

19



OFICINA ESPAÑOLA DE  
PATENTES Y MARCAS

ESPAÑA



11 Número de publicación: **2 637 466**

21 Número de solicitud: 201631627

51 Int. Cl.:

**E04B 1/19** (2006.01)

**E04B 1/94** (2006.01)

**A62C 2/06** (2006.01)

12

SOLICITUD DE PATENTE

A1

22 Fecha de presentación:

**20.12.2016**

43 Fecha de publicación de la solicitud:

**13.10.2017**

71 Solicitantes:

**UNIVERSIDAD DE MÁLAGA (100.0%)**

**Avenida Cervantes, Nº 2**

**29071 Málaga ES**

72 Inventor/es:

**HEREDIA CORTÉS, Francisco Javier y**

**LÓPEZ TABOADA, Carlos**

54 Título: **PROCEDIMIENTO DE CONTROL DEL COLAPSO DE ESTRUCTURAS DE ESTABLECIMIENTOS INDUSTRIALES EN CASO DE INCENDIO**

57 Resumen:

Procedimiento de control del colapso de estructuras de establecimientos industriales en caso de incendio. El objeto de la invención es un procedimiento que permite, mediante la implementación de una debilitación determinada en un punto concreto, o en varios, de la estructura del establecimiento en cuestión, controlar el colapso del mismo en caso de incendio, y para ello el procedimiento comprende (1) la caracterización del establecimiento industrial, que comprende la determinación de las acciones o cargas que actúan sobre la estructura de dicho establecimiento; (2) el diseño y cálculo de la debilitación a practicar en la estructura de dicho establecimiento industrial, en especial tomando en consideración el uso de tornillo como fusible termomecánico o, alternativamente, la debilitación mediante disminución de la sección de perfil de la estructura; y (3) la implementación de la debilitación seleccionada.



Figura 16

**DESCRIPCIÓN**

**PROCEDIMIENTO DE CONTROL DEL COLAPSO DE ESTRUCTURAS DE ESTABLECIMIENTOS INDUSTRIALES EN CASO DE INCENDIO**

5

**SECTOR DE LA TÉCNICA**

10 La presente invención se encuadra en el sector de la construcción, más concretamente en el ámbito de las medidas de protección contra incendios en establecimientos de uso industrial.

**ANTECEDENTES DE LA INVENCION**

15 Actualmente, las medidas de protección contra incendios en establecimientos de uso industrial vienen reguladas, en España, por el Real Decreto 2267/2004, de 3 de diciembre, por el que se aprueba el Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales.

20 En el citado Reglamento, se clasifican los edificios industriales según su Configuración y su Ubicación respecto a su entorno, creándose para los establecimientos ubicados en edificio, tres tipos:

- Configuración tipo A: Naves adosadas a otras con estructura compartida.
- Configuración tipo B: Naves adosadas a otras sin estructura compartida.
- Configuración tipo C: Edificio aislado con una distancia superior a 3 m del resto de edificios.

25

30 Las medidas de protección contra incendios para una nave tipo A son más exigentes que para una del tipo B, y a su vez, las medidas del tipo B son más exigentes que las del tipo C. Esto provoca que para que una nave tipo A, y en particular si se pretende que cumpla con lo exigido en la normativa, ya sea de antigua como de nueva construcción, la implantación de las medidas de protección contra incendios requiera de una gran inversión económica.

Como bien es sabido, en la mayoría de los polígonos industriales, el tipo de construcción que más predomina es el tipo A, pues normalmente la ejecución de dichos edificios se hace en grupos, realizando una estructura común para un conjunto de naves.

35 Pues bien, el procedimiento objeto de la presente invención tiene como finalidad, en esencia, lograr que el comportamiento estructural de un edificio industrial tipo A se ajuste al correspondiente a un edificio industrial tipo B, reduciéndose por tanto las necesidades, y

exigencias legales, en lo referente a las medidas de protección contra incendios a implantar en dichos establecimientos industriales, así como abriéndose la puerta a situar los mismos en ubicaciones no permitidas para edificaciones tipo A.

## 5 **EXPLICACIÓN DE LA INVENCION**

Es objeto de la presente invención un procedimiento de control del colapso en caso de incendio de estructuras de establecimientos industriales que comprende las siguientes etapas:

- 10 1. Caracterización del establecimiento industrial cuyo colapso en caso de incendio se desea controlar.
2. Diseño y cálculo de la debilitación a practicar en la estructura de dicho establecimiento industrial.

### 15 1. Etapa de caracterización

En una realización preferida del procedimiento objeto de la invención, la etapa de caracterización del establecimiento industrial comprende la obtención de información sobre su configuración y su ubicación respecto a su entorno, en particular información de su geometría,  
20 de los perfiles de los que consta la estructura del establecimiento (sección y materiales), y de su ubicación geográfica, incluidas las correspondientes zonas eólica y climática. En una realización aún más preferida, dicha etapa de caracterización del establecimiento industrial comprende además la determinación del nivel de riesgo intrínseco del establecimiento industrial en función de la densidad de carga de fuego ponderada o corregida. En cualquiera  
25 de los casos, dicha información puede ser obtenida bien experimentalmente, mediante la observación y el uso de las herramientas y métodos que correspondan, bien a partir de fuentes de documentación en las que dicha información está disponible, bien combinando fuentes documentales con determinaciones experimentales.

En una realización aún más preferida, la etapa de caracterización del establecimiento  
30 industrial comprende la obtención de información sobre las acciones o cargas que actúan sobre la estructura de dicho establecimiento, especialmente las actuantes sobre paramentos verticales y cubiertas. En una realización aún más preferida, dichas acciones comprenden:

- Cargas permanentes: Peso propio de todos los elementos (estructura, fachadas, cubiertas, anclajes, puertas, etc.).
- 35 • Sobrecarga de nieve: Acción sobre la cubierta que, en un terreno horizontal, viene determinada por la altitud y por la zona de clima invernal.

- Acción o carga del viento: Acción sobre las cubiertas y paramentos.
- Sobrecarga de uso: Toma en consideración el peso de las personas sobre la cubierta, por ejemplo cuando suben a ésta para realizar tareas de mantenimiento.
- Acción o carga sísmica: Su valor depende directamente de la masa del edificio.

5

Dicha información puede ser obtenida bien de forma automatizada, mediante el uso de algún programa de cálculo para obtener acciones en estructuras (por ejemplo, un programa que determine automáticamente los valores de las acciones a aplicar, definiendo el usuario, previamente, el conjunto de cargas que actúan sobre la superficie); bien de forma no automatizada, mediante el cálculo de las cargas, con la ayuda del Código Técnico de la Edificación (CTE), y su descomposición sobre las correas y pilares en forma de cargas lineales.

10

En una realización preferida, la determinación de la acción del viento sobre un paramento vertical o cubierta comprende la determinación de:

15

- Presión dinámica, dependiente de la ubicación geográfica del establecimiento;
- coeficiente de exposición, dependiente de la altura del edificio y del grado de aspereza del entorno, cuyo valor es siempre mayor que la unidad, variando fuertemente con la altura; y
- coeficiente de presión, que determina el sentido del viento (un valor positivo indica que el viento ejerce una presión sobre la superficie; un signo negativo indica succión), que, a su vez y en una realización más preferida, se descompone en:

20

- Coeficiente de presión exterior, dependiente de la forma de la cubierta o paramento estudiado; y
- coeficiente de presión interior, dependiente de la esbeltez del edificio y de la ubicación de los huecos de éste. Este coeficiente resta al anterior, y considera la acción del viento en el interior del edificio, entendiéndose que hay huecos abiertos en la envolvente del mismo.

25

En una realización aún más preferida, la determinación de la acción del viento sobre un paramento vertical o cubierta se realiza tomando en consideración las tres direcciones del viento siguientes:

30

- Viento +X: Correspondiente a la dirección paralela a los pórticos, determinará la carga más importante de viento en cubierta y en pilares laterales. En caso de estructuras no simétricas, es necesario plantear el viento en -X.
- Viento +Y: Viento perpendicular a la fachada frontal, que servirá para comprobar el pórtico hastial frontal y los arriostramientos.

35

- Viento –Y: Igual que el anterior, pero sobre la fachada posterior.

En dicha realización aún más preferida en la que se toman en consideración las tres direcciones posibles del viento, el cálculo del viento (+X) en paramentos verticales suponiendo huecos cerrados, carga que actúa sobre las cuatro caras del edificio, comprende la determinación de:

- Presión dinámica,
- coeficiente de exposición, dependiente de la altura media del cerramiento y del grado de aspereza; y
- coeficiente de presión, dependiente del paramento que se trate, y pudiéndose distinguir hasta entre tres zonas o regiones diferentes en el caso de las fachadas laterales, en cuyo caso es posible adoptar un único coeficiente de presión por paramento, calculado como la media ponderada de los coeficientes de cada región, esto es: fachada enfrentada, fachada opuesta, y fachadas laterales.

En dicha realización aún más preferida, el cálculo del viento (+X) en paramentos verticales suponiendo huecos abiertos, supuesto en el que actúa la presión interior, es preciso determinar, además de la presión dinámica y el coeficiente de exposición, el coeficiente de presión interior, dependiente de la esbeltez de la nave, y el porcentaje de huecos que están a succión (o en presión) cuando el viento toma la dirección +X. Dicho coeficiente de presión interior puede calcularse, como en el caso del coeficiente de presión en el caso de viento (+X) en paramentos verticales suponiendo huecos cerrados, separadamente para (1) fachada enfrentada, (2) fachada opuesta, y (3) fachas laterales.

En dicha realización aún más preferida, el cálculo del viento (+X) en cubiertas con huecos cerrados es preciso determinar además de la presión dinámica, el coeficiente de exposición, que en este caso es dependiente de la altura media de la cubierta; así como dos coeficientes de presión por faldón, uno negativo y otro positivo, que pueden combinarse entre sí para generar hasta un total de 4 hipótesis de carga de viento en cubiertas, dividiéndose las cubiertas en 5 regiones: 3 en el faldón a barlovento, y 2 en el faldón a sotavento. Dichos coeficientes de presión son dependientes de la longitud de la nave, de las alturas de pilares, de la longitud de luz, y del porcentaje de pendiente, se calculan, conforme a lo anterior, tanto en succión como en presión, y tanto a barlovento como a sotavento, resultando cuatro coeficientes de presión que a su vez determinan cuatro valores de carga de viento, según el escenario: barlovento/succión, sotavento/succión, barlovento/presión, y sotavento/presión.

En dicha realización aún más preferida, el cálculo del viento (+X) en cubiertas con huecos abiertos comprende la determinación, además de la presión dinámica, del coeficiente de

exposición, y de los dos coeficientes de presión por faldón, uno negativo y otro positivo conforme al caso anterior, de dos coeficientes de presión interior, uno por faldón (a barlovento y a sotavento), de forma que se obtienen cuatro coeficientes globales de presión y, por tanto, tras multiplicarlos por el coeficiente de exposición y la presión dinámica, cuatro valores de las  
 5 cargas de viento (succión/barlovento, presión/barlovento, succión/sotavento, y presión/sotavento).

Conforme a lo anterior, se pueden tomar en consideración hasta un total de 8 modos de viento para la dirección +X (4 con huecos abiertos, y 4 con huecos cerrados):

- Modo 1: Huecos cerrados, presión en ambos faldones.
- 10 • Modo 2: Huecos cerrados, presión-succión.
- Modo 3: Huecos cerrados, succión en ambos faldones.
- Modo 4: Huecos cerrados, succión-presión.
- Modo 5: Huecos abiertos, presión en ambos faldones.
- Modo 6: Huecos abiertos, presión-succión.
- 15 • Modo 7: Huecos abiertos, succión en ambos faldones.
- Modo 8: Huecos abiertos, succión-presión.

Sin embargo, es posible reducir el número de modos de viento a considerar para la dirección +X, para lo que es preciso analizar los modos de viento antes referidos, prestando  
 20 particular atención a aquellos más desfavorables, y más particularmente aún a los modos denominados “modo 3” (huecos cerrados, succión en ambos faldones) y “modo 5” (huecos abiertos, presión en ambos faldones).

En dicha realización aún más preferida en la que se toman en consideración las tres direcciones posibles del viento, el cálculo del viento (+Y/-Y) en paramentos verticales, viento  
 25 que va a determinar el dimensionado de los pilares hastiales y los elementos de arriostramientos de la nave, se determina de forma similar al caso del viento +X pero “dándole la vuelta al edificio”, comprendiendo la determinación de, además de los valores de presión dinámica y de coeficiente de exposición, que son los mismos que en el caso de viento (+X) en paramentos verticales, tres coeficientes de presión exterior, dependientes de la longitud de luz  
 30 y de la altura: Uno para la fachada frontal, otro para la fachada posterior, y otro para las fachadas paralelas al viento.

En dicha realización aún más preferida en la que se toman en consideración las tres direcciones posibles del viento, el cálculo del viento (+Y/-Y) en cubiertas, viento que produce un efecto de succión en las mismas y cuya carga es igual en ambos faldones, comprende,  
 35 además de la presión dinámica, el coeficiente de exposición, que en este caso es

dependiente de la altura media de la cubierta, la determinación de un coeficiente de presión exterior.

Conforme a lo anterior, se pueden tomar en consideración hasta un total de 4 modos de viento para la dirección +Y/-Y (2 con huecos abiertos, y 2 con huecos cerrados):

- 5
- Modo 9: Viento +Y con huecos cerrados.
  - Modo 10: Viento +Y con huecos abiertos.
  - Modo 11: Viento -Y con huecos cerrados.
  - Modo 12: Viento -Y con huecos abiertos.

10 Sin embargo, es posible reducir el número de modos de viento a considerar para la dirección +X, para lo que es preciso analizar los modos de viento antes referidos, prestando particular atención a aquellos más desfavorables, y más particularmente aún al denominado “modo 10” (viento +Y con huecos abierto).

En dicha realización aún más preferida, y para el caso particular de estructuras no simétricas, la determinación de la acción del viento sobre un paramento vertical o cubierta se realiza tomando en consideración también el viento en -X.

En una realización preferida, el cálculo de la carga o acción sísmica se realiza mediante el método simplificado de las fuerzas estáticas equivalentes. En una realización aún más preferida, dicho cálculo comprende la determinación de:

- 20
- La aceleración de cálculo,
  - los períodos y modos de vibración,
  - el coeficiente de respuesta, que depende del nivel de ductilidad;
  - las masas que intervienen, y
  - las fuerzas estáticas equivalentes.

25 En una realización aún más preferida, la determinación de la aceleración de cálculo comprende la determinación de:

- La aceleración básica,
- el coeficiente adimensional de riesgo, que mide la probabilidad de que el edificio exceda su vida útil de cálculo;
- el coeficiente del terreno, y
- el coeficiente de amplificación del terreno.

35 En una realización aún más preferida, la determinación de los períodos y modos de vibración comprende la determinación de:

- Los períodos característicos del espectro de respuesta,

- el período fundamental del edificio, que depende del tipo de estructura y del número de plantas del edificio, y del que depende el número de modos de vibración; y
- el valor del espectro de respuesta.

5 En una realización preferida, las masas a considerar en el cálculo son el peso propio, las cargas permanentes, la sobrecarga de nieve, y la sobrecarga de uso.

## 2. Etapa de diseño y cálculo

10 La etapa de diseño y cálculo de la debilitación a practicar en la estructura comprende tanto el cálculo de la carga térmica como el análisis del comportamiento tanto de la estructura sin debilitar como de la estructura teóricamente debilitada, en función del cuál se decide la debilitación finalmente a implementar de forma práctica, lo que constituye la última etapa del procedimiento objeto de la invención.

15 Una carga térmica o sollicitación térmica es una fuerza, sollicitación o acción indirecta que aparece en una estructura resistente como resultado de una dilatación impedida o condicionada. Es decir, al aplicar calor a un elemento resistente este experimenta cambios de temperatura y se deforma como consecuencia de ellos, esa deformación altera la distribución de tensiones en el cuerpo. El resultado de la nueva distribución de tensiones son cargas y  
20 esfuerzos no ejercidos directamente por ningún agente exterior pero que tienen un efecto que puede afectar a la estabilidad mecánica.

Tal y como se indica en el apartado 3.4 del Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación (DB SE-AE) del CTE, los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la  
25 temperatura ambiente exterior. La magnitud de las mismas depende de las condiciones climáticas del lugar, la orientación y de la exposición del edificio, las características de los materiales constructivos y de los acabados o revestimientos, y del régimen de calefacción y ventilación interior, así como del aislamiento térmico.

Estas variaciones de la temperatura en el edificio conducen a deformaciones de todos los  
30 elementos constructivos, en particular, los estructurales, que, en los casos en los que estén impedidas, producen tensiones en los elementos afectados.

