción de:

$$\eta_{fi} = \frac{4 + 0.5 \cdot 2}{1.35 \cdot 4 + 1.5 \cdot 2} = 0.60$$

Por tanto, en la comprobación de los elementos estructurales del altillo, se tomarán unos valores de los esfuerzos de cálculo en situación de incendio iguales a un 60% de su valor a temperatura ambiente.

En particular, el pilar de este ejemplo se comprobará con un esfuerzo axial de compresión reducido en situación de incendio de valor: $N_{fi,Ed} = 0.60 \times 227.67 \text{ kN} = 135.52 \text{ kN}$

4.2.4. Cálculo de la evolución de la temperatura del acero

En primer lugar, se deberá calcular el factor de sección (masividad) de perfil y construir la curva de calentamiento del acero bajo exposición a un modelo de incendio representado por la curva estándar temperatura-tiempo ISO834.

El factor de sección del perfil HEB 120 expuesto a cuatro caras es:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{P_m}{A} = 201.85 \text{ m}^{-1}$$

Por otra parte, el factor de sección del perfil "cajeado" es:

$$\left[\frac{A_m}{V} \right]_b = \frac{[P_m]_b}{A} = 141.15 \text{ m}^{-1}$$

Con lo que, el valor del factor de sombra resulta:

$$k_{sh} = 0.9 \cdot \frac{[A_m/V]_b}{A_m/V} = 0.9 \cdot \frac{141.15}{201.85} = 0.63$$

Conocido el dato de la masividad del perfil, así como las propiedades del acero (calor específico y densidad), véase apartado 3.1, se procede a la construcción de la curva de calentamiento del perfil de acero partiendo de una temperatura inicial de 20 °C e iterando mediante pequeños incrementos de tiempo de 5 en 5 segundos. A cada paso de tiempo, se obtiene en primer lugar la temperatura del gas entrando en la curva ISO 834 (ecuación (3)), y con esta temperatura (θ_g) y la del acero (θ_a) conocidas, se calcula mediante la ecuación (2) el flujo neto de calor por convección y radiación, para finalmente obtener de la ecuación (1) el incremento de temperatura del acero ($\Delta\theta_a$). En cada nueva iteración, la temperatura del acero será la igual a la del paso anterior más el incremento obtenido ($\theta_a + \Delta\theta_a$).

En la Guía de diseño desarrollada por los autores y distribuida por ATEG [12], se puede encontrar una explicación detallada sobre el cálculo paso a paso de la curva de calentamiento, así como una herramienta informática para facilitar su construcción.

Aplicando el procedimiento descrito, considerando una exposición a un incendio según la curva estándar ISO 834, se obtiene la respuesta mostrada en la figura 8, donde se compara la curva de calentamiento del perfil HEB 120 fabricado en acero galvanizado con la que tendría el mismo perfil de acero al carbono sin galvanizar. Obsérvese que el calentamiento del perfil de acero galvanizado es más lento y, por tanto, más favorable de cara a la evaluación de su resistencia al fuego.

Entrando en el eje de abscisas con el valor del tiempo exigido de resistencia al fuego de 15 minutos e intersectando con ambas curvas, se obtiene en el eje de ordenadas una temperatura de 516.84 °C para el acero galvanizado y una temperatura de 616.84 °C para el acero al carbono. Por tanto, transcurridos 15 minutos se puede observar una diferencia de temperatura de 99.43 °C entre ambas opciones, lo cual puede tener un efecto decisivo sobre la capacidad portante del elemento estructural en situación de incendio.

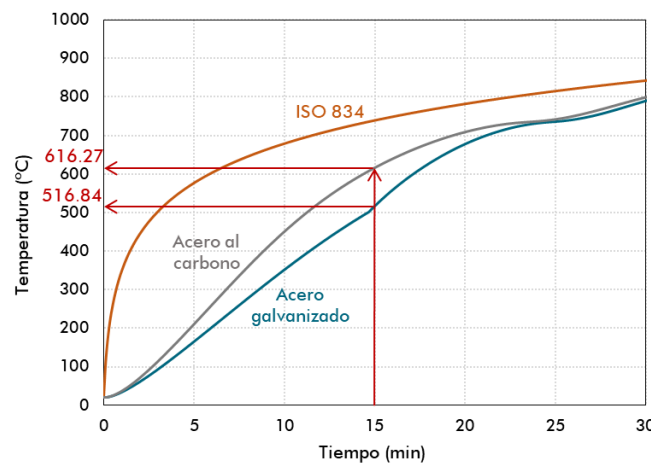


Figura 8. Comparación de la evolución de la temperatura del perfil HEB 120 fabricado en acero al carbono y acero galvanizado, bajo exposición a la curva estándar ISO 834.