Por otro lado, la disposición de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura. En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas  
35 de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud.

En una realización preferida, el cálculo de la carga térmica en caso de incendio comprende



la determinación, para un tiempo determinado, de la temperatura del aire, dependiente de la ubicación de la estructura, y de la temperatura del material constructivo de la estructura. En una realización aún más preferida, la determinación de la temperatura del aire comprende la determinación de una temperatura máxima, una temperatura mínima, y una temperatura de referencia.

En una realización preferida, el análisis del comportamiento de la estructura en caso de incendio se realiza conforme al Anejo 8 ("Acciones para el análisis térmico) de la EAE-11 y por tanto comprende:

- La selección de los escenarios de incendio,
- La determinación de la acción de incendio de cálculo correspondiente; se define la acción de incendio de cálculo, o abreviadamente "fuego de cálculo", mediante la curva de incremento de temperatura de los gases del recinto de incendio en función del tiempo, que se adopta para caracterizar la acción del incendio. Al seleccionar el fuego de cálculo se puede optar bien por un modelo matemático apropiado de un incendio real, bien por la curva normalizada tiempo-temperatura que representa el programa térmico de los hornos de ensayo.
- El cálculo de la evolución de la temperatura en el interior de los elementos estructurales como consecuencia de su exposición al fuego de cálculo adoptado. Si se elige un modelo de fuego real, el cálculo debe abarcar toda la duración del incendio, con la fase de enfriamiento incluida. Si se opta por el fuego normalizado, en el que no hay fase de enfriamiento, el tiempo de exposición al fuego preceptivo debe ser fijado siguiendo las especificaciones de la normativa en vigor.
- El cálculo del comportamiento mecánico de la estructura expuesta al fuego a lo largo de un intervalo de tiempo concreto.

De este modo, para identificar la situación accidental de cálculo, se determinan los escenarios de fuego de cálculo oportunos y los fuegos de cálculo asociados a ellos, a partir de una evaluación del riesgo de incendio. Para cada escenario de fuego de cálculo se considera un fuego de cálculo en un sector de incendio. El fuego de cálculo se aplica únicamente a un sector de incendio del edificio cada vez, salvo cuando se especifique otra cosa en el escenario de dicho fuego. Para aquellas estructuras para las que las autoridades nacionales especifiquen exigencias de resistencia al fuego, puede suponerse que el fuego de cálculo apropiado es el fuego normalizado, excepto cuando se especifique otra cosa.

Por otra parte, dependiendo del fuego de cálculo adoptado se utilizan los siguientes procedimientos:

- Con una curva normalizada tiempo-temperatura, el análisis térmico de los elementos

estructurales se aplica para un periodo de tiempo especificado, sin considerar la fase de enfriamiento. Dicha curva está definida por

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad [^{\circ}C] \quad \text{EC. 1}$$

Donde:

	$\theta_g$	Temperatura del gas en el sector de incendio	[ $^{\circ}C$ ]
5	T	tiempo transcurrido	[min]

El coeficiente de transferencia de calor por convección es:  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ .

- 10 • Con un modelo de fuego real o natural, el análisis térmico de los elementos estructurales se hace para toda la duración del incendio, incluida la fase de enfriamiento. Los modelos de fuego real o natural son modelos que, con mayor o menor complejidad, incorporan diversos parámetros físicos presentes en el desarrollo de un incendio real. Dentro de los modelos de fuego natural se encuentran los modelos de fuego simplificados y los avanzados.

15 Los modelos de fuego simplificados se fundamentan en parámetros físicos específicos con un campo de aplicación limitado. Cuando se utilicen modelos de fuego simplificados, como coeficiente de transferencia de calor por convección se adoptará  $\alpha_c = 35 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ , y las temperaturas del gas se adoptarán en función de parámetros físicos, considerando al menos la densidad de carga de fuego y las condiciones de ventilación. Cuando sea improbable que se alcance la inflamación súbita generalizada (*flash-over*) se deberían tener en cuenta las acciones térmicas correspondientes a un fuego localizado, en el se supone una distribución no uniforme de la temperatura en función del tiempo, en contraposición a los fuegos de sector.

20 Los modelos avanzados de fuego deben tener en cuenta las propiedades del gas y el intercambio de masa y de energía. En particular, deberían tener en cuenta los siguientes las propiedades del gas, el intercambio de masa, y el intercambio de energía.

30 En lo que respecta al análisis térmico de un elemento se debe tener en cuenta la posición del fuego respecto a dicho elemento. Para elementos exteriores se considera la exposición al fuego a través de las aberturas de las fachadas y de las cubiertas. Para los muros delimitadores de un sector de incendio se considera, en su caso, la exposición a un fuego en el interior de dicho sector y, alternativamente, a un fuego exterior en otros sectores de incendio.

Asimismo, para obtener la evolución de la temperatura en la estructura hay que distinguir entre elementos sin protección y elementos con protección, tal y como considera la EAE-11. Éstos últimos habitualmente se realizan, para el caso del acero, mediante aplicación de pinturas intumescentes, morteros a base de lana de roca/yeso o instalación de placas de fibrosilicato cálcico, con un espesor que es aportado por el fabricante en sus ensayos en función de la masividad del elemento a proteger.

En lo que respecta al análisis mecánico, la duración considerada para dicho análisis debe ser la misma que para el análisis térmico. La verificación de la resistencia al fuego puede realizarse de alguna de las siguientes maneras:

- 10 • El valor de cálculo de la resistencia al fuego sea mayor que el tiempo de resistencia al fuego exigido.
- El valor de cálculo de la resistencia del elemento en situación de incendio en un instante  $t$ , sea mayor que el valor de cálculo de los efectos pertinentes de las acciones en situación de incendio en el instante  $t$ .
- 15 • El valor de cálculo de la temperatura del material sea inferior al valor de cálculo de la temperatura crítica del material.

Quando una estructura está sometida a incendio, se produce un aumento considerable de la temperatura en ésta. Este aumento de temperatura hace que varíen las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, como son el límite elástico y el módulo de elasticidad, por lo que es necesario adoptar los siguientes coeficientes correctores de las características mecánicas del acero estructural, en función de la temperatura alcanzada por el mismo ( $\theta_a$ ):

$K_{y,\theta}$  Cociente entre el límite elástico efectivo para la temperatura ( $\theta_a$ ) y el límite elástico a 20 °C.

$$K_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y \quad \text{EC. 2}$$

$K_{E,\theta}$  Cociente entre el módulo de elasticidad en la fase lineal del diagrama tensión-deformación, para la temperatura ( $\theta_a$ ) y el módulo de elasticidad a 20°C.

$$K_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a \quad \text{EC. 3}$$

La aplicación de estos coeficientes es válida si se aplican los modelos de cálculo simplificado de las temperaturas del acero recogidos en la Instrucción, u otros procedimientos admitidos por la misma, pero en este segundo caso se debe verificar que la velocidad de incremento de temperatura se mantenga entre los límites  $2 \leq d_{\Theta_a}/dt \leq 50^\circ\text{C}/\text{minuto}$ .

Por otra parte, el parámetro siguiente:

$k_{p,\Theta}$  Cociente entre el límite de proporcionalidad para la temperatura ( $\Theta_a$ ) y el límite elástico a  $20^\circ\text{C}$ .

$$k_{p,\Theta} = f_{p,\Theta}/f_y$$

**EC. 4**

Junto con los anteriores, interviene en la formulación de un diagrama tensión ( $\sigma$ ) - deformación ( $\epsilon$ ) uniaxial (figura 1) que puede adoptarse si se emplean métodos de cálculo avanzados.

En una realización preferida, el comportamiento de la estructura en caso de incendio se analiza mediante cálculo de estructuras planas, más preferentemente mediante análisis de estructuras reticulares planas, más preferentemente aún mediante el método de rigidez, considerando que (1) la carga es debida a una variación lineal de la temperatura en el canto de la barra, y por lo tanto está definida por su valor medio y su gradiente a lo largo del canto, y (2) que las temperaturas son uniformes a lo largo de toda la longitud de la barra, si bien es posible analizar dicha barra como si estuviera dividida en varios "segmentos virtuales" de manera que la temperatura sí que variará a lo largo del perfil que forma el dintel.

En una realización preferida de la invención, la etapa de diseño y cálculo de la debilitación a practicar en la estructura de dicho establecimiento industrial se realiza tomando en consideración el método de debilitación mediante disminución de la sección de perfil.

Según se indica en la Guía de aplicación del RSCIEI, los sistemas de protección de las estructuras metálicas se basan esencialmente, en el recubrimiento de los perfiles con materiales aislantes.

Entre los sistemas más utilizados se encuentran los siguientes:

- Placas o paneles resistentes al fuego, que están compuestas por silicatos cálcicos u otros materiales. Se instalan recubriendo todo el perímetro del perfil metálico y su espesor depende del factor de forma, del coeficiente de conductividad térmica del revestimiento y de la disposición en la obra del perfil, pudiéndose alcanzar resistencias al fuego hasta R 240.

- Pinturas intumescentes, que son productos que en contacto con el calor sufren una transformación debido a reacciones químicas, que evita la transmisión del calor al elemento a proteger. Lo más habitual es que se alcancen resistencias al fuego de hasta R 60 (actualmente ya existen pinturas que alcanzan una R90 si la masividad no es muy desfavorable). Hay que tener en cuenta que este producto está en plena evolución.
- Morteros, que son sistemas de protección mediante el recubrimiento del perfil con proyección de mortero. Al igual que las placas, el espesor de protección dependerá del factor forma, del coeficiente de conductividad térmica del revestimiento y de la disposición en la obra del perfil, pudiéndose alcanzar resistencias al fuego hasta R 240.

El método de debilitación mediante disminución de la sección de perfil consiste en modificar (debilitar) la estructura en un punto determinado, en las zonas menos solicitadas en lo que a tensiones soportadas se refiere, modificando sus dimensiones, geometría, valores mecánicos, etc., con objeto de que se haga que sea precisamente ese punto donde colapse la estructura, de manera que dicho colapso sea “controlado”.

Para ello, primero hay que comprobar la estructura, con una determinada zona debilitada, en situación convencional, esto es, sin incendio. Una vez que se ha comprobado que la estructura está dentro de los límites de resistencia adecuados, se procede a estudiar la evolución del comportamiento de la estructura en caso de incendio, en función de la temperatura que se va alcanzando en cada momento, considerando las alteraciones de las características del material por efecto de la acción del fuego.

Como es de imaginar, existen muchas maneras de debilitar un perfil a base de ir haciendo cortes en el mismo de manera que se disminuya la sección de éste. Dependiendo de dónde hagamos el corte, influirá en mayor o menor medida en sus características mecánicas, y fundamentalmente en su momento de inercia. En realidad, lo que se debe hacer es desarrollar un proceso iterativo en el que se empieza desde la incertidumbre y se van afinando los resultados paso a paso, hasta que se llegue a la solución más óptima. En buena medida el número de iteraciones dependerá de la experiencia previa del ingeniero.

En otra realización preferida de la invención, la etapa de diseño y cálculo de la debilitación a practicar en la estructura de dicho establecimiento industrial se realiza tomando en consideración el uso de tornillo como fusible termomecánico.

Al igual que en el caso del método de disminución de la sección del perfil, este método lo que busca es que en caso de incendio, la estructura colapse por un punto concreto, por una zona menos solicitada en lo que a tensiones soportadas se refiere, de manera que los

desplazamientos de la unión dintel-perfil, esto es, los desplazamientos horizontales del punto de unión entre la viga de cubierta y el pilar o perfil, no comprometan la sectorización con las naves colindantes o, dicho de otro modo, no ocasionen daños estructurales en los elementos de sectorización de las mismas.

5 El método consiste en colocar una pieza corta (tornillo o similar) de unas características determinadas en dicho punto, para que en caso de incendio, éste falle antes que el resto de la estructura, de modo que sirva como fusible termomecánico. Este método es más recomendable en las naves de nueva construcción, mientras que el método de la disminución de la sección del perfil, es más aconsejable, por su simplicidad, en naves ya existentes.

10 Para generar dicho fusible termomecánico, lo primero que hay que tener claro es que, si se pretende unir dos piezas por ejemplo de acero, el elemento de unión no debe ser de ese mismo material, sino que se necesita encontrar un material que posea un módulo de elasticidad que se comporte de manera distinta con el incremento de temperatura. Esta condición es indispensable para que podamos conseguir el fallo del elemento de unión antes  
15 que el de la propia estructura.

Por otra parte, también es importante definir la forma en la que se unirán dichas dos piezas, para lo que son varios los aspectos a determinar:

- Ubicación de la unión debilitada.
- Forma de realización de dicha unión (mediante unión empotrada, mediante rótula).
- 20 • Dimensiones de la pieza corta (tornillo o similar), para lo que es preciso tomar en consideración las condiciones existentes tanto en presencia como en ausencia de incendio.
- Material de fabricación la pieza corta (tornillo o similar).

25 En el presente documento, en el que se ilustra el comportamiento de los elementos de acero con el aumento de temperatura, se puede ver que el módulo de elasticidad cae a partir de un cierto valor de temperatura, pero en cambio el límite elástico no varía hasta que se consigue una temperatura del elemento mucho mayor. Esto nos lleva a la conclusión de que se producen deformaciones en la estructura antes de llegar a producir el fallo de la misma, y  
30 por eso hay que buscar un material que, por un lado, soporte las tensiones a las que va a ser sometida, y por otro lado, que el límite elástico caiga a mucha menor temperatura que el acero, para que el elemento de unión pueda hacer de un verdadero fusible termomecánico.

Además de esto, hay que tener en cuenta que el uso de otro tipo de metal distinto del acero puede provocar problemas de corrosión galvánica, a no ser que se elija un metal que  
35 tengan un potencial tan parecido al del acero, que la corriente galvánica se prácticamente despreciable. No obstante lo anterior, existen métodos de evitar dicha corrosión galvánica,

como puede ser:

- Aislar eléctricamente los dos metales colocando un aislante intermedio.
  - Proteger el metal más noble con recubrimientos de plásticos y resinas epoxi.
  - Técnicas de galvanoplastia o recubrimiento electrolítico.
- 5
- Protección catódica.

Si bien estas soluciones en algunos casos son complicadas de ejecutar y en otras no aseguran a un 100% la protección con el paso del tiempo, lo que requeriría operaciones de mantenimiento.

10 En base a lo anterior, idealmente la elección del material para el elemento de unión que no sea metálico (que además debe ser isótropo) debe tomar en consideración:

- A priori, las limitaciones ya señaladas relativas a la compatibilidad galvánica y al comportamiento mecánico en función de la temperatura, sugieren el empleo de un polímero.

15

- La temperatura máxima de servicio, viendo la temperatura del acero en el minuto 60 de incendio, debe rondar los 200°C. Claro esta que esta temperatura es solo una orientación, pues una vez elegido el material, el cual dispondrá de un calor específico concreto, habría que calcular la temperatura del mismo en el minuto 60, tal y como se hizo con el acero. El elemento de unión se va a proteger con el mismo espesor que el resto de la estructura, esto es, con 3cm.

20

- A ser posible, deberíamos buscar un material con un calor específico similar al del acero, con objeto de que los dos materiales aumenten su temperatura en el tiempo a un ritmo parecido.

25

- Además el material que usemos debe ser compatible con la lana de roca proyectada, aunque esta condición es fácil de conseguir, ya que este producto es de los más inertes que existen pues, está compuesto de cemento mezclado con lana de roca volcánica.

En una realización preferida, el material tiene un límite elástico entre 40 y 230 MPa,

30 En una realización preferida, el material tiene una temperatura máxima de servicio entre 180 y 290 °C, más preferentemente entre 200 y 270 °C.

En una realización preferida, el material tiene un calor específico entre 940 y 1300 J/kg K.

35 En una realización preferida, el material es un polímero compuesto de fibra de vidrio y mineral, más preferentemente PPS 53% GLASS FIBER AND MINERAL, comercializado bajo diferentes marcas (Amorvon; Bearee; Celstran; Ceramer; Compodic; Encore; Fiberfil; Fordon; Fortron; Larton; Lusep; Murdotec; Novapps; Petcoal; Primef; Pyrofil; Ryton; Ryulex-C;

Scanrex; Schulatec; Starglas; Suntra; Supec; Susteel; Tecatron; Techtron; Tedur; TismoPoticon; Torelina; Tripps).