4.2.5. Comprobación del elemento fabricado en acero galvanizado

4.2.5.1. Comprobación en el dominio resistente

Entrando en la gráfica presentada en la figura 8 con el tiempo exigido de resistencia al fuego en el eje de abscisas, se

ha obtenido que la temperatura que alcanza el perfil el acero galvanizado tras 15 minutos de exposición al fuego es de $\theta = 516.84 \text{ }^\circ\text{C}$.

Conocida esta temperatura, se interpola en la [tabla 3](#) para obtener el valor del coeficiente de reducción del límite elástico del acero, que resulta $k_{y,\theta} = 0.728$. Por su parte, interpolando en la misma tabla puede obtenerse el valor del coeficiente para modificar la esbeltez adimensional de la columna a temperatura elevada, que resulta $k_{z,\theta} = 1.156$.

El apartado D2.2.1(3) del CTE DB SI-6 [3] indica que la capacidad resistente de cálculo considerando el efecto del pandeo en situación de incendio de soportes en estructuras arriostradas puede verificarse mediante las expresiones generales del DB SE-A, utilizando los coeficientes de reducción del límite elástico del acero proporcionados en la tabla D.2 (tabla 3 en este artículo) y la curva "c" de pandeo.

Así, se seguirá lo indicado en el Artículo 6.3.2.1 del CTE DB SE-A [3], para la comprobación de la columna a pandeo, adaptando las expresiones para el cálculo en situación de incendio.

Cálculo de esbelteces y parámetros de pandeo a temperatura elevada

Como se ha comentado antes, dadas las condiciones de contorno del pilar, éste se calculará como empotrado-articulado, suponiéndose traslacional en el plano del pórtico (XZ), por lo que su coeficiente de pandeo en este plano es $\beta_y = 2$. En el plano perpendicular (XY), sin embargo, el pilar se considera arriostrado (intraslacional), por lo que se toma un coeficiente de pandeo $\beta_z = 0.7$.

Nótese que, por tratarse de una estructura traslacional en el plano del pórtico, la longitud de pandeo de la columna no se modifica en situación de incendio, por lo que se mantiene $\beta_y = 2$ (recuérdese que las longitudes de pandeo se modifican en situación de incendio en estructuras arriostradas, siempre y cuando el sector de incendio no abarque más de una planta). En el plano perpendicular, la columna mantiene también sus condiciones de contorno en fuego, por lo que $\beta_z = 0.7$.

Se calcula en primer lugar el valor de la esbeltez límite a temperatura ambiente, en función del grado de acero (S275):

$$\lambda_1 = 93.9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93.9 \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.81$$

Se obtienen a continuación los valores de la esbeltez reducida de la columna en ambos planos:

Plano XY, intraslacional (eje z, débil)

La esbeltez reducida a temperatura ambiente es:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\bar{\lambda}}{\lambda_1} = \frac{\beta_z \cdot L / i_z}{\lambda_1} = \frac{0.7 \cdot 3000 / 30.6}{86.81} = 0.791$$

La esbeltez reducida a temperatura elevada resulta:

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = k_{y,\theta} \cdot \bar{\lambda}_z = 1.156 \cdot 0.791 = 0.914$$

Siguiendo lo indicado en el apartado D.2.2.1(c) del CTE DB SI-6, se emplea la curva "c" de pandeo, siendo el valor del coeficiente de imperfección $\alpha = 0.49$.

$$\phi_{z,\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{z,\theta} - 0.2) + \bar{\lambda}_{z,\theta}^2 \right] = \frac{1}{2} \left[1 + 0.49 \cdot (0.914 - 0.2) + 0.914^2 \right] = 1.092$$

Por tanto, el coeficiente de reducción por pandeo a temperatura elevada resulta en este plano:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_{z,\theta} + \sqrt{\phi_{z,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{z,\theta}^2}} = \frac{1}{1.092 + \sqrt{1.092^2 - 0.914^2}} = 0.592$$

Plano XZ, traslacional (eje y, fuerte)

La esbeltez reducida a temperatura ambiente es:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\bar{\lambda}_y}{\lambda_1} = \frac{\beta_z \cdot L / i_y}{\lambda_1} = \frac{2 \cdot 3000 / 50.4}{86.81} = 1.371$$

La esbeltez reducida a temperatura elevada resulta:

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = k_{z,\theta} \cdot \bar{\lambda}_y = 1.156 \cdot 1.371 = 1.585$$

En vista del valor mayor de la esbeltez obtenido, se confirma que este plano resulta más desfavorable a pandeo y por tanto condicionará el diseño de la columna.