## BREVE DESCRIPCIÓN DE LAS FIGURAS

- 5
- Figura 1. Diagrama tensión ( $\sigma$ ) - deformación ( $\epsilon$ ) uniaxial para el acero.
- Figura 2. Coeficientes de presión para viento (+X) en paramentos verticales suponiendo huecos cerrados.
- Figura 3. Coeficientes de presión para viento (+X) en cubiertas suponiendo huecos cerrados.
- 10 Figura 4. Valores de cargas de viento para viento (+X), huecos cerrados, presión en ambos faldones.
- Figura 5. Valores de cargas de viento para viento (+X), huecos cerrados, presión - succión.
- Figura 6. Valores de cargas de viento para viento (+X), huecos cerrados, succión en ambos faldones.
- 15 Figura 7. Valores de cargas de viento para viento (+X), huecos cerrados, succión - presión.
- Figura 8. Valores de cargas de viento para viento (+X), huecos abiertos, presión en ambos faldones.
- Figura 9. Valores de cargas de viento para viento (+X), huecos abiertos, presión - succión.
- Figura 10. Valores de cargas de viento para viento (+X), huecos abiertos, succión en ambos
- 20 faldones.
- Figura 11. Valores de cargas de viento para viento (+X), huecos abiertos, succión - presión.
- Figura 12. Valores de cargas de viento para viento (+Y), huecos cerrados.
- Figura 13. Valores de cargas de viento para viento (+Y), huecos abiertos.
- Figura 14. Valores de cargas de viento para viento (-Y), huecos cerrados.
- 25 Figura 15. Valores de cargas de viento para viento (-Y), huecos abiertos.
- Figura 16. Esquema ilustrativo de nave adosada a otras naves por ambos lados y con estructura compartida.
- Figura 17. Esquema ilustrativo de nave adosada a otra nave sólo por uno de sus lados, estando en contacto con el exterior por el lado libre.
- 30 Figura 18. Opción 1 de debilitación del perfil.
- Figura 19. Opción 2 de debilitación del perfil.
- Figura 20. Opción 3 de debilitación del perfil.
- Figura 21. Caso 1-0-0-3-0, cargas de viento modo 5 (pero sin viento lateral) y carga térmica en condiciones convencionales.
- 35 Figura 22. Caso 1-0-0-3-0, cargas lineales en el pórtico.
- Figura 23. Esquema de unión empotrada.



Figura 24. Distribución de tensiones en una sección sometida a esfuerzo flector y escaso cortante correspondiente a la unión empotrada esquematizada en la figura 23.

Figura 25. Distribución de tensiones del Axil correspondiente a la unión empotrada esquematizada en la figura 23.

5 Figura 26. Esquema del fallo de la unión empotrada esquematizada en la figura 23.

Figura 27. Tensiones en los puntos pésimos de las barras 3 (A) y 4 (B) en el caso de unión empotrada con incendio.

Figuro 28. Esfuerzos en el sistema local del elemento barra ficticia 4 en el caso de unión empotrada con incendio.

10 Figura 29. Esfuerzos en el sistema local del elemento barra ficticia 4 en el caso de unión empotrada sin incendio.

Figura 30. Esquema de unión articulada.

Figura 31. Tensiones en los puntos pésimos de las barras 3 (A) y 4 (B) en el caso de unión articulada con incendio.

15 Figuro 32. Esfuerzos en el sistema local del elemento barra ficticia 4 en el caso de unión articulada con incendio.

Figura 33. Tensiones en los puntos pésimos de las barras 3 (A) y 4 (B) en el caso de unión articulada sin incendio.

Figuro 34. Esfuerzos en el sistema local del elemento barra ficticia 4 en el caso de unión  
20 articulada con incendio.

Figura 35. Esquema del alargamiento en el sentido longitudinal del eje del tornillo.

Figura 36. Esquema del alargamiento en el sentido perpendicular al eje del tornillo.

Figura 37. Esquema de tornillo de diámetro 20 mm y agujero de diámetro 21,5 mm.

## 25 **REALIZACIÓN PREFERENTE DE LA INVENCIÓN**

Aunque el procedimiento objeto de la presente invención debe particularizarse para cada caso concreto, a continuación se ilustra el mismo mediante su aplicación a una nave industrial cuya  
30 tipología es bastante común en las áreas industriales de la ciudad de Málaga, de su municipio, y muy posiblemente de gran parte del territorio nacional. Señalar además que el presente ejemplo de realización de la invención tiene por objeto controlar el colapso en caso de incendio de estructuras de establecimientos industriales de conformidad con la legislación  
imperante en España, en especial con Real Decreto 2267/2004, de 3 de diciembre, por el que se aprueba el Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos  
35 Industriales, Reglamento que recoge la tipología de naves tipo A, B y C en relación a los establecimiento ubicados en edificio, así como las medidas de protección legalmente exigibles

para cada uno de dichos tipos A, B y C.

Además es destacable que, por la superficie del establecimiento industrial escogido, la opción de calificarlo como tipo A o tipo B es particularmente relevante. Por ejemplo, no es lo mismo tener que ocupar un espacio de unos 30 m<sup>2</sup> en una nave de 350 m<sup>2</sup> que en una de 1000 m<sup>2</sup>. Lo mismo pasa con la inversión, se presupone que la inversión inicial para una nave mayor debe ser también más alta que para una nave más pequeña, por lo que el porcentaje del presupuesto total destinado a las medidas de protección contra incendios será menor.

**1. Caracterización del establecimiento industrial cuyo colapso en caso de incendio se desea controlar**

**1.1. Características geográficas, climáticas y geométricas**

Conforme a lo anterior, habiéndose determinado que la nave predominante en los polígonos industriales analizados tiene una luz de pórtico comprendida entre 10 y 14 m y una altura comprendida entre 5 y 8 m, dependiendo del polígono que se trate, se ha establecido como establecimiento industrial tipo para el presente ejemplo de realización una nave con las características geográficas y climáticas, así como geométricas, referenciadas en las tablas 1 y 2, respectivamente.

<b>Localización Geográfica</b>	Málaga
<b>Zona Eólica</b> - Anejo D, DB SE-AE, fig. D.1	A
<b>Situación</b> -tabla 3.4, apdo. 3.3.3 DB SE-AE	Entorno IV – Zona urbana en general, industrial o forestal
<b>Zona Climática</b> -Anejo E, DB SE-AE, fig. E.2	6
<b>Altitud</b>	8-9 m sobre nivel del mar.

Tabla 1

Luz	12 m
Longitud (largo)	30 m
Altura pilares a cabeza de soportes	7 m
Nº de pórticos	7 pórticos separados cada 5 m
Pendiente de Cubierta	Aprox. 15% = 9,46°
Altura cumbre	8 m
Longitud ½ dintel	6,08 m

Tabla 2

## **1.2. Acciones en la edificación**

- 5 Una vez conocida la geometría de la nave es preciso determinar las acciones que actúan sobre la estructura.

### **1.2.1. Cargas Permanentes**

- 10 Las cargas permanentes a considerar serán:
- Chapa de acero galvanizado de 1 mm de espesor:  $0,09 \text{ kN/m}^2 \approx 9 \text{ kg/m}^2$
  - Anclajes de la chapa: podemos considerar  $0,03 \text{ kN/m}^2 \approx 3 \text{ kg/m}^2$ .
  - Peso de las puertas: consideraremos  $0,15 \text{ kN/m}^2 \approx 15 \text{ kg/m}^2$ .
  - Peso propio de la estructura: lo aproximamos a  $0,33 \text{ kN/m}^2$ .

15

De este modo, las cargas permanentes serán de  $0.6 \text{ kN/m}^2$ .

### **1.2.2. Sobrecarga de nieve**

- 20 Se calcula la sobrecarga de nieve a partir de los datos que aparecen en el Anejo E del CTE-DB-SE. Para especificar por  $\text{m}^2$  de cubierta es necesario tener en cuenta la inclinación de la misma.

$$S_n = 0.2 \text{ kN/m}^2 \cdot \cos 9.46^\circ = 0.197 \text{ kN/m}^2$$

**EC. 5**

Por la forma de la cubierta, no es preciso tener en cuenta acumulación de nieve.

### **1.2.3. Acción del Viento**

En principio se va a calcular la estructura para tres direcciones del viento: Viento +X (al ser la estructura simétrica, no se considera necesario plantear el viento en -X), viento +Y y viento -Y.

30

Viento (+X) en paramentos verticales: suponiendo huecos cerrados.

Esta carga actúa sobre las cuatro caras del edificio. Los pasos a seguir para calcular la carga vertical serán:

- Presión dinámica: Según se indica tabla 3.4 del apartado 3.3.3. del DB SE-AE, ANEJO D, ZONA A, obtenemos un valor de 0,42 kN/m<sup>2</sup>. También se puede obtener mirando la hoja AE.01, para zona A tenemos 0,42 kN/m<sup>2</sup> (lógicamente, este valor será el mismo para todas las cargas de viento del edificio).
- 5
- Coeficiente de exposición: de nuevo en la hoja AE.01, miramos el coeficiente de exposición para la *altura media del cerramiento* (DB-SE-AE 3.3.3 Pto.1). La altura del cerramiento en estudio es de 7,00 metros, según podemos observar en los planos. Para un grado de aspereza IV (entorno industrial), obtenemos un coeficiente de exposición igual a 1,336.
- 10
- Coeficiente de presión: tomará un valor distinto dependiendo del paramento que se trate, y en el caso de las fachadas laterales, el CTE distingue entre tres zonas diferentes. Por simplicidad, utilizaremos un único coeficiente de presión por paramento, calculado como la media ponderada de los coeficientes de cada región. Podemos extraer los valores medios del coeficiente de presión exterior de la hoja AE.02:
- 15
- *Fachada enfrentada*: para una altura h=8,00 metros, y 12 metros de luz de la nave, se obtiene en la tabla de “Fachadas laterales” de la hoja AE.02, cp=0,756
  - *Fachada opuesta*: tomando la misma tabla que en el caso anterior, cp=-0,411.
  - *Fachadas laterales*: en este caso, la relación altura/luz es igual a 8,00/12=0,67, y la pendiente de la cubierta 15%. Consultando la tabla “Frontal / Trasera” de la hoja AE.02, se obtiene cp=-0,854.
- 20

Operando con los valores obtenidos, se obtienen los valores referidos en la tabla 3 y representados en la figura 2.

<b>Viento +X en fachada con huecos cerrados</b>					
	<b>Presión dinámica kN/m<sup>2</sup></b>	<b>Coeficiente exposición</b>	<b>Coeficiente presión</b>	<b>Carga viento kN/m<sup>2</sup></b>	<b>Efecto</b>
Enfrentada	0.42	1.336	0.756	0.424	Presión
Opuesta	0.42	1.336	-0.411	-0.231	Succión
Paralela	0.42	1.336	-0.854	-0.479	Succión

25

Tabla 3

Viento (+X) en paramentos verticales: suponiendo huecos abiertos

Suponiendo abiertos los huecos de la fachada frontal, de forma que actúa la presión interior, el valor del coeficiente de presión interior lo podemos obtener en la hoja AE.01 del *Prontuario de consulta*. La esbeltez de nuestro edificio es  $8/12=0,67 < 1$ , y el 100% de los huecos están a succión cuando el viento toma la dirección +X. Así, entrando en la tabla correspondiente, el coeficiente de presión interior es -0,5 (succión interior).

Los coeficientes de presión serán:

- Fachada enfrentada: en este caso se suman:  $0,756 - (-0,5)$ .  $cp=1,256$
- Fachada opuesta: en este caso se restan:  $-0,5 - (-0,411)$ .  $cp=-0,089$ .
- Fachadas laterales: en este caso se restan:  $-0,854 + 0,5$ .  $cp=-0,354$ .

Operando con los nuevos coeficientes se obtienen los valores referidos en la tabla 4.

Viento +X en fachada con huecos abiertos					
	Presión dinámica kN/m <sup>2</sup>	Coefficiente exposición	Coefficiente presión	Carga viento kN/m <sup>2</sup>	Efecto
Enfrentada	0.42	1.336	1.256	0.705	Presión
Opuesta	0.42	1.336	-0.089	-0.049	Succión
Paralela	0.42	1.336	-0.354	-0.199	Succión

Tabla 4

Viento (+X) en cubiertas con huecos cerrados

Para el cálculo de la carga de viento en cubiertas tomaremos el mismo valor de la presión dinámica: 0,42 kN/m<sup>2</sup>. En cuanto al coeficiente de exposición referido a la altura media de la cubierta: 7,50 metros; interpolando entre los valores de la tabla 3.4 del DB-SE-AE se obtiene  $c_e=1,588$ .

El DB-SE-AE define en cada faldón dos coeficientes de presión, uno negativo y otro positivo, que pueden combinarse entre sí para generar hasta un total de 4 hipótesis de carga de viento en cubiertas.

Para el cálculo del coeficiente de presión el CTE divide las cubiertas en 5 regiones: 3 en el faldón a barlovento, y 2 en el faldón a sotavento. Calcular las cargas para cada una de las regiones, puede resultar innecesariamente complicado, así que utilizaremos las tablas de las hojas AE.03a y AE.03b, que contienen valores medios del coeficiente de presión para una nave de 50 metros de longitud, para las alturas de pilares de 5 y 10 metros.

Interpolando para una altura  $h=7,5m$  a partir de los coeficientes calculados para  $h=5m$  y

h=10m se obtienen los coeficientes de presión referidos en la tabla 5 y representados en la figura 3, y a partir de dichos coeficientes de presión se obtienen las cargas de viento referidas en la tabla 6.

5

		H=7.5m	
		Barlovento	Sotavento
Succión		-0.671	-0.682
Presión		0.071	0.235

Tabla 5

10

Viento (+X) en cubiertas kN/m <sup>2</sup>			
		Barlovento	Sotavento
Succión		-0.448	-0.455
Presión		0.047	0.157

Tabla 6

Viento (+X) en cubiertas con huecos abiertos

15 Al igual que sucedía con las cargas en paramentos verticales, habrá que tener en cuenta los coeficientes de presión interior para considerar el caso de huecos abiertos. Así, considerando el coeficiente de presión interior igual a -0,5, los nuevos coeficientes globales de presión se refieren en la tabla 7, y multiplicando los mismos por el coeficiente de exposición y la presión dinámica, se obtienen los valores de las cargas de viento referidas en la tabla 8.

20

		H=7.5m	
		Barlovento	Sotavento
Succión		-0.171	-0.182
Presión		0.571	0.735

Tabla 7

		Viento (+X) en cubiertas kN/m <sup>2</sup>	
		Barlovento	Sotavento
Succión		-0.114	-0.121
Presión		0.381	0.490

Tabla 8

Atendiendo a los cálculos realizados en los casos anteriores, existe un total de 8 modos de viento para la dirección +X (4 con huecos abiertos, y 4 con huecos cerrados):

- Huecos cerrados. Presión en ambos faldones (modo 1, figura 4).
- Huecos cerrados. Presión – Succión (modo 2, figura 5).
- Huecos cerrados. Succión en ambos faldones (modo 3, figura 6).
- Huecos cerrados. Succión – Presión (modo 4, figura 7).
- Huecos Abiertos. Presión en ambos faldones (modo 5, figura 8).
- Huecos Abiertos. Presión – Succión (modo 6, figura 9).
- Huecos Abiertos. Succión en ambos faldones (modo 7, figura 10).
- Huecos Abiertos. Succión – Presión (modo 8, figura 11).

Este número de modos de viento generaría un gran número de hipótesis muy similares y de escasa utilidad. Lo ideal es quedarse con dos modos de viento únicamente, ya que de los ocho posibles casos, la mayoría resultarán despreciables. Para escoger los modos de viento a utilizar en el cálculo nos planteamos cuáles son los más desfavorables:

- Mayor carga en el dintel: MODO 3.
- Mayor flecha en el dintel: MODO 5, porque las acciones sobre la cubierta van en el mismo sentido que las cargas gravitatorias, y su efecto se suma.
- Mayor carga en un pilar: MODO 5, también los 6-7-8, pero el modo 5 además es el que mayor flecha ocasiona en el dintel.
- Mayor desplazamiento horizontal: MODO 2, porque la suma de las acciones tiene la mayor componente horizontal posible.

Así, en principio los modos de viento más desfavorables son el 2, el 3 y el 5. Sin embargo, la importancia del criterio del desplazamiento horizontal en naves industriales es moderada (no ocurriría así, por ejemplo, en edificios con varias plantas), ya que el CTE sólo exige un límite de ese desplazamiento para combinaciones casi permanentes. Así que en principio se va a despreciar el modo 2, y se estudiará el modo 3 y el modo 5.

Viento (+Y/-Y) en paramentos verticales

La presión dinámica sigue siendo 0,42 kN/m<sup>2</sup>, y el coeficiente de exposición 1,336.

Para obtener el coeficiente de presión exterior en las fachadas frontal y posterior, entraremos en la tabla de *Fachadas perpendiculares al viento TABLA AE.02* con una luz de 30 metros y una altura de 8,00 metros, lo que interpolando, da unos coeficientes de 0,705 en la frontal y -0,327 en la posterior.

La relación H/L ahora es 8,00/30=0,267. Entrando con este valor en la tabla de *Fachadas paralelas al viento* obtenemos, mediante interpolación, un valor del coeficiente de presión exterior de -0,674

Así, las cargas de viento +Y/-Y en las fachadas tomarán los valores referidos en la tabla 9.

<b>Viento +Y/-Y en fachada con huecos cerrados</b>					
	<b>Presión dinámica kN/m<sup>2</sup></b>	<b>Coefficiente exposición</b>	<b>Coefficiente presión</b>	<b>Carga viento kN/m<sup>2</sup></b>	<b>Efecto</b>
Enfrentada	0.42	1.336	0.705	0.396	Presión
Opuesta	0.42	1.336	-0.327	-0.183	Succión
Paralela	0.42	1.336	-0.674	-0.378	Succión

Tabla 9

15

Ahora bien, el coeficiente de presión interior variará en función de si el viento sopla en +Y o en -Y, ya que la relación huecos a succión / huecos a presión cambia:

- Viento +Y: El tanto por ciento de huecos a succión es 0, y el coeficiente de presión interior 0,705.
- Viento -Y: El tanto por ciento de huecos a succión es 100, y el coeficiente de presión interior -0,327.

20

Operando con los valores anteriores, de forma similar a como se hizo con el viento +X, se obtienen los valores referidos en la tabla 10.

25



Viento +Y en fachadas con huecos abiertos					
	Cpe	Cpi	Cp	q (kN/m <sup>2</sup> )	Efecto
Enfrentada	0.705	0.705	0.000	0.000	---
Opuesta	-0.327	0.705	-1.032	-0.579	Succión
Paralela	-0.674	0.705	-1.379	-0.774	Succión
Viento -Y en fachadas con huecos abiertos					
	Cpe	Cpi	Cp	q (kN/m <sup>2</sup> )	Efecto
Enfrentada	0.705	-0.327	1.032	0.579	Presión
Opuesta	-0.327	-0.327	0.000	0.000	---
Paralela	-0.674	-0.327	-0.347	-0.195	Succión

Tabla 10

Viento (+Y/-Y) en Cubiertas

5

El viento frontal produce en las cubiertas un efecto de succión que viene recogido en la tabla D.6 b) del DB-SE-AE. En la hoja AE.04 del prontuario se encuentran tabulados los valores medios del coeficiente de presión exterior para este caso, que en naves industriales siempre estará en torno a -0,6.

10

Si observamos en la mencionada hoja los valores que tenemos para nuestro caso oscilan entre -0,576 de la nave con 5 m de altura y 20% de pendiente hasta los 0,618 de la nave con 10 metros de altura y un 15 % dependiente. De forma simplificada, tomaremos  $c_p = -0,6$ .

Así, la carga de viento +Y / -Y en las cubiertas (igual en ambos faldones) toma un valor de:

$$q = 0,42 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,336 \cdot (-0,6) = -0,337 \text{ kN/m}^2 \text{ (succión)} \quad \text{EC. 6}$$

15

Ahora bien, como en el caso anterior, del viento Y en fachadas, en el caso de haber huecos abiertos los valores de las cargas cambiarán en los sentidos +Y / -Y, dependiendo del valor del coeficiente de presión interior, se obtienen los valores referidos en la tabla 11

Viento +Y/-Y en fachadas con huecos abiertos					
	Cpe	Cpi	Cp	q (kN/m <sup>2</sup> )	Efecto
+Y	-0.600	0.705	-1.305	-0.732	Succión
-Y	-0.600	-0.327	-0.273	-0.153	Succión

20

Tabla 11

Del mismo modo que en el caso del viento +X, es posible distinguir un total de 4 modos de

viento para la dirección +Y (4 con huecos abiertos, y 4 con huecos cerrados):

- +Y con huecos cerrados (modo 9, figura 12).
- +Y con huecos abiertos (modo 10, figura 13).
- -Y con huecos cerrados (modo 11, figura 14).
- -Y con huecos abiertos (modo 12, figura 15).

5

Y ahora hay que plantearse qué modos coger:

- Mayor carga sobre el dintel: MODO 10 (es lógico que la mayor succión en la cubierta se dé cuando el viento entra por los huecos).
- Mayor carga sobre el pórtico hastial posterior: MODO 10
- Mayor carga sobre el pórtico hastial frontal: MODO 9
- Mayor carga sobre pilares principales: MODO 10.

10

Queda claro que el modo más desfavorable es el nº10.

15

#### **1.2.4. Sobrecarga de Uso**

La sobrecarga de uso en cubiertas de este tipo viene dada por la tabla 3.1 del DB-SE-AE. La sobrecarga de uso toma un valor de 0,4 kN/m<sup>2</sup>. Pero hay una nota bajo dicha tabla que indica que *“esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables”*.

20

Así, no tiene sentido considerar esta carga, si ya estamos teniendo en cuenta una sobrecarga de nieve de prácticamente el mismo valor, que sí es concomitante con el resto de acciones variables.

25

#### **1.2.5. Acción sísmica**

La aceleración básica de Málaga es 0,11g y por tanto, es de aplicación la norma NCSE-02 al ser mayor que 0,04g y tratarse de un edificio de importancia *normal*, es decir, que su derrumbe por terremoto pueda causar víctimas o daños a terceros. Por tanto, es obligatorio considerar la carga sísmica en el cálculo de la estructura, aunque como ya veremos, en naves industriales no suele ser una carga de importancia.

30

Vamos a aplicar el método simplificado de las *fuerzas estáticas equivalentes* para determinar la acción sísmica aplicable a la nave.

35

#### **Aceleración de Cálculo**

Para calcular la aceleración de cálculo necesitamos conocer:

- Aceleración básica ( $a_b$ ), que para Málaga es 0,11g.
- 5 • Coeficiente adimensional de riesgo ( $\rho$ ), que mide la probabilidad de que el edificio exceda su vida útil de cálculo. Para construcciones de importancia normal es igual a 1,0.
- Coeficiente del terreno (C), se considerará una arcilla firme, que de acuerdo con NCSE- 02, Apdo. 2.4, le corresponde un coeficiente de 1,6. En realidad se debería tener en cuenta todos los estratos del terreno situados 30 metros por debajo de la cota de apoyo, pero a falta de más datos, nos quedaremos con éste.
- 10 • Coeficiente de amplificación del terreno (S), según NCSE-02 2.2 vale:

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \cdot \left( \rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \cdot \left( 1 - \frac{C}{1.25} \right) \quad \text{EC. 7}$$

$$S = \frac{1.6}{1.25} + 3.33 \cdot \left( 1 \cdot \frac{0.11}{9.8} - 0.1 \right) \cdot \left( 1 - \frac{1.6}{1.25} \right) = 1.271 \quad \text{EC. 8}$$

De este modo, la aceleración sísmica valdrá:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1.271 \cdot 1 \cdot 0.11 = 0.140 \quad \text{EC. 9}$$

### Periodo y modos de vibración

Para el modelo de respuesta del edificio, es necesario conocer también los *periodos característicos del espectro de respuesta*,  $T_A$  y  $T_B$ , que valen (NCSE-02 2.3):

$$T_A = \frac{K \cdot C}{10} = \frac{1 \cdot 1.6}{10} = 0.16 \quad \text{EC. 10}$$

$$T_B = \frac{K \cdot C}{2.5} = \frac{1 \cdot 1.6}{2.5} = 0.64 \quad \text{EC. 11}$$

El periodo fundamental del edificio para el caso de pórticos rígidos de acero laminado toma el valor de  $T_F=0,11 n$ , siendo “n” el número de plantas del edificio. Por tanto, nuestro periodo fundamental es  $T_F=0,11 s$ .

El *valor del espectro de respuesta* ( $\alpha$ ) es función del periodo  $\alpha=\alpha(T)$ , y para valores

inferiores a  $T_A$  es igual a  $1+1,5 T/TA$ , que para nuestro caso es:

$$\alpha(0.11) = 1 + 1.5 \cdot \frac{0.11}{0.16} = 2.03$$

**EC. 12**

Se considerará un único modo de vibración, al ser TF inferior a 0,75 s (NCSE-02 3.7.2.1).

5

Coeficiente de respuesta  $\beta$

Este coeficiente depende del comportamiento del edificio en caso de sismo, y viene dado por la tabla 3.1 de la NCSE-02 en función del nivel de ductilidad adoptado por el proyectista.

10 El nivel de ductilidad depende de la forma en que la estructura resiste las acciones horizontales. En la dirección +X/-X, nuestra nave resiste las acciones horizontales mediante pórticos de nudos rígidos, correspondiéndole por tanto un nivel de ductilidad muy alta ( $\mu=4$ ).

15 En la dirección perpendicular los resiste mediante cruces de San Andrés, correspondiéndole por tanto un nivel de ductilidad alta ( $\mu =3$ ). Simplificando, y del lado de la seguridad, nos quedaremos con el valor más desfavorable ( $\mu =3$ ).

Según la tabla 3.1 de la NCSE-02, el coeficiente de respuesta será  $\beta=0,36$ .

Masas que intervienen en el cálculo.

20 Las fuerzas estáticas equivalentes dependen de las masas de cada planta del edificio. En el caso de nuestra nave, la única planta que tiene es la cubierta, y sus masas a considerar en el cálculo son:

- Peso propio: considerando el peso propio de las correas y los dinteles, podemos aproximarlos a unos 0,30 kN/m<sup>2</sup>.
- 25 • Cargas permanentes: la única carga permanente que tenemos es el peso del material de cubrición: 0,09 kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de nieve: al no estar aplicada más de 30 días, no es necesario tenerla en cuenta.
- Sobrecarga de uso: el uso por mantenimiento no está recogido dentro de las masas a
- 30 tener en cuenta en el cálculo (NCSE-02 3.2).

Por tanto, la masa a considerar será 0,39 kN/m<sup>2</sup>, que referido al área tributaria de cada pórtico (cada carga irá aplicada a uno de los nudos superiores del pórtico):

$$\frac{5 \cdot 12}{\cos 9.46} = 60.83m^2 \quad \text{EC. 13}$$

$$P_1 = 60.83m^2 \cdot \frac{0.39kN}{m^2} = 23,72kN \quad \text{EC. 14}$$

La masa de los muros de cerramiento no se considera actuando sobre los soportes por consideraciones de tipo constructivos, ya que se ha apreciado que no suele haber enlaces rígidos entre aquellos y los soportes, por lo que no se llegará a producir interacción.

5

### Fuerzas Estáticas Equivalentes

En cada pórtico se aplicará una carga horizontal igual a:

$$F_1 = \frac{a_c}{g} \cdot P_1 \cdot \eta_1 \cdot \alpha_1 \cdot \beta \quad \text{EC. 15}$$

$$F_1 = \frac{0.14g}{g} \cdot 23.72 \cdot 1 \cdot 2.50 \cdot 0.36 = 2.99kN \quad \text{EC. 16}$$

10

Donde:

- $\alpha_1$  toma el valor 2,5 al ser el periodo de cálculo (T) menor que TB.
- $\eta_1$  es el factor de distribución, que depende de la altura de la planta considerada en relación a la total del edificio. Para edificios de una planta, toma un valor igual a la

15

unidad.

La carga resultante por pórtico es despreciable si se compara con la carga de viento +X. Además, la carga sísmica se considera *accidental*, y por tanto tiene mucho menos peso en el cálculo de la estructura, al ser mucho menores los coeficientes de seguridad que se aplican

20

en las combinaciones de este tipo.

Así que en nuestro cálculo no se va a tener en cuenta la carga sísmica.

## 2. Etapa de diseño y cálculo

25

### 2.1. Acciones por Carga Térmica

En nuestro caso podemos encontrarnos con diversas situaciones. En la realidad la carga térmica va a depender de la ubicación de la nave respecto al conjunto total de naves que

comparten la misma estructura.

De esta manera aunque nos encontremos con una nave o conjunto de ellas, que disponga de juntas de dilatación a una distancia inferior o igual a 40 m, realmente aunque se permite el desplazamiento de la estructura, este desplazamiento no es del todo libre, sino que cada  
5 unión dintel-pilar se comportaría como si se dispusiera de un resorte con una determinada constante elástica.

En nuestro caso, con objeto de acercarnos lo más posible a la realidad, habría que estudiar el conjunto de naves que comparten la estructura. Para ello, se ha considerado que como la longitud de estructura continua para no tener en cuenta la carga térmica es de 40m,  
10 equivaldría a 3 naves de 12m de luz como máximo ( $3 \times 12\text{m} = 36\text{m}$ ), que por otro lado es un caso muy habitual en la construcción de conjunto de naves con estructura compartida.

Para ello se tendrá en cuenta los siguientes parámetros:

- La temperatura de referencia será de  $10^{\circ}\text{C}$ , según se indica en el apartado 3.4.2. del DB SE-AE.
- 15 • Para la ciudad de Málaga se tomará una temperatura mínima de  $-6^{\circ}\text{C}$  (apartado 2, Anejo E del DB SE-AE).
- La temperatura máxima será de  $48^{\circ}\text{C}$  (apartado 1, Anejo E del DB SE-AE).

Para comprobación de la estructura se ha utilizado un programa de cálculo interactivo de  
20 estructuras planas "CESPLA" realizado y registrado por D. Juan Tomás Celigüeta, en colaboración con la Escuela Superior de Ingenieros de San Sebastián, Universidad de Navarra. Se utilizará la versión 5.01, es de libre distribución y se ha descargado de la web TECNUN de la Escuela Superior de Ingenieros de la Universidad de Navarra:  
<http://www1.ceit.es/asignaturas/Estructuras1/Programas.htm>.

El programa CESPLA (Cálculo de estructuras planas) efectúa el análisis de estructuras  
25 reticulares planas de cualquier tipo, como celosías, pórticos o vigas. El programa utiliza el método de rigidez, por su sencillez de programación y generalidad y se basa en los fundamentos teóricos explicados en el libro Curso de Análisis Estructural (Juan Tomás Celigüeta, Ed. EUNSA). De hecho este programa es un elemento complementario para el  
30 lector de dicho libro.

## **2.2. Estudio de estructura de acero frente al incendio.**

Para estudiar el comportamiento de una estructura de acero en el caso de un incendio se  
35 tendrá en cuenta lo indicado en el Capítulo XII del *Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, por el que se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE-11)*

En dicho capítulo se establece los criterios a aplicar en el proyecto de estructuras de acero de edificación para verificar su capacidad portante bajo la acción de un incendio, considerado como una "situación accidental", a efectos de seguridad estructural.

La acción de incendio o acción térmica se define por el flujo de calor que incide sobre las superficies de los elementos de estructura expuestas al fuego.

Dependiendo del "fuego de cálculo" adoptado, deben utilizarse los siguientes procedimientos:

- Con la curva normalizada tiempos-temperaturas definida por CTE, el análisis térmico de los elementos estructurales se efectúa para un período de tiempo especificado.
- Con otro modelo de incendio, el análisis térmico de los elementos estructurales se realiza para el proceso completo del incendio.

Los procedimientos de comprobación de la seguridad de las estructuras de acero ante el incendio explícitamente incluidos en la citada Instrucción pertenecen a la categoría de los modelos de cálculo catalogados como "simplificados", que son métodos de cálculo basados en hipótesis apropiadas para su aplicación a elementos estructurales simples, o pequeños subconjuntos de ellos.

### Fuego de Cálculo

Para cada escenario de fuego de cálculo se considera un fuego de cálculo en un sector de incendio, conforme a la sección 3 de la Norma UNE-EN 1991-1-2.

Los coeficientes  $\alpha_c$  aplicables a las curvas normalizadas tiempo-temperatura se indican en A8.3 de la EAE, definida por el fuego de cálculo elegido.

Temperatura de la superficie del elemento [°C]. Se obtiene como resultado del análisis térmico del elemento conforme al Capítulo XII relativo al cálculo estructural en situación de incendio.

$\Phi$  Factor de forma; si se carece de datos específicos debe adoptarse  $\Phi = 1,0$ . Para tener en cuenta los efectos de posición y de sombra puede adoptarse un valor menor.

$\varepsilon_m$ : Emisividad de la superficie del elemento, se adoptará  $\varepsilon_m = 0,7$ .

$\varepsilon_f$  Emisividad del fuego; generalmente se adopta  $\varepsilon_f = 1,0$ .

Las temperaturas de los gases del sector de incendio  $\theta_g$  pueden adoptarse en forma de curvas nominales tiempo-temperatura conforme a A8.3 de la EAE, o según los modelos de fuego natural indicados en A8.6 y A8.7. Entre las curvas nominales tiempo-temperatura, además de la curva normalizada UNE-EN 1363, se puede utilizar la curva de fuego exterior

para caracterizar los incendios menos severos producidos en zonas exteriores adyacentes al edificio, o para medir los efectos sobre elementos exteriores de las llamas saliendo por las ventanas.