Siguiendo lo indicado en el apartado D.2.2.1(3c) del CTE DB SI-6, se emplea la curva "c" de pandeo, siendo el valor del coeficiente de imperfección $\alpha = 0.49$.

$$\phi_{y,\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{y,\theta} - 0.2) + \bar{\lambda}_{y,\theta}^2 \right] = \frac{1}{2} \left[1 + 0.49 \cdot 1.585 + 1.585^2 \right] = 2.095$$

Por tanto, el coeficiente de reducción por pandeo a temperatura elevada resulta en este plano:

$$\chi_{fi,y} = \frac{1}{\phi_{y,\theta} + \sqrt{\phi_{y,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{y,\theta}^2}} = \frac{1}{2.095 + \sqrt{2.095^2 - 1.585^2}} = 0.289$$

Como valor del coeficiente de reducción a pandeo a aplicar sobre la resistencia a compresión de la columna se toma el más desfavorable de los dos valores obtenidos anteriormente:

$$\chi_{fi} = \min(\chi_{fi,z}, \chi_{fi,y}) = \min(0.591, 0.289) = 0.289$$

Conocido el valor del área de la sección, $A = 34 \text{ cm}^2$, y tomando , el axil resistido por el pilar en situación de incendio resulta:

$$N_{b,fi,Rd,\theta} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0.289 \cdot 3400 \cdot 0.728 \cdot 275}{1} = 10^{-3} = 196.37 \text{ kN}$$

Comparando el valor del esfuerzo axil de compresión aplicado sobre la columna con el valor resistido en situación de incendio:

$$N_{fi,Ed} = 135.52 \text{ kN} < N_{b,fi,Rd,\theta} = 197.37 \text{ kN}$$

Como puede comprobarse, el pilar fabricado con acero galvanizado CUMPLE el tiempo de resistencia al fuego exigido de 15 minutos, quedando utilizado en situación de incendio a un 69.01% de su capacidad (a la vista de la diferencia entre el axil aplicado y el axil resistido).

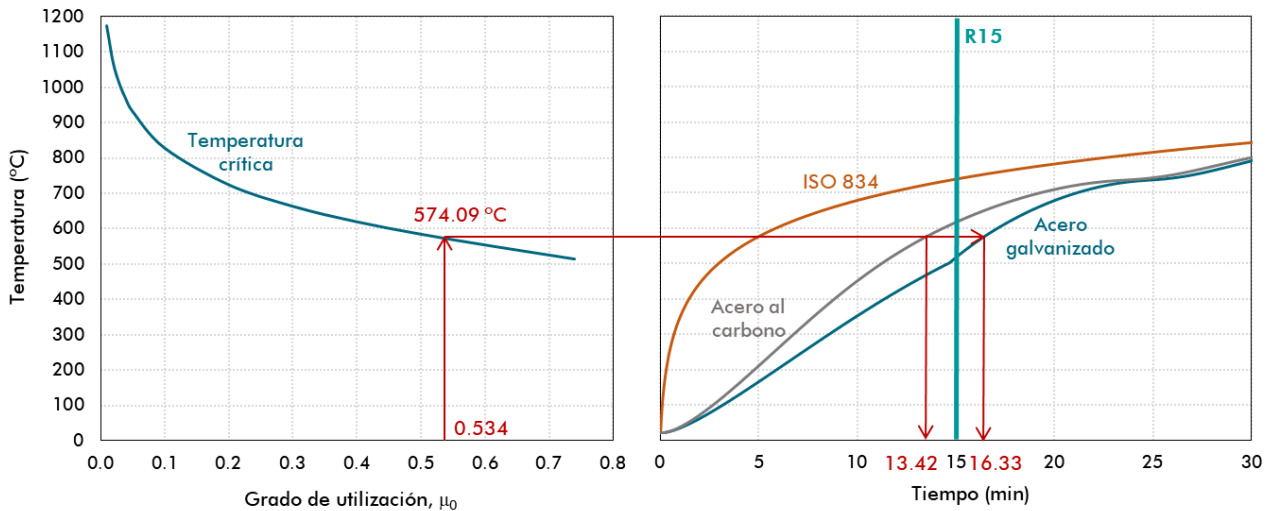


Figura 9. Obtención del tiempo de resistencia al fuego del perfil HEB 120 fabricado en acero al carbono y acero galvanizado, mediante la aplicación del método de la temperatura crítica.