5 Para el presente estudio, solo se utilizará un modelo de fuego simplificado, por lo que para obtener más información de este tipo de modelo de fuego habría que acudir a lo indicado en el apartado 3.3.2. de la Norma UNE-EN 1991-1-2:2004.

Cálculo de temperaturas en el acero

10 Para el cálculo de la temperatura en el acero se tendrá en cuenta lo indicado en el apartado 48 del *Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, por el que se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE)*.

- Elementos sin protección

15

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{S_m k_{sh} h_{net,d} \Delta t}{\rho_a c_a} \quad \text{EC. 17}$$

$\rho_a$ ,  $c_a$  Densidad y calor específico del acero definido en el apartado 45.1 de la EAE expresado en kg/m<sup>3</sup> y J/(kg°K) respectivamente. Tal y como se indica en el siguiente apartado se tomará un calor específico para procedimientos simplificados, que será independiente de la temperatura, tomando un valor de  $c_a = 600$  J/(kg°K)

20

Para la densidad del acero se tomará un valor de  $\rho_a = 7850$  kg/m<sup>3</sup>

- Elementos con revestimiento protector

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[ \frac{\left(\frac{S_p}{r_{p,ef,d}}\right) (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t}{(\rho_a c_a)} - (e^{\varphi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \right] > 0 \quad \text{EC. 18}$$

25

$\rho_a$ ,  $c_a$  Densidad y calor específico del acero definido en el apartado 45.1 de la EAE expresado en kg/m<sup>3</sup> y J/(kg°K):

$$c_a = 600 \text{ J/(kg°K)}$$



Para la densidad del acero se tomará un valor de:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$\phi$  Relación de capacidades caloríficas totales del revestimiento y del elemento de acero, en los casos a) y d) del apartado 48.3 de la EAE

$$\phi = \rho_{p,D} \cdot C_{pD} \cdot d_p \cdot S_p / \rho_a c_a \quad \text{EC. 19}$$

$\rho_{pd}C_{pd}$  Valores de cálculo de la densidad y calor específico del revestimiento según 48.3, en  $\text{kg/m}^3$  y  $\text{J}/(\text{kg}^\circ\text{K})$ .

$r_{p,ef,d} = r_{p,ef,k} / Y_p$  Valor de cálculo de la resistividad térmica efectiva del revestimiento, en  $\text{m}^2 \text{ }^\circ\text{K/W}$ , con  $Y_p$  dado en 48.3 de la EAE-11

$r_{p,ef,k} = (1 + \phi/3) d_p / \lambda_{pk}$  Valor característico de la resistividad térmica efectiva del revestimiento, en los casos a) y d) del apartado 48.3. de la EAE

$r_{p,ef,k}$  Valor determinado según 48.4, en los casos b) y d) del apartado 48.3 de la EAE-11.

$\Theta_{g,t}$  Temperatura de la masa gaseosa ( $^\circ\text{C}$ ) definida en 43.2. de la EAE-11.

### Variación de las propiedades mecánicas del acero en caso de incendio

5 Para las comprobaciones resistentes en situación de incendio, se adoptará  $Y_{M,fi} = 1$  como coeficiente parcial para la resistencia del acero.

Para su aplicación en los procedimientos de comprobación resistente definidos en el capítulo 13 de la EAE-11, se deberán adoptar los siguientes coeficientes correctores de las características mecánicas del acero estructural, en función de la temperatura alcanzada por el mismo ( $\theta_a$ ):

10

$K_{y,\theta}$  Cociente entre el límite elástico efectivo para la temperatura ( $\Theta_a$ ) y el

límite elástico a 20 °C.

$$K_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$$

**EC. 20**

$K_{E,\theta}$  Cociente entre el módulo de elasticidad en la fase lineal del diagrama tensión-deformación, para la temperatura ( $\Theta_a$ ) y el módulo de elasticidad a 20°C.

$$K_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$$

**EC. 21**

Los valores de estos coeficientes se toman de la tabla 45.1 de la EAE-11, en la que se admite interpolar linealmente. La aplicación de estos coeficientes es válida si se aplican los modelos de cálculo simplificado de las temperaturas del acero recogidos en la Instrucción, u otros procedimientos admitidos por la misma, pero en este segundo caso se debe verificar que la velocidad de incremento de temperatura se mantenga entre los límites  $2 \leq d_{\Theta_a}/dt \leq 50^\circ\text{C}/\text{minuto}$ .

En procedimientos simplificados se puede considerar una relación lineal entre la dilatación y la temperatura utilizando el coeficiente:

$$\alpha_\theta = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$$

Igualmente, en procedimientos simplificados se puede considerar el calor específico independiente de la temperatura, tomando el valor:

$$c_a = 600 \text{ J}/(\text{kg}^\circ\text{K})$$

Y se puede considerar la conductividad térmica independiente de la temperatura, tomando el valor:

$$\lambda_a = 45 \text{ W}/(\text{m }^\circ\text{K})$$

Aunque la norma da unos valores característicos para cada material de protección, es posible tomar en consideración valores reales como por ejemplo los aportados por los propios fabricantes en sus ensayos.

### **2.3. Método de debilitación mediante disminución de la sección de perfil**

En apartados anteriores, se han calculado todas las acciones que pueden actuar en una edificación, con objeto de poder evaluarlas, poder hacer las correspondientes comprobaciones y así, poder justificar que cumple con lo establecido en el CTE.

De entre todas las hipótesis, se estudiará, con la ayuda del mencionado programa

CESPLA, el cual se describió en el apartado de acciones por cargas térmicas, solo las más desfavorables, pues son las que van a determinar el cumplimiento, o no, de la seguridad estructural.

5 Como lo que se busca es justificar que el fallo de una estructura en caso de incendio no afecta a las estructuras de las naves colindantes, nos encontramos con 2 casos bien diferenciados y que se entiende que se deben estudiar por separados, ya que de esto va a depender la elección de las hipótesis estudiadas anteriormente:

- Caso 1: nave adosada a otras naves por ambos lados con estructura compartida.
- Caso 2: nave adosada a otra nave sólo por uno de sus lados, estando en contacto con el exterior por el otro.

Las cargas gravitatorias tienen un valor de  $0.6 \text{ kN/m}^2$ , tal y como se indicó anteriormente.

Debido a que se va a dar por hecho que la estructura es existente, y de cierta antigüedad, se va a considerar que la estructura estará formada por perfiles A42b, si bien el proceso de cálculo con perfiles actuales es idéntico, ya que las variaciones de las propiedades mecánicas de los mismo se hacen mediante coeficientes, tal y como se vio en un apartado anterior.

Dada la gran variedad de casos que se pueden estudiar, a continuación se va a estipular un criterio para ir numerándolos, de manera que viendo el número que corresponde a cada caso, se pueda saber perfectamente cuáles son las condiciones del mismo. De este modo, un caso denominado “Caso 1–2–60-3-3” significaría “Caso de nave adosada a ambos lados, con la estructura debilitada según la opción 2 y con un tiempo transcurrido de 60 minutos de incendio, 3 cm de protección en el dintel y 3 cm de protección en la zona debilitada.”

Ya que el estudio, que en este trabajo se representa es distinto para cada tipo de nave que se pueda encontrar, y el objetivo del mismo es que sirva de guía para poder estudiar cada caso singular que se pueda presentar, sólo se va a estudiar el caso 1, es decir, naves adosadas a ambos lados; particularmente los casos 1-0-0-3-0 (en base al cuál se determinan las zonas menos solicitadas del dintel, adecuadas para realizar el debilitamiento), 1-3-90-3-1.5 (en el que se observa un incremento de la tensión por Von Mises pero aún sigue por debajo del límite elástico), y 1-3-90-3-1.5 (en el que ya sí se supera dicho límite elástico).

30 En relación a las opciones de debilitamiento analizadas, son tres:

- Opción 1 (figura 18): Para debilitar el perfil, se empezará por recortar las alas inferiores del mismo, una distancia de 3 cm por cada lado, de modo que el canto inferior de la IPE mediría 6 cm en lugar de los 12 cm del perfil normalizado, tal y como se muestra en la siguiente figura.
- Opción 2 (figura 19): Con objeto de poder debilitar mucho más el perfil en la zona modificada, se opta por hacer un corte más drástico en la geometría de éste, de

manera que quede de la siguiente forma.

- Opción 3 (figura 20): Con objeto de poder debilitar algo menos el perfil en la zona modificada, se opta por hacer un corte más pequeño en el perfil, de manera que quede de la siguiente forma.

5

Conforme a lo anterior, se procede ahora a comentar los diferentes casos estudiados.

Caso 1-0-0-3-0: nave adosada a ambos lados, estructura sin debilitar, sin incendio, 3 cm de protección en todo el dintel

10

El modo a estudiar en este caso será el más desfavorable de los estudiados en el apartado de cálculo de las acciones en la estructura modelo elegida, esto es, el modo 5, pero sin viento lateral + carga térmica en condiciones convencionales (figura 21).

15

A partir de estos datos calculamos las cargas lineales en el pórtico, que se representan en la figura 22:

$$\frac{0.381kN}{m^2} \cdot \frac{101.97kg}{kN} \cdot 5m \cdot \frac{1m}{100cm} = 1.94kg/cm \quad \text{EC. 22}$$

$$\frac{0.490kN}{m^2} \cdot \frac{101.97kg}{kN} \cdot 5m \cdot \frac{1m}{100cm} = 2.50kg/cm \quad \text{EC. 23}$$

$$\frac{0.600kN}{m^2} \cdot \frac{101.97kg}{kN} \cdot 5m \cdot \frac{1m}{100cm} = 3.06kg/cm \quad \text{EC. 24}$$

20

Con estos datos, se introduce el modelo en el programa de cálculo de estructuras, obteniéndose los momentos flectores, cortante y deformaciones referidos en las tablas 12 y 13.

25

Debido a que dicho programa, no aporta datos parciales de la barra completa del pórtico con detalle suficiente, el dintel se ha dividido en segmentos de 1m de longitud aproximadamente, y se han introducidos las cargas indicadas en la figura 22. Además se ha considerado una carga térmica correspondiente a la temperatura máxima en la provincia de Málaga, de 48°C (apartado 1, Anejo E del DB SE-AE).

30

Tal y como se indicó anteriormente, el modelo matemático de dicho programa para calcular los efectos de las cargas térmicas, consiste en considerar que esta carga es debida a una variación lineal de la temperatura en el canto de la barra, y por lo tanto está definida por su valor medio y su gradiente a lo largo del canto. Estas temperaturas se suponen uniformes a lo

largo de toda la longitud de la barra, según se indica en el apartado 4.2 de la norma *UNE-EN 1993-1-2 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero*.

Debido a que tanto las estructuras existentes como nuevas, suelen disponer de soluciones constructivas denominadas cartelas, en la unión del pilar con el dintel, y ya que el programa no permite la introducción de una barra de sección variable respecto al eje x, se opta por la introducción de una barra en el “segmento 2 y 13” de un perfil mayor, en nuestro caso una IPE-300, consideración que estaría del lado de la seguridad, puesto que por las características geométricas de la cartela, estas tiene en su mayor parte de la longitud una sección mayor, además de que la opción elegida ocasiona un aumento del esfuerzo en las barras 3 y 12.

CASO	BARRA 3			BARRA 4			Deformación Pilar-dintel	Deform. Max. Adm. Pilar- Dintel cm (L/250)	¿CUMPLE?
	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>			
SIN DEBILITAR									
1-0-0-3-0	-1173,68	130,42	1195,22	-524,13	102,20	553,21	0,67	2,80	SI

Tabla 12

CASO	BARRA 12			BARRA 11			Deformación Pilar-dintel	Deform. Max. Adm. Pilar- Dintel cm (L/250)	¿CUMPLE?
	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>			
SIN DEBILITAR									
1-0-0-3-0	-1113,97	136,28	1138,70	-440,69	104,87	476,66	0,59	2,80	SI

Tabla 13

Como ya es sabido, los valores de cortante son poco significativos respecto al flector, y tal y como se puede ver en las tablas de datos correspondientes, estos valores son irrelevantes.

De los datos obtenidos se desprende que las barras 4 y 11 son las zonas menos solicitadas del dintel, por lo que a priori esta sería la zona ideal para hacer alguna debilitación del perfil, puesto que, en el caso más habitual (en el que la sección es constante a lo largo de toda la barra) se trata de la zona en la que una reducción de la sección compromete en menor medida la seguridad de la barra para cualesquiera condiciones de uso compatibles con las existentes en el momento del análisis.

Del mismo modo, tanto el valor mínimo de momento flector como de tensión por el Criterio de Von Mises ocurre en la barra 3.

Caso 1-3-80-3-1.5: nave adosada a ambos lados. Estructura debilitada – opción 3, 80 minutos de incendio, 1.5 cm de protección en la zona debilitada y 3 cm de protección en el resto del dintel

- 5 La tabla 14 recoge los valores de la temperatura a 80 minutos con 1.5cm de protección en la zona debilitada y 3 cm de protección en el resto del dintel.

Perfil	Disposi- ción	Perímetro Expuesto (m)	Sección (M <sup>2</sup> )	Espesor protección (cm)	Tª Acero (°c)	Mód. Elasticidad Kg/cm <sup>2</sup>	Límite elástico Kg/cm <sup>2</sup>
IPE-270	PILAR	0.1482	0.00459	3	74.96	2.100.000	2600
IPE-240	DINTEL	0.9220	0.00391	3	255.83	1.772.751	2600
IPE-300	CARTELA	1.1600	0.00538	3	241.77	1.802.289	2600
IPE-240 Debilitación 3	DINTEL	0.6209	0.002487	1.5	496.8	1.266.728	2600

Tabla 14

10

Con estos valores y la ayuda de CESPLA, obtenemos los valores referidos en las tablas 15 y 16.

CASO	BARRA 3			BARRA 4			Deformación Pilar-dintel (cm)	Deform. Max. Adm. Pilar- Dintel cm (L/250)	¿CUMPLE?
	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>			
DEBILITACIÓN OPCIÓN 3									
1-3-80-3-1,5	-1082,87	122,81	1103,56	-2123,40	-183,37	2147,02	2,38	2,80	SI

15

Tabla 15

CASO	BARRA 12			BARRA 11			Deformacion Pilar-dintel	Deform. Max. Adm. Pilar- Dintel cm (L/250)	¿CUMPLE?
	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>			
DEBILITACIÓN OPCIÓN 3									
1-3-80-3-1,5	-1067,86	130,26	1091,43	-1890,37	191,64	1919,29	2,26	2,80	SI

Tabla 16

Se observa que ha subido la tensión por Von Mises, pero aún sigue por debajo del límite elástico. El desplazamiento de los nudos pilar-dintel sigue aumentando.

20

Caso 1-3-90-3-1.5: nave adosada a ambos lados. Estructura debilitada – opción 3, 90 minutos de incendio, 1.5 cm de protección en la zona debilitada y 3 cm de protección en el resto del dintel

- 5 Los valores de la temperatura a 90 minutos con 1.5cm de protección en la zona debilitada y 3 cm de protección en el resto del dintel se recogen en la tabla 17.

Perfil	Disposición	Perímetro Expuesto (m)	Sección (M <sup>2</sup> )	Espesor protección (cm)	Tª Acero (°c)	Mód. Elasticidad Kg/cm <sup>2</sup>	Límite elástico Kg/cm <sup>2</sup>
IPE-270	PILAR	0.1482	0.00459	3	81.40	2.100.000	2600
IPE-240	DINTEL	0.9220	0.00391	3	288.54	1.704.077	2600
IPE-300	CARTELA	1.1600	0.00538	3	272.65	1.737.426	2600
IPE-240 Debilitación 3	DINTEL	0.6209	0.002487	1.5	546.06	979.505	1656

Tabla 17

10

Con estos valores y la ayuda de CESPLA, obtenemos los valores referidos en las tablas 18 y 19.

CASO	BARRA 3			BARRA 4			Deformación Pilar-dintel (cm)	Deform. Max. Adm. Pilar-Dintel cm (L/250)	¿CUMPLE?
	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>			
DEBILITACIÓN OPCIÓN 3									
1-3-90-3-1,5	-1034,84	121,54	1056,03	-1912,84	-180,91	1938,33	2,64	2,80	SI

15

Tabla 18

CASO	BARRA 12			BARRA 11			Deformación Pilar-dintel	Deform. Max. Adm. Pilar-Dintel cm (L/250)	¿CUMPLE?
	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>	Axil kg/cm <sup>2</sup>	Cortante kg/cm <sup>2</sup>	Von Mises kg/cm <sup>2</sup>			
DEBILITACIÓN OPCIÓN 3									
1-3-90-3-1,5	-1039,29	129,68	1063,28	-1756,52	190,53	1787,25	2,51	2,80	SI

Tabla 19

Se comprueba que tanto en la barra 4 como la barra 11 se supera el límite elástico de la zona debilitada, que tal y como se indicó en la anterior tabla de parámetros del material en función de la temperatura, era de 1656 kg/cm<sup>2</sup>.

De este modo, se observa que se cumplen las siguientes condiciones:

- El único punto donde se supera el límite elástico del material y por tanto donde se produciría el colapso de la estructura es en la zona debilitada.

- El colapso se produce después de superar los 60 minutos que exige el REAL DECRETO 2267/2004, de 3 de diciembre, por el que se aprueba el Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales.
- En el momento en el que colapsa la estructura el desplazamiento de los nudos de las uniones pilar-dintel tienen una deformación inferior al máximo indicado en el apartado 4.3.3.2. del DB-SE del CTE sobre desplazamientos horizontales. En dicho apartado se indica que cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que 1/250.

5

10

También hay que recordar, tal y como se indicó anteriormente, la necesidad de disminuir el espesor de la protección para conseguir que la temperatura en la zona debilitada aumente más rápidamente, lográndose que el límite elásticos de dicha zona caiga antes que en el resto de la estructura.

15

Una vez observados los resultados, se considera que la opción de debilitación 3, y protegiendo la estructura con 1,5 cm de espesor de mortero de lana de roca en la zona debilitada y 3 cm de espesor en el resto del pórtico se cumplen las condiciones para poder afirmar que el colapso de la estructura de la nave en estudio en caso de incendio no afectaría a las naves colindantes ni compromete la sectorización respecto a éstas.

20

#### Conclusiones del método de debilitación mediante disminución de la sección de perfil

25

Aunque en la actualidad, los técnicos de la administración, como norma general, obligan a que los materiales utilizados para la protección pasiva, y que son denominados “con marcado CE” deban cumplir al menos el espesor que se indica en los ensayos realizados por los propios fabricantes, en este caso, y dado el carácter de estudio de investigación que posee el presente trabajo, se entiende que no sería necesario dicho cumplimiento, toda vez que se realizan cálculos analíticos para el cálculo de la temperatura del acero en caso de incendio con fuego normalizado, utilizando para ellos los datos de conductividad térmica, calor específico y densidad aportado por el propio fabricante en su ficha técnica de producto. De este modo se pretende que el presente estudio pueda convertirse en un posible referente a la hora de poder diseñar un estudio alternativo de la protección pasiva en establecimientos industriales.

30

35

A pesar de lo indicado en el párrafo anterior, es necesario insistir que la única zona que va a tener un espesor menor que el indicado en los ensayos aportados por el fabricante, es en la zona debilitada, siendo esta zona de una longitud no superior a 10 cm, además de contarse



con un margen de tiempo de aproximadamente 30 minutos, ya que la zona debilitada colapsa en el minuto cercano al 90, cuando lo que se le exige son 60 minutos de resistencia al fuego.

Por tanto, tal y como se indicó anteriormente, queda demostrado que el comportamiento de la estructura en caso de incendio no menoscaba la estabilidad u otras condiciones de las naves colindantes, debido a que las deformaciones son menores que las máximas permitidas por el CTE, por lo que se puede afirmar que la sectorización respecto a las naves colindantes no se ve comprometida por el colapso de la estructura. Esta afirmación se hace extensible tanto a los muros delimitadores del establecimiento, como a la posible franja corta fuegos para la sectorización por cubierta, ya que dicha franja, habitualmente se encuentra fijada mediante tornillos al propio muro, y no a la estructura de cubierta, método, que por otro lado, es el que se indica en los ensayos de los principales fabricantes de materiales para protección pasiva.

#### **2.4. Método del uso de tornillo como fusible termomecánico**

Para el cálculo de la unión, lo primero que deberíamos de hacer es decidir dónde se va a realizar ésta. Para ello partiremos del caso de una nave medianera por ambos lados, estructura sin debilitar y situación de incendio a 60 minutos.

Se nos plantean dos maneras de realizar la unión, una mediante una unión empotrada y otra mediante la creación de una rótula. Con objeto de valorar cuál de las dos soluciones es mejor, vamos a proceder a estudiar ambos casos. Del mismo modo, cada caso habrá que estudiarlo para la situación de incendio a 60 minutos y la situación sin incendio, siempre cumpliendo el Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, por el que se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE).

##### **2.4.1. Unión Empotrada**

Estableciendo una unión empotrada entre las barras ficticias 3 y 4, tal y como se esquematiza en la figura 23, puede considerarse que los tornillos se sitúan en las fibras más esforzadas por tensiones normales (tanto por efecto del esfuerzo axial como por efecto del esfuerzo flector, de escasa magnitud en ese punto de la barra).

Teniéndose en cuenta la distribución de tensiones en una sección sometida a esfuerzo flector (y escaso cortante) de acuerdo a las estimaciones de la ley de Navier (figura 24), es razonable suponer que la tensión normal debida al esfuerzo flector que ha de soportar la pieza corta (tornillo o similar) que garantice el comportamiento de la unión, será la máxima derivada del cálculo para la sección considerada.

A las tensiones derivadas del esfuerzo flector habrán de añadirse las del Axil (figura 25), con lo que, a efectos de tensiones normales, habrá que sumar o restar los valores obtenidos del cálculo, en función de qué parte de la sección se esté considerando y de cómo se idealice el fallo..

5 Atendiendo a la ley de Colignon, que predice la distribución de tensiones tangenciales a lo largo de la sección de la barra, la situación de los tornillos en esa posición los hace muy poco susceptibles al efecto de las tensiones tangenciales (nulas en los puntos de contorno y máximas en el centro) por lo que su efecto puede considerarse despreciable sin menoscabar la seguridad del punto de unión.

10 Es necesario indicar que el corte de la pieza no se va a realizar perpendicular a la dirección del eje (que sería lógico a efectos de cálculo), porque en ese caso la geometría podría dificultar el colapso de la barra tras el agotamiento del tornillo, lo cual es especialmente palpable en el caso de la unión articulada que se verá en un apartado posterior.

15 Parece sensato suponer que el fallo de la unión responderá a lo representado en la figura 26, lo que equivale a admitir que el fallo será por tracción máxima.

Así las cosas, es evidente que la máxima tensión que desencadenará el fallo es la suma de las de tracción por efecto del esfuerzo flector más o menos las de axil (en función de si es de tracción o de compresión en esa sección de la barra). En favor de la seguridad sería razonable despreciar las tensiones de compresión si es que existe tal esfuerzo en la barra.

20

#### Unión empotrada con incendio

Los valores de tensiones normales más desfavorables, para el caso de incendio a 60' y medianera a ambos lados, extraídos de CESPLA se representan (barras 3 y 4) en la figura 27 (A y B, respectivamente).

25

Siendo sensiblemente mayor en la barra 3 (en concreto en el encuentro entre la barra 2 y la 3). Pero este modo de ofrecer los datos resulta poco útil en este caso, ya que no permite elegir un punto más concreto de la sección de la barra en el que establecer la unión.

30 Para concretar más el estado de tensiones actuantes sobre el tornillo, pueden extraerse los valores de esfuerzos del programa de cálculo (figura 28), y determinar las tensiones "manualmente" en un punto más concreto (en realidad el que se desee de los muchos que testea el programa).

35 Según los valores obtenidos, el punto a estudiar será el situado a  $X_{local} = 101.4$  (de la barra ficticia 4), correspondiéndole un momento flector de  $-6220.73 \text{ kg}\cdot\text{cm}$  y un esfuerzo axil de  $2267.11 \text{ kg}$  (en compresión). Mediante Navier y admitiendo una distribución uniforme de las tensiones normales por esfuerzo axil, resultarían los siguientes valores tensionales:

$$\sigma_N(\text{por axil}) = \frac{N}{A} = \frac{-2267.11 \text{ kg}}{39,1 \text{ cm}^2} = -57,9 \text{ kg/cm}^2 (\text{compresión}) \quad \text{EC. 25}$$

$$\sigma_M = (\text{navier}) = \frac{M_{max}}{W_{max}} = \frac{-6220.73 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{324 \text{ cm}^3} = -19.21 \text{ kg/cm}^2 (\text{compresión}) \quad \text{EC. 26}$$

No hemos considerado el ángulo de la cubierta, pues la pendiente de ésta es muy pequeña, del orden de 9,46°, lo que nos da un valor de tensión prácticamente igual y siempre menor que el obtenido mediante las expresiones empleadas, consideración que está del lado de la seguridad.

Como lo que se desea es dimensionar en ese punto concreto (a 301,4 cm del extremo) habrá que verificar qué ocurre en el caso en el que todavía no se ha declarado el incendio y hacerlo para el caso más desfavorable adoptando los oportunos coeficientes de seguridad que luego se verán.

En ese caso, tal y como ya se ha indicado, se desprejaría el valor de tensión de compresión, ya que, en virtud del modelo de rotura ya comentado, el tornillo no se va a encargar de ella.

#### 15 Unión empotrada sin incendio

Para este caso, estructura sin incendio y medianera a ambos lados, los valores de esfuerzos obtenidos con el CESPLA se pueden observar en la figura 29.

En las anteriores figuras se puede observar que el punto de menor esfuerzo flector es el situado a 301,4 cm del extremo. Además geoméricamente y por motivos de ejecución, no es recomendable situar la debilitación cerca de la barrera cortafuegos que es necesario instalar para la sectorización por cubierta con las naves colindantes.

Así para el punto situado a 301,4 cm del extremo tenemos un esfuerzo Axil de 1844,37 kg (a compresión) y un momento flector de 5984.4 kg·cm.

25 Se procede a calcular las tensiones del mismo modo que para el caso anterior:

$$\sigma_N(\text{por axil}) = \frac{N}{A} = \frac{-1844.37 \text{ kg}}{39,1 \text{ cm}^2} = -47,2 \text{ kg/cm}^2 (\text{compresión}) \quad \text{EC. 27}$$

$$\sigma_M = (\text{navier}) = \frac{M_{max}}{W_{max}} = \frac{5984.4 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{324 \text{ cm}^3} = 18,5 \text{ kg/cm}^2 (\text{tracción}) \quad \text{EC. 28}$$

Igual que indicamos anteriormente, no se ha considerado el ángulo de la cubierta, pues la

pendiente de esta es muy pequeña, del orden de  $9,46^\circ$ , lo que da un valor de tensión prácticamente igual y siempre menor que el obtenido mediante las expresiones empleadas, consideración que está del lado de la seguridad.

5 Se observa que la tensión debida al flector para la  $X$  local = 301,4 cm es algo mayor para el caso con incendio.

Dimensionado del tornillo

10 Para el dimensionado del tornillo, tendremos en cuenta el caso sin incendio, ya que en este caso la unión trabaja a tracción, mientras que en situación de incendio a 60 minutos, la unión trabaja a compresión, tal y como vimos en apartado anterior. Ante esto hay que aclarar que, de lo que se trata, es de garantizar que la unión resiste a nivel tensional y que su funcionamiento no será por rotura sino por pérdida de la capacidad mecánica del tornillo por la temperatura.

15 Para ello nos basaremos en todo lo indicado en el Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, por el que se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE).

20 Los tornillos utilizables a los efectos de dicha Instrucción en uniones de estructuras de acero corresponden a los grados recogidos en la tabla 20, tomada de la citada instrucción, con las especificaciones de límite elástico  $f_{yb}$ , y resistencia a tracción  $f_{ub}$  que en la misma se indican.

Tipo	Tornillos ordinarios			Tornillos de alta resistencia	
Grado	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$	240	300	480	640	900
$f_{ub}$	400	500	600	800	1000

Tabla 20

25 Igualmente en dicha norma se indica que no se utilizarán tornillos de grado inferior a 4.6 o superior a 10.9 sin justificación experimental documentada de que son adecuados para la unión a la que se destinan. Además se expone que deben ser fabricados con materiales que cumplan lo establecido en 29.2. Pueden utilizarse como tornillos sin pretensar o tornillos pretensados (en este último caso, deben cumplir los requisitos establecidos al respecto en  
30 dicha norma). Por este motivo, el tornillo no necesariamente debe ser de acero, sino que puede ser de otro material elástico, que cumpla con los límites elásticos y resistencia a la tracción mínima exigida en la anterior tabla. El tipo de material que finalmente se utilice será

el propósito de otro apartado del presente estudio.

Las uniones atornilladas se clasifican, en función de la manera de trabajar de los tornillos, en cinco categorías. Tres de ellas corresponden a uniones en las que los tornillos están solicitados en dirección normal a su eje, categorías A, B y C; y otras dos, categorías D y E, a uniones en las que los tornillos están solicitados en dirección de su eje, esto es, a tracción.

En nuestro caso el tipo de unión que tenemos que calcular es de las definidas como tipo D en la norma de referencia (tornillos ordinarios trabajando a tracción). El apartado 5.7 de la citada norma establece las bases para estimar la resistencia a tracción de un tornillo solicitado en la dirección de su eje (ha de comprobarse tanto la resistencia a tracción del tornillo como la resistencia a punzonamiento de la chapa de unión).

Este cálculo sirve, pues, para los tornillos señalados hasta este momento, destinados a formalizar una unión rígida en el punto en el que se establece el fallo programado del sistema.

La resistencia a tracción del tornillo se obtiene de esta expresión:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{M2}} \quad \text{EC. 29}$$

Siendo  $\gamma_{M2}$  el coeficiente parcial para estado límite último definido en la tabla 21 tomada del apartado 15.3 de la EAE.

Resistencia de las secciones transversales.	$\gamma_{M0} = 1,05^{(1)}$
Resistencia de elementos estructurales frente a inestabilidad.	$\gamma_{M1} = 1,05^{(1), (2)}$
Resistencia a rotura de las secciones transversales en tracción.	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistencia de las uniones.	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados: - En estado límite último (uniones categoría C) (ver apartados 58.2 y 58.8). - En estado límite de servicio (uniones categoría B) (ver apartados 58.2 y 58.8).	$\gamma_{M3} = 1,25$  $\gamma_{M3} = 1,10$

Tabla 21

En nuestro caso  $\gamma_{M2}$  tendrá un valor de 1,25.

$f_{ub}$  es la resistencia a tracción establecida en 29.2 de la EAE, que tendrá un valor de 400, 500 y 600 N/mm<sup>2</sup> para tornillos ordinarios de grado 4.6, 5.6 y 6.8 respectivamente.

La tensión a tener en cuenta, tal y como vimos, era la debida al momento flector, pues la correspondiente al esfuerzo axial era de compresión y que por consiguiente nosotros íbamos a despreciar, pues el tornillo no se iba a encargar de dicha tensión.

El esfuerzo por tanto a tener en cuenta es el del momento flector  $M_f = 5984.4 \text{ kg}\cdot\text{cm}$ , que en la fibra más alejada nos dará un esfuerzo de

$$F_{t,Rd} = \frac{5984.4 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{12 \text{ cm}} = 498,7 \text{ kg} = 4886,9 \text{ N} \quad \text{EC. 30}$$

10

De este modo se obtiene que la resistencia a la tracción del tornillo, considerando inicialmente un tornillo M12 con una sección inicial del tornillo de 84.3mm<sup>2</sup>, será:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 400 \text{ N/mm}^2 \cdot 84.3 \text{ mm}^2}{1.25} = 24.278,4 \text{ N} > 4886,9 \text{ N} \quad \text{EC. 31}$$

$\rightarrow$  si válido

15 Además hay que tener en cuenta que el esfuerzo se repartiría entre dos tornillos, cada uno de ellos situado a ambos lados del alma.

Si finalmente se utilizase un tornillo de material distinto del acero, que en cualquier caso debe ser isótropo, podríamos calcular la resistencia a tracción que debe tener el tornillo, en función de la tensión a la que está sometida la unión, y que habíamos calculado en apartado anterior.

20

Si utilizamos la fórmula anterior, podemos calcular cual será la resistencia a la tracción mínima del tornillo, con objeto de poder tener en cuenta los coeficientes de seguridad que da la norma. Igualmente partiremos de una sección del tornillo normalizada M12:

$$f_{ub} = \frac{F_{t,Rd} \cdot \gamma_{M2}}{0.9 \cdot A_s} = \frac{4886,9 \text{ N} \cdot 1,25}{0.9 \cdot 84.3 \text{ mm}^2} = 80,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 822 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{EC. 32}$$

25 Por tanto esta sería la resistencia a la tracción mínima que debe tener el material que formase un hipotético tornillo normalizado M12.

De todos modos una vez elegido el material, habría que realizar de nuevo el procedimiento para comprobar que la sección del tornillo es el adecuado. Hay que tener en cuenta que el esfuerzo se repartirá entre dos tornillos, uno a cada lado del alma.

La resistencia a punzonamiento de la chapa se obtiene de esta expresión:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{EC. 33}$$

Siendo  $d_m$  el diámetro medio entre los círculos circunscrito e inscrito de la tuerca/cabeza y  $f_u$  la resistencia a tracción del acero de la chapa.