4.2.5.2. Comprobación en el dominio de la temperatura

Para ilustrar la aplicación del método de la temperatura crítica, se comprueba esta vez el pilar únicamente en el plano XZ (traslacional), pues se ha visto antes que éste es el plano más desfavorable a pandeo.

Se toma de forma aproximada un valor de la esbeltez a temperatura elevada igual a 1.2 veces su valor a temperatura ambiente [14], pues se desconoce cuál es la temperatura en el tiempo exacto de fallo.

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = \bar{\lambda}_y \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \approx 1.2 \cdot \bar{\lambda} = 1.2 \cdot 1.371 = 1.646$$

Calculando el coeficiente de reducción por pandeo a temperatura elevada a partir del valor de la esbeltez reducida:

$$\phi_{y,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{y,\theta} - 0.2) + \bar{\lambda}_{y,\theta}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0.49 \cdot (1.646 - 0.2) + 1.646^2 \right] = 2.208$$

$$\chi_{fi} = \chi_{fi,y} \frac{1}{\phi_{y,\theta} + \sqrt{\phi_{y,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{y,\theta}^2}} = \frac{1}{2.208 + \sqrt{2.208^2 - 1.646^2}} = 0.272$$

El axil de compresión resistido por el pilar en situación de incendio en el instante inicial ($t = 0$) es:

$$N_{b,fi,Rd,0} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,20} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0.272 \cdot 3400 \cdot 1.275}{1} = 10^{-3} = 253.99 \text{ kN}$$

Conocido el valor del axil de compresión aplicado y el axil resistido en el instante inicial ($t = 0$) en situación de incendio, se obtiene el grado de utilización calculando el cociente entre los dos:

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,Rd,0}} = \frac{135.52}{253.99} = 0.534$$

Y a partir de este valor, se obtiene la temperatura crítica:

$$\theta_{cr} = 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot 0.534^{3.833}} \right] + 482 = 574.09 \text{ °C}$$

Entrando ahora con este valor de la temperatura crítica en el eje de ordenadas de la curva temperatura-tiempo de calentamiento del perfil HEB 120 presentada en la figura 8, se obtiene para el acero galvanizado un tiempo de resistencia al fuego de 16.33 minutos, superior a 15 minutos, luego se comprueba que el pilar galvanizado en caliente CUMPLE el tiempo de resistencia al fuego exigido. El proceso de aplicación del método de la temperatura crítica se ilustra de forma más completa en la figura 9, donde se compara además con el resultado de aplicar el método al pilar de acero al carbono.

4.2.6. Comprobación del elemento fabricado en acero al carbono

4.2.6.1. Comprobación en el dominio resistente

Acudiendo a la gráfica presentada en la figura 8, se ha obtenido una temperatura para el perfil fabricado en acero al carbono tras 15 minutos de exposición al fuego de $\theta = 616.27 \text{ °C}$, proporcionando un valor del coeficiente de reducción del límite elástico del acero $k_{y,\theta} = 0.431$ y siendo el coeficiente para modificar la esbeltez adimensional de la columna a temperatura elevada $k_{\lambda,\theta} = 1.247$.

Con estos valores, se rehacen las comprobaciones anteriores. Se comprueba únicamente en el plano XZ, plano más desfavorable a pandeo.

La esbeltez reducida a temperatura elevada resulta ahora:

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = k_{\lambda,\theta} \cdot \bar{\lambda}_y = 1.247 \cdot 1.371 = 1.711$$

Se calcula a partir de esta esbeltez el valor del coeficiente de reducción por pandeo a temperatura elevada:

$$\phi_{y,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{y,\theta} - 0.2) + \bar{\lambda}_{y,\theta}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0.49 \cdot 1.711 + 1.711^2 \right] = 2.333$$

$$\chi_{fi} = \chi_{fi,y} \frac{1}{\phi_{y,\theta} + \sqrt{\phi_{y,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{y,\theta}^2}} = \frac{1}{2.333 + \sqrt{2.333^2 - 1.711^2}} = 0.255$$