No es preciso comprobar la resistencia a punzonamiento si el espesor de la chapa verifica, como mínimo:

$$t_{min} \geq \frac{d f_{ub}}{6 f_u} \quad \text{EC. 34}$$

Siendo:

- 10  $t_{min}$  = espesor mínimo de la chapa.  
 $d$  = diámetro  
 $f_{ub}$  = resistencia mínima a la tracción del tornillo (tabla 29.2 EAE).  
 $f_u$  = resistencia a la tracción de la chapa de acero (tabla 27.1 EAE).

$$t_{min} = \frac{12mm \cdot 400 N/mm^2}{6 \cdot 430 N/mm^2} = 1,86 mm \quad \text{EC. 35}$$

15

Por lo que parece sensato adoptar esta condición para el espesor de las chapas de terminación del perfil.

### **2.4.2. Unión Articulada**

20

Para la unión articulada, podremos realizar la unión tal y como se ilustra en la figura 30, situación en la que puede considerarse que los tornillos se sitúan en las fibras más esforzadas por tensiones cortantes.

### **Unión articulada con incendio**

25

Los valores de *tensiones tangenciales más desfavorables*, para el caso de incendio a 60' y medianera a ambos lados, extraídos de CESPLA se representan (barras 3 y 4) en la figura 31 (A y B, respectivamente).

Los valores de esfuerzos obtenidos con ayuda del programa de cálculo se refieren en la figura 32

Unión articulada sin incendio

5

Los valores de tensiones tangenciales más desfavorables, para el caso sin incendio y medianera a ambos lados, extraídos de CESPLA se representan (barras 3 y 4) en la figura 33 (A y B, respectivamente).

10 Los valores de esfuerzos obtenidos con ayuda del programa de cálculo se representan en la figura 34.

Dimensionado del tornillo

Para el dimensionado del tornillo a cortante, tendremos en cuenta el caso sin incendio.

15 Para ello, al igual que hicimos para la unión empotrada, nos basaremos en todo lo indicado en el Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, por el que se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE).

La resistencia a cortante (deslizamiento) del tornillo se obtiene de esta expresión (apartado 58.6 EAE):

20

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A n}{\gamma_{M2}}$$

**C. 36**

Donde:

$F_{ub}$  = resistencia a tracción del tornillo en N/mm<sup>2</sup>.

$A$  = Área del vástago del tornillo en mm<sup>2</sup>

25  $n$  = Número de posibles planos de deslizamiento; en general será  $n = 1$  ó  $n = 2$ . En el caso que nos ocupa, solo se tiene 1 plano.

$\gamma_{M2}$  el coeficiente parcial para estado límite último definido en el apartado 15.3 de la EAE.

30 Para elegir el material adecuado, el procedimiento deberá de ser por reiteración, es decir, eligiendo un material teniendo en cuenta el esfuerzo a cortante al que deberá estar sometido, y la temperatura a la que estará el tornillo en el minuto 60 de incendio, pues es a partir de aquí cuando debería empezar a fallar el material, es decir, cuando se debería alcanzar la



temperatura máxima de servicio.

Debido a que la temperatura del tornillo va a depender del calor específico del material empleado para la elaboración del mismo, es necesario, una vez elegido el material, calcular la temperatura del tornillo en el minuto 60 de incendio, y comprobar que:

- 5
- En dicho minuto 60 de incendio, la temperatura del tornillo esté por debajo de la temperatura máxima de servicio del material.
  - Que una vez sobrepasado dicho minuto de incendio, el tornillo alcance la temperatura máxima de servicio del material antes de que la temperatura del acero que conforma la estructura provoque deformaciones en la misma que puedan producir fallos en la
- 10 sectorización con las naves colindantes.

Como se puede observar en el apartado anterior, el esfuerzo a cortante para el punto situado a 301.4 cm del extremo, es de:

$$F_{v, Rd} = 1318.37 \text{ kg} = 12920 \text{ N}$$

**EC. 37**

15

Se considera que esta solución mediante unión articulada es más adecuada que mediante la unión por empotramiento, debido principalmente a que, se buscaría el fallo en 2 elementos (tornillos) en lugar de 4, siendo además más simple su ejecución, aunque perfectamente se podría estudiar también mediante unión empotrada. Por este motivo, en el presente estudio, y

20 una vez que elijamos el material, solo se va a estudiar la solución mediante unión articulada.

#### Elección del Material para la Fabricación del Tornillo

Para la elección de un material adecuado, se ha hecho uso de la base de datos de materiales de la aplicación "CES Selector Versión 5.1.0" realizado por la compañía GRANTA DESIGN LIMITED ([www.grantadesign.com](http://www.grantadesign.com)).

25

#### Utilización de CES para la elección del material

30 CES es una base de datos de materiales tan extensa, que la elección de un material adecuado a nuestras necesidades, puede parecer, a priori, una labor muy tediosa, y complicada de conseguir sin dedicar mucho tiempo.

Por ello, es necesario tener un poco de conocimiento de ciencia de los materiales, a fin de que se pueda tener desde el principio, una idea clara de que tipo de material nos puede

convenir elegir para nuestra solución.

Lo primero que hay que tener claro, es que se pretende unir dos piezas de acero, pero además el elemento de unión no debe ser de este material, pues se necesita encontrar un material que posea un módulo de elasticidad que se comporte de manera distinta con el incremento de temperatura. Ésta condición es indispensable para que podamos conseguir el fallo del elemento de unión antes que la propia estructura.

Si se observa en apartados anteriores, donde se ha visto el comportamiento de los elementos de acero con el aumento de temperatura, se puede ver que el módulo de elasticidad cae a partir de un cierto valor de temperatura, pero en cambio el límite elástico no varía hasta que se consigue una temperatura del elemento mucho mayor. Esto nos lleva a la conclusión de que se producen deformaciones en la estructura antes de llegar a producir el fallo de la misma, y por eso hay que buscar un material que, por un lado, soporte las tensiones a las que va a ser sometida, y por otro lado, que el límite elástico caiga a mucha menor temperatura que el acero, para que el elemento de unión pueda hacer de un verdadero fusible termomecánico.

Además de esto, hay que tener en cuenta que el uso de otro tipo de metal distinto del acero puede provocar problemas de corrosión galvánica, a no ser que se elija un metal que tengan un potencial tan parecido al del acero, que la corriente galvánica se prácticamente despreciable. Además de esta opción, también existen métodos de evitar dicha corrosión galvánica, como puede ser:

- Aislar eléctricamente los dos metales colocando un aislante intermedio.
- Proteger el metal más noble con recubrimientos de plásticos y resinas epoxi.
- Técnicas de galvanoplastia o recubrimiento electrolítico.
- Protección Catódica.

Como se observa, estas soluciones en algunos casos son complicadas de ejecutar y en otras no aseguran a un 100% la protección con el paso del tiempo, lo que requeriría unas operaciones de mantenimiento.

Por estos motivos, se va a optar por buscar un material para el elemento de unión que no sea metálico (que además debe ser isótropo), con objeto de evitar los problemas descritos.

Dicho esto, ya podemos acotar de cierta manera la elección del material:

- A priori, las limitaciones ya señaladas relativas a la compatibilidad galvánica y al comportamiento mecánico en función de la temperatura, sugieren el empleo de un polímero.
- La temperatura máxima de servicio, viendo la temperatura del acero en el minuto 60 de incendio, debe rondar los 200°C. Claro está que esta temperatura es solo una

orientación, pues una vez elegido el material, el cual dispondrá de un calor específico concreto, habría que calcular la temperatura del mismo en el minuto 60, tal y como se hizo con el acero. El elemento de unión se va a proteger con el mismo espesor que el resto de la estructura, esto es, con 3cm.

- 5
- A ser posible, deberíamos buscar un material con un calor específico similar al del acero, con objeto de que los dos materiales aumenten su temperatura en el tiempo a un ritmo parecido.
  - Además el material que usemos debe ser compatible con la lana de roca proyectada, aunque esta condición es fácil de conseguir, ya que este producto es de los más inertes que existen pues, está compuesto de cemento mezclado con lana de roca volcánica.
- 10

Una vez que tenemos una idea del material que se busca, procedemos a buscar en la base de datos de CES centrándonos en sus propiedades mecánicas y térmicas:

15 Inicialmente vamos a acotar el límite elástico, pues es el valor que vamos a utilizar para dimensionar la pieza de unión. Básicamente, en función del límite elástico del material, así será el tamaño de la pieza de unión, es decir, el diámetro del tornillo. Desechadas las espumas, y centrándonos en los plásticos, sabemos que el límite elástico va a estar entre 3 y 230 MPa. En principio se va a acotar el límite elástico entre 40 y 230 MPa.

20 Ahora vamos a acotar las propiedades térmicas del material. Nos vamos a centrar en la temperatura máxima de servicio y en el calor específico. Actuando de la misma manera que para el límite elástico, vamos a ver que rangos tienen los distintos materiales dentro de los polímeros. Vemos que la temperatura máxima de servicio de los plásticos están en un rango comprendido entre 27 y 290 °C, por lo que si entraría dentro de lo que inicialmente buscamos, siempre que el calor específico sea más o menos parecido al del acero. Acotaremos la temperatura máxima de servicio entre 180 y 290 °C. Para el calor específico, vemos que por lo general, los polímeros tienen un calor específico bastante superior que el acero, el cual es de 460 J/kg K. Para los diferentes tipos de plásticos, el calor específico oscila entre 940 y 2200 J/kg K. Nosotros acotaremos el calor específico entre 940 y 1300 J/kg K.

25

30 Claro está que, ahora nos encontramos con un problema, y es que tenemos 3 parámetros y solo dos ejes de coordenadas, por lo que tendremos que elegir inicialmente entre que dos propiedades queremos hacer la búsqueda. En principio nos vamos a centrar en el límite elástico y la temperatura máxima de servicio, y luego comprobaremos que el calor específico del material elegido es más o menos adecuado. Conforme a esto, nos centramos en plásticos con una temperatura máxima de servicio comprendida entre 200 y 270 °C y un límite elástico comprendido entre 40 y 230 MPa.

35

De entre todos los materiales que se podrían elegir, vemos que el principal problema que tienen los plásticos es que tienen un calor específico bastante más alto que el acero, por este motivo y a falta de disponer de un plástico con un calor específico más bajo, se va a escoger el denominado PPS 53% GLASS FIBER AND MINERAL, el cual, como indica su traducción, es un polímero compuesto de un 53% de fibra de vidrio y mineral entre cuyas propiedades se incluyen:

- Límite elástico: 139 MPa.
- Temperatura máxima de servicio: 290 °C
- Calor específico del material: 1200 J/kg K
- Densidad: 1820 kg/m<sup>3</sup>.

En realidad, las propiedades están dadas en unos rangos, y como por lo general estos materiales se fabrican bajo pedido, habría que elegir el valor que, dentro del rango, más se ajuste a nuestras necesidades.

A continuación se procederá a dimensionar el tornillo y calcular la temperatura del mismo en el minuto 60 de incendio.

Dimensionado del tornillo de PPS 53% GLASS FIBER AND MINERAL

A partir de los datos anteriores, despejaremos de la fórmula de la resistencia a cortante del apartado 58.6 de la EAE, la sección del tornillo de modo que se tengan en cuenta los coeficientes de seguridad establecidos en dicha expresión.

$$A = \frac{F_{v,Rd} \cdot \gamma_{M2}}{f_{ub} \cdot 0.6 \cdot n} = \frac{12920 \text{ N} \cdot 1.25}{139 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.6 \cdot 1} = 194 \text{ mm}^2 \quad \text{EC. 38}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 194}{\pi}} = 15.7 \text{ mm} \quad \text{EC. 39}$$

Con objeto de coger una medida que pudiera estandarizarse en la medida de lo posible, se considerará un diámetro de 16 mm. Con estas dimensiones y con las propiedades obtenidas con CES SELECTOR, se calculará la temperatura del tornillo.

Se ha considerado que a toda la zona del tornillo se le dará una protección de mortero de lana de roca del mismo espesor que al resto del dintel, es decir, 3 cm. Tal y como se indicó en apartados anteriores, el mortero de lana de roca está formado por una combinación de lana de roca con cemento como único ligante hidráulico y otros aditivos en pequeños porcentajes

incorporados en su proceso de fabricación. Tras consulta realizada al propio fabricante, ninguno de los componentes que conforman el mortero es incompatible con el polifenileno ni, por supuesto, con la fibra de vidrio y mineral.

5 Para el cálculo de dicha temperatura se utilizará la misma expresión utilizada para el cálculo de la temperatura del acero protegido, pues ésta es válida para cualquier material, siempre que se tenga en cuenta sus propiedades mecánicas y térmicas. Al fin y al cabo dicha expresión es una fórmula de cálculo de transmisión de calor a un material, teniendo en cuenta sus propiedades geométricas e intrínsecas.

Los resultados obtenidos se recogen en la tabla 22.

10

DENOMINACION	TORNILLO PPS 53% GLASS FIBER AND MINERAL		
DIÁMETRO	16	mm	
PERÍMETRO (m)	0,0502655	m	
SECCION (m <sup>2</sup> )	0,0002011	m <sup>2</sup>	
Calor específico	1200	J/(kg <sup>o</sup> K)	(del material del tornillo)
Densidad	1820	kg/m <sup>3</sup>	(del material del tornillo)
Factor Sección elem. proteg.: Sp	250,00	m <sup>-1</sup>	
Parte expuesta al fuego: Ab	0,0502655	m	
Ksh: coeficiente de corrección del efecto sombra	1,0		
Revestimiento utilizado	LANA DE ROCA		
Espesor revestimiento: d <sub>p</sub>	0,030	m	
Densidad revestimiento: ρ <sub>p</sub>	250,000	kg/m <sup>3</sup>	
Calor especif. Revestim: Cp	1200,000	J/(kg <sup>o</sup> k)	
Cond. Térmica convencional: λ <sub>pk</sub>	0,053	W/(m <sup>o</sup> K)	
φ=ρ <sub>p</sub> d·C <sub>p</sub> d·d <sub>p</sub> ·S <sub>p</sub> /ρ <sub>a</sub> ·C <sub>a</sub>	1,0302		
Γ <sub>p,ef,k</sub> : Valor característico de la resistividad térmica efectiva del revestimiento	0,7604	m <sup>2</sup> oK/w	
Coeficiente parcial seguridad: Y <sub>p</sub>	1,000		NOTA: valor =1 para casos más usuales. Para otros casos mirar art. 48.3 de la EAE
Γ <sub>p,ef,d</sub> =Γ <sub>p,ef,k</sub> /Y <sub>p</sub> : Valor de cálculo de la resistividad térmica efectiva del revestimiento	0,7604	m <sup>2</sup> oK/w	

Tabla 22

minuto	temperatura gas °C	$\Delta\theta_{g,t}$ °C	$\Delta\theta_{a,t}$ °C	$T_{a,t}$ °C
0	36,00	36,00	-3,907	32,093
10	678,43	7,59	2,196	12,122
20	781,35	3,77	2,842	64,388
30	841,80	2,51	2,987	123,134
40	884,74	1,88	2,979	182,945
50	918,08	1,50	2,904	241,813
60	945,34	1,25	2,797	298,805
70	968,39	1,07	2,673	353,455
80	988,37	0,94	2,542	405,542
90	1005,99	0,83	2,409	454,981

Tabla 23

DENOMINACION	TORNILLO PPS 53% GLASS FIBER AND MINERAL		
DIÁMETRO	20	mm	
PERÍMETRO (m)	0,0628319	m	
SECCION (m <sup>2</sup> )	0,0003142	m <sup>2</sup>	
Calor específico	1200	J/(kg°K)	(del material del tornillo)
Densidad	1820	kg/m <sup>3</sup>	(del material del tornillo)
Factor Sección elem. proteg.: $S_p$	200,00	m <sup>-1</sup>	
Parte expuesta al fuego: $A_b$	0,0628319	m	
$K_{sh}$ : coeficiente de corrección del efecto sombra	1,0		
Revestimiento utilizado	LANA DE ROCA		
Espesor revestimiento: $d_p$	0,030	m	
Densidad revestimiento: $\rho_p$	250,000	kg/m <sup>3</sup>	
Calor especif. Revestim: $C_p$	1200,000	J/(kg°K)	
Cond. Térmica convencional: $\lambda_{pk}$	0,053	W/(m°K)	
$\varphi = \rho_p \cdot C_p \cdot d_p \cdot S_p / \rho_a \cdot C_a$	0,8242		
$\Gamma_{p,ef,k}$ : Valor característico de la resistividad térmica efectiva del revestimiento	0,7215	m <sup>2</sup> °K/w	
Coefficiente parcial seguridad: $Y_p$	1,000	NOTA: valor =1 para casos más usuales. Para otros casos mirar art. 48.3 de la EAE	
$\Gamma_{p,ef,d} = \Gamma_{p,ef,k} / Y_p$ : Valor de cálculo de la resistividad térmica efectiva del revestimiento	0,7215	m <sup>2</sup> °K/w	

5

Tabla 24

Como se observa en la tabla 23, en el minuto 60 de incendio, el tornillo estaría a una temperatura de 298°C, por lo que estaría por encima de la temperatura máxima de servicio, la cual, tal y como se indicó anteriormente, era de 290°C.