Así, el axil resistido por el pilar en situación de incendio resulta:

$$N_{b,fi,Rd,0} = \frac{\chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0.255 \cdot 3400 \cdot 0.431 \cdot 275}{1} \times 10^{-3} = 102.78 \text{ kN}$$

Comparando el valor del esfuerzo axil de compresión aplicado sobre la columna con el valor resistido en situación de incendio

$$N_{fi,Ed} = 135.52 \text{ kN} > N_{b,fi,Rd,0} = 102.78 \text{ kN}$$

Por tanto, se observa que el pilar fabricado en acero al carbono NO CUMPLE el tiempo exigido de resistencia al fuego de 15 minutos, quedando utilizado en situación de incendio a un 131.85% de su capacidad (a la vista de la diferencia entre el axil aplicado y el axil resistido).

4.2.6.2. Comprobación en el dominio de la temperatura

Si se desea realizar ahora la comprobación en el dominio de la temperatura, basta con intersectar el valor de la temperatura crítica obtenida anteriormente $\theta_{cr} = 574.09 \text{ °C}$ con la curva temperatura-tiempo de calentamiento del perfil fabricado en acero al carbono presentada en la [figura 9](#), obteniéndose un tiempo de resistencia al fuego de 13.42 minutos, inferior a 15 minutos, por lo que se observa también por esta vía que el mismo perfil sin galvanizar NO CUMPLE el tiempo de resistencia al fuego exigido.

Se evidencia por tanto que, para una exigencia de tiempo de resistencia al fuego de 15 minutos (R15), el perfil HEB 120 fabricado en acero al carbono no sería válido, mientras que este mismo perfil galvanizado en caliente sí que superaría el tiempo requerido.

4.2.7. Resumen de resultados

A modo de resumen, se presentan en las siguientes tablas los resultados obtenidos para la comprobación en situación de incendio de la columna fabricada en acero galvanizado y acero al carbono, bajo los dos enfoques estudiados. En la [tabla 4](#)

se presenta la comparativa en el dominio resistente, mientras que en la [tabla 5](#) puede observarse la comparativa en el dominio de la temperatura.

Como se puede observar, en ambos casos la diferencia entre utilizar acero galvanizado o acero al carbono es sustancial, siendo más evidente en términos de capacidad mecánica (véase [tabla 4](#)), donde se pasa de un 131.85% de utilización en el caso de acero al carbono (la carga aplicada excede un 31,85% de la capacidad de la columna) a un 69.01% con acero galvanizado (la columna tiene una reserva de capacidad del 30,99%). En términos de tiempo, esto supone pasar de incumplir el requisito de 15 minutos de resistencia al fuego, quedándose la columna en 13.42 minutos en el caso de acero al carbono, a superar el tiempo prescrito, con 16.33 minutos utilizando acero galvanizado, véase [tabla 5](#). Por tanto, queda demostrado mediante este sencillo ejemplo cómo el empleo del acero galvanizado puede ser una buena estrategia para cumplir una exigencia de tiempo de resistencia al fuego moderado en la estructura portante sin necesidad de aumentar la sección de los perfiles, resultando una alternativa competitiva.

5. CONCLUSIONES

En este artículo se han presentado estrategias para el aprovechamiento de las propiedades beneficiosas del acero galvanizado en situación de incendio. La más favorable emisividad de este tipo de acero a temperaturas por debajo de los 500 °C frente al acero al carbono permite ganar cierto margen de resistencia al fuego en términos de tiempo, lo que puede ser muy decisivo en rangos de resistencias exigidas entorno a R15. Esta situación es muy habitual en el ámbito de la edificación industrial, particularmente en aquellas naves industriales que presentan cubierta ligera y están ubicadas en establecimientos industriales con configuración tipo B con riesgo bajo o tipo C con riesgo medio/bajo. Como se ha podido ver en el ejemplo de cálculo presentado, en estas situaciones es

TABLA 4. Comparación de resultados para la columna a comprobar, en el dominio resistente.

Comprobación en el dominio resistente (R15)					
	Temperatura	Axil de compresión	¿CUMPLE?	Utilización	
		Aplicado	135.52 kN		
Acero galvanizado	516.84 °C	Resistido	196.37 kN	SI	69.01%
Acero al carbono	616.27 °C	Resistido	102.78 kN	NO	131.85%

TABLA 5. Comparación de resultados para la columna a comprobar, en el dominio de la temperatura.

Comprobación en el dominio de la temperatura (R15)			
	Tiempo	¿CUMPLE?	
	Requerido	15 min	
Acero galvanizado	Resistido	16.33 min	SI
Acero al carbono	Resistido	13.42 min	NO

Nota: grado de utilización $\mu_0 = 0.534$, temperatura crítica $\theta_{cr} = 574.09 \text{ °C}$

posible cumplir los requisitos de resistencia al fuego utilizando el acero galvanizado, evitando así tener que recurrir al empleo de materiales de protección pasiva.

Se ha presentado una amplia revisión del ámbito normativo en España para la determinación del tiempo exigido de resistencia al fuego de la estructura y la comprobación de la capacidad portante de elementos de acero en situación de incendio, diferenciándose entre las prescripciones en el ámbito industrial y no industrial. Se ha hecho especial hincapié en los distintos enfoques admitidos en la normativa, centrándose este artículo en los métodos más habituales en el dominio de la resistencia y de la temperatura. Para facilitar este último enfoque, se ha detallado el procedimiento de cálculo necesario para la construcción de la curva de calentamiento de un perfil metálico y la aplicación del método de la temperatura crítica.

A modo de ejemplo, se ha seleccionado una columna de una nave industrial con exigencia de resistencia al fuego R15 para ilustrar las comprobaciones a realizar mediante ambos enfoques (resistencia y temperatura), comparándose los resultados en el supuesto de que dicho elemento esté fabricado en acero al carbono o acero galvanizado. El ejemplo de cálculo presentado permite observar claramente las ventajas aportadas por este material en situaciones donde la exigencia de tiempo de resistencia al fuego no es muy elevada.

Por tanto, la galvanización en caliente se presenta como una buena alternativa de cara a dar cumplimiento a las exigencias de resistencia frente al fuego de la estructura portante en edificaciones industriales.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG) por el apoyo y consejo proporcionado en la redacción de este artículo.

Referencias

- [1] Reglamento (UE) n° 305/2011 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011, por el que se establecen condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción y se deroga la Directiva 89/106/CEE del Consejo. Unión Europea; 2011 (DOUE núm. 88, de 4 de abril de 2011).
- [2] Real Decreto 2267/2004, de 3 de diciembre, por el que se aprueba el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales. Ministerio de Industria, Turismo y Comercio; 2004 (BOE-A-2004-21216).
- [3] Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Vivienda; 2006 (BOE-A-2006-5515).
- [4] Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural. Ministerio de la Presidencia, Relaciones con las Cortes y Memoria Democrática; 2021 (BOE-A-2021-13681).
- [5] UNE-EN 1993-1-2:2016. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego. Comité Europeo de Normalización (CEN); 2016.
- [6] Fichas Técnicas de la Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG). <https://www.ateg.es/la-galvanizacion/fichas-tecnicas>
- [7] UNE-EN ISO 1461:2010. Recubrimientos de galvanización en caliente sobre piezas de hierro y acero. Especificaciones y métodos de ensayo (ISO 1461:2009). Comité Europeo de Normalización (CEN); 2010.
- [8] Meza, F.; Baddoo, N. (2020) Fire resistance of steel sections galvanized to EN ISO 1461. SCI P429. *The Steel Construction Institute*, Ascot, Berkshire (UK). British Library Cataloguing-in-Publication Data.
- [9] prEN 1993-1-2: 2021. Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-2: General rules – Structural fire design. CEN/TC 250/SC 3/WG 2 N 104. Final Document (16-04-2020).
- [10] UNE-EN ISO 14713-2:2020. Recubrimientos de cinc. Directrices y recomendaciones para la protección frente a la corrosión de las estructuras de hierro y acero. Parte 2: Galvanización en caliente (ISO 14713-2:2019). Comité Europeo de Normalización (CEN); 2020.
- [11] UNE-EN 1991-1-2:2019. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-2: Acciones generales. Acciones en estructuras expuestas al fuego. Comité Europeo de Normalización (CEN); 2019.
- [12] Espinós, A.; Romero, M. L. (2022) Cálculo de la resistencia al fuego de estructuras industriales de acero galvanizado. *Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG)*; <https://www.ateg.es/informacion-tecnica>
- [13] UNE-EN 1363-1:2021. Ensayos de resistencia al fuego. Parte 1: Requisitos generales. Comité Europeo de Normalización (CEN); 2021.
- [14] Franssen, J.-M.; Vila Real, P. (2012) Fire Design of Steel Structures. *European Convention for Constructional Steelwork (ECCS)*.