10 Como realmente la temperatura es sobrepasa en muy pocos grados, tenemos dos

opciones de corregir esta situación:

- Sobreproteger el tornillo, dándole mayor espesor de lana de roca, o
- Aumentar el diámetro del tornillo, de manera que al ser la masividad más favorable, la temperatura alcanzada en el minuto 60 será menor. Además al aumentar el diámetro del tornillo se está incremento el coeficiente de seguridad aplicado en la anterior expresión de la resistencia a cortante.

5

Por lo indicado anteriormente, se optará por elegir la segunda opción, por lo que pasaremos a adoptar un tornillo de 20 mm de diámetro, obteniéndose los resultados referidos en la tabla 24.

10

minuto	temperatura gas °C	$\Delta\theta_{g,t}$ °C	$\Delta\theta_{a,t}$ °C	$T_{a,t}$ °C
0	36,00	36,00	-3,093	32,907
10	678,43	7,59	1,866	19,032
20	781,35	3,77	2,419	63,420
30	841,80	2,51	2,567	113,669
40	884,74	1,88	2,588	165,353
50	918,08	1,50	2,551	216,785
60	945,34	1,25	2,484	267,138
70	968,39	1,07	2,401	315,969
80	988,37	0,94	2,309	363,036
90	1005,99	0,83	2,213	408,212

Tabla 25

15

Como se puede observar en la tabla 25, la temperatura del tornillo en el minuto 60 de incendio sería de 267°C, que estaría dentro del rango de la temperatura de servicio del material. Puede sorprender que la temperatura del polímero sea mayor que la del acero pero, tal y como ya se ha dicho, esto es debido al alto calor específico del PPS.

20

Para el minuto 60, las características del perfil de acero serán las indicadas para el caso 1-0-60-3-0, el cual se muestra en la tabla 26.

En el minuto 60, con las condiciones de protección pasiva de que dispondría la estructura, aún no ha empezado a caer el módulo elástico del acero, por lo que se puede considerar que está garantizado:

- Por un lado que el tornillo de PPS 53% GLASS FIBER AND MINERAL fallaría una vez alcanzada una temperatura superior a la máxima de servicio, esto es, más de 290°C, después del minuto 60 de incendio.

25

- Por otro lado, el tornillo fallaría mucho antes de que las deformaciones producidas en la estructura por la carga térmica y la variación de los parámetros mecánicos del acero sean suficiente como para comprometer la sectorización con las naves colindantes.

Perfil	Disposición	Perímetro Expuesto (m)	Sección (M <sup>2</sup> )	Espesor protección (cm)	Tª Acero (°C)	Mód. Elasticidad Kg/cm <sup>2</sup>	Límite elástico Kg/cm <sup>2</sup>
IPE-270	PILAR	0.1482	0.00459	3	62.42	2.100.000	2600
IPE-240	DINTEL	0.9220	0.00391	3	188.91	1.913.290	2600
IPE-300	CARTELA	1.1600	0.00538	3	178.83	1.934.461	2600

5

Tabla 26

Estudio del Efecto de la Temperatura en el Tornillo

10 En este apartado se va a estudiar las posibles dilataciones que pueden dar a lugar el incremento de temperatura del material, tanto en el tornillo como en el propio perfil de la estructura que se pretende unir.

Para ello, el dato relevante que necesitamos es el coeficiente de dilatación térmica del PPS utilizado para la fabricación del tornillo. El programa para este valor (en realidad para todas las propiedades) refleja un intervalo, dentro del cual, y ya que la pieza se hace bajo pedido, elegimos el valor que más nos convenga. En este caso se elegirá el valor más pequeño del intervalo, pues lo que interesa es que el coeficiente de dilatación térmica sea lo más parecido posible al del acero. Para el PPS, el coeficiente de dilatación térmica puede oscilar entre:  $\alpha_{PPS} = 34,2 : 144 \mu\text{deformación}/^\circ\text{C}$ .

20 Habrá que estudiar la posible dilatación en el sentido longitudinal del eje del tornillo, y en el sentido radial del mismo.

Alargamiento en el sentido longitudinal del eje del tornillo

25 Calcularemos el incremento de longitud del PPS y del Acero (figura 35)

Para el incremento de temperatura se tendrá en cuenta una temperatura inicial estándar de 25°C. Igualmente hay que recordar que el espesor de las chapas justificada en apartado anterior es de 1.86mm.

$$\Delta L_{PPS} = \alpha_{PPS} \cdot \Delta T_{PPS} \cdot L_{iPPS} \tag{EC. 40}$$

$$\Delta L_{PPS} = 34 \cdot 10^{-6} \frac{\text{deformacion}}{^\circ\text{C}} \cdot 242^\circ\text{C} \cdot 0.00372\text{ m} = 0.000031\text{ m} \tag{EC. 41}$$

Ahora calculamos el incremento de longitud del acero:



$$\Delta L_{ac} = \alpha_{ac} \cdot \Delta T_{ac} \cdot L_{iac} \quad \text{EC. 42}$$

$$\Delta L_{ac} = 12 \cdot 10^{-6} \frac{\text{deformacion}}{^{\circ}\text{C}} \cdot 164^{\circ}\text{C} \cdot 0.00372\text{ m} = 0.0000073\text{ m} = 0.0073\text{mm} \quad \text{EC. 43}$$

Como se puede observar, el incremento de longitud del tornillo, en el sentido longitudinal de su eje, es tan pequeño, que puede despreciarse a efectos de la necesidad de un posible pretensado del tornillo.

5

Alargamiento en el sentido perpendicular al eje del tornillo

En este caso se va a estudiar la dilatación en el sentido perpendicular al eje del tornillo (figura 36).

10 Habrá que tener en cuenta que, por un lado el tornillo aumentará de diámetro, y por otro lado, el agujero de la chapa disminuirá su diámetro, por lo que los dos incrementos de longitud que se van a calcular habrá que restarlos.

Además es necesario tener en cuenta que los diámetros de los agujeros para tornillos, están indicados en el apartado 58.3 de Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, por el que se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE), el cual expresa que:

15

El diámetro estándar de los agujeros será igual al del vástago del tornillo más:

- 1 mm para tornillos de 12 y 14 mm de diámetro;
- 1 ó 2 mm para tornillos de 16 a 24 mm;
- 2 ó 3 mm para tornillos de 27 mm o mayores.

20

Por lo que, en principio, para el diámetro de tornillo 20mm, se considerará un diámetro de agujero de 21.5mm (figura 37).

El incremento de diámetro del tornillo será:

$$\Delta L_{PPS} = \alpha_{PPS} \cdot \Delta T_{PPS} \cdot L_{iPPS} \quad \text{EC. 44}$$

$$\Delta L_{PPS} = 34 \cdot 10^{-6} \frac{\text{deformacion}}{^{\circ}\text{C}} \cdot 242^{\circ}\text{C} \cdot 0.02\text{ m} = 0.00016\text{ m} = 0.16\text{mm} \cdot \quad \text{EC. 45}$$

La disminución de diámetro del agujero será:

$$\Delta L_{ac} = \alpha_{ac} \cdot \Delta T_{ac} \cdot L_{iac} \quad \text{EC. 46}$$

$$\Delta L_{ac} = 12 \cdot 10^{-6} \frac{\text{deformacion}}{^{\circ}\text{C}} \cdot 164^{\circ}\text{C} \cdot 0.0215\text{ m} = 0.000042\text{ m} = 0.042\text{mm} \cdot \quad \text{EC. 47}$$

5 Como se observa, el diámetro final del tornillo sería 20.16mm mientras que el diámetro del agujero para el minuto 60 de incendio sería 21.46 mm, por lo que se puede descartar que pudiera existir un aumento de tensiones en las zonas límites de la unión tornillo-chapa, debido a un estrangulamiento entre ambos.

Conclusión del método del uso de tornillo como fusible termomecánico

10 Según lo visto anteriormente, se entiende que quedaría suficientemente justificado el empleo de un tornillo de material PPS con 20 mm de diámetro, y características descritas en los apartados anteriores, de manera que este elemento de unión sirviera de fusible mecánico para provocar que la estructura colapse en dichos puntos de unión, provocando el fallo del tornillo, no por esfuerzo, sino por elevada temperatura del mismo, haciendo que la estructura, una vez alcanzado la temperatura máxima (y siempre después de 60 minutos de incendio) caiga de  
15 manera vertical, gracias a la forma del corte de la unión y evitando de este modo que se transmitan esfuerzos a los pilares comunes con las naves colindantes, que puedan comprometer la sectorización con ellas.

**REIVINDICACIONES**

1. Procedimiento de control del colapso de estructuras de establecimientos industriales en caso de incendio caracterizado por que comprende las siguientes etapas:
  - 5 1. Caracterización del establecimiento industrial cuyo colapso en caso de incendio se desea controlar, que comprende la determinación de las acciones o cargas que actúan sobre la estructura de dicho establecimiento;
  2. Diseño y cálculo de la debilitación a practicar en la estructura de dicho establecimiento industrial; e
  - 10 3. Implementación de la debilitación seleccionada.
  
2. Procedimiento según la reivindicación anterior caracterizado por que la etapa de caracterización comprende la determinación de las siguientes acciones o cargas:
  - 15 • Cargas permanentes (peso propio de todos los elementos (estructura, fachadas, cubiertas, anclajes, puertas, etc.);
  - Sobrecarga de nieve (acción sobre la cubierta que, en un terreno horizontal, viene determinada por la altitud y por la zona de clima invernal);
  - Acción o carga del viento (acción sobre las cubiertas y paramentos);
  - Sobrecarga de uso (toma en consideración el peso de las personas sobre la cubierta);
  - 20 y
  - Acción o carga sísmica, que depende directamente de la masa del edificio.
  
3. Procedimiento según la reivindicación anterior caracterizado por que la caracterización de la acción o carga del viento toma en consideración las tres direcciones del viento  
25 siguientes:
  - Viento +X, que corresponde a la dirección paralela a los pórticos;
  - Viento +Y, perpendicular a la fachada frontal; y
  - Viento -Y, igual que el viento +Y, pero sobre la fachada posterior.
  
- 30 4. Procedimiento según la reivindicación anterior caracterizado por que comprende la determinación y evaluación del viento para la dirección +X considerando bien huecos abiertos o cerrados, bien presión o succión en ambos faldones, y bien presión-succión o succión-presión.
  
- 35 5. Procedimiento según la reivindicación anterior caracterizado por que la determinación y evaluación del viento para las direcciones +Y y -Y considerando bien huecos abiertos o

cerrados.

6. Procedimiento según la reivindicación 2 caracterizado por que la caracterización de la carga o acción sísmica comprende la determinación de:

- 5
- La aceleración de cálculo,
  - Los períodos y modos de vibración,
  - El coeficiente de respuesta, que depende del nivel de ductilidad;
  - Las masas que intervienen, y
  - Las fuerzas estáticas equivalentes.

10

7. Procedimiento según cualquiera de las reivindicaciones anteriores caracterizado por que la etapa de diseño y cálculo comprende tanto el cálculo de la carga térmica como el análisis del comportamiento de la estructura, análisis que a su vez comprende:

- 15
1. La selección de los escenarios de incendio,
  2. La determinación de la acción de incendio de cálculo (“fuego de cálculo”) correspondiente;
  3. El cálculo de la evolución de la temperatura en el interior de los elementos estructurales como consecuencia de su exposición al “fuego de cálculo” adoptado; y
  4. El cálculo del comportamiento mecánico de la estructura expuesta a dicho “fuego de cálculo” a lo largo de un intervalo de tiempo concreto.
- 20

8. Procedimiento según la reivindicación anterior caracterizado por que la etapa de diseño y cálculo toma en consideración, para el diseño de la debilitación, el método de debilitación mediante disminución de la sección de perfil, que consiste en modificar (debilitar) la estructura en las zonas menos solicitadas en lo que a tensiones soportadas se refiere, modificando sus características (por ejemplo, dimensiones, geometría, valores mecánicos, etc.).

25

9. Procedimiento según la reivindicación 7 caracterizado por que la etapa de diseño y cálculo toma en consideración, para el diseño de la debilitación, el uso de tornillo como fusible termomecánico, que consiste en colocar una pieza corta (tornillo o similar) en zonas menos solicitadas en lo que a tensiones soportadas se refiere, dicha pieza corta con las siguientes características:

30

- 35
- Fabricada en un material isótropo,
  - Límite elástico entre 40 y 230 MPa,
  - Temperatura máxima de servicio entre 180 y 290°C, y

- Calor específico similar al del material de construcción de las piezas de la estructura que dicho fusible termomecánico debe unir.

5 10. Procedimiento según la reivindicación anterior caracterizado por que el calor específico del material de fabricación del fusible termomecánico está entre 940 y 1300 J/kg K.

10 11. Procedimiento según la reivindicación anterior caracterizado por que el material de fabricación del fusible termomecánico es un polímero compuesto de fibra de vidrio y mineral.

15 12. Procedimiento según la reivindicación anterior caracterizado por que el polímero compuesto de fibra de vidrio y mineral de fabricación del fusible termomecánico posee un límite elástico de 139 MPa, una temperatura máxima de servicio de 290°C, y un calor específico de 1200 J/kg K.

13. Procedimiento según cualquiera de las reivindicaciones 9 a 12 caracterizado por que la unión mediante el fusible termomecánico se realiza bien mediante unión empotrada bien mediante rótula (unión articulada).

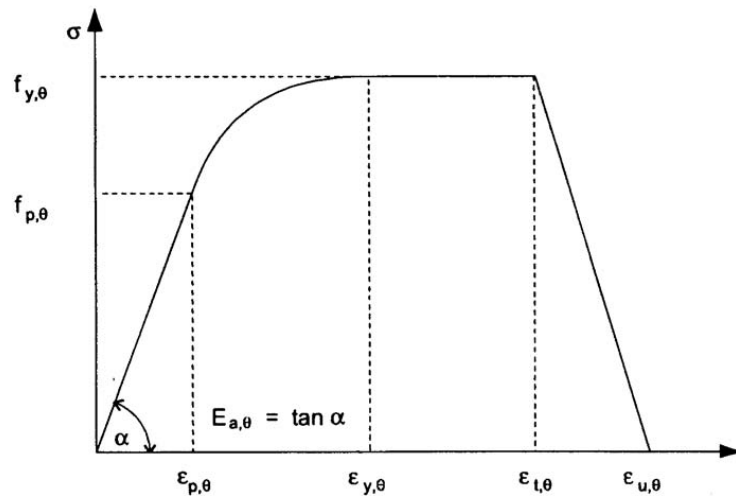


Figura 1

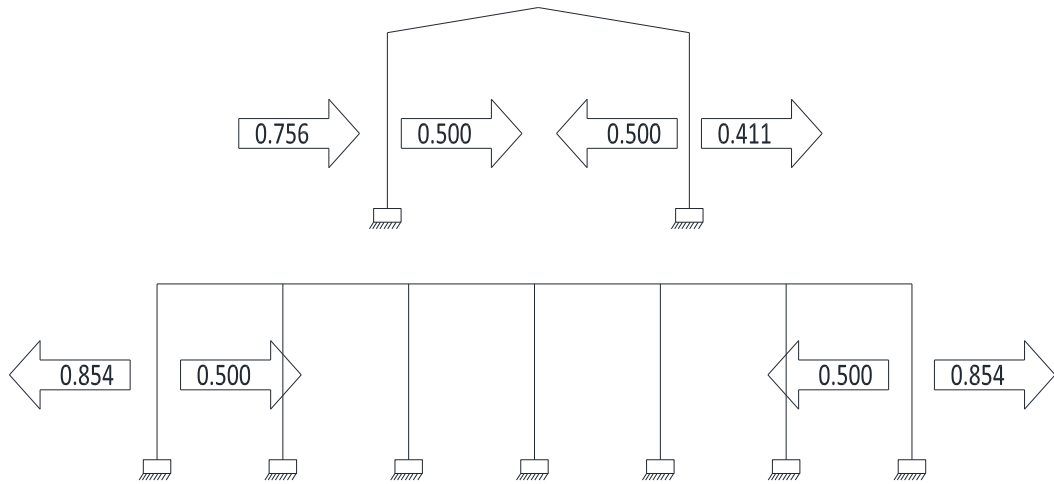


Figura 2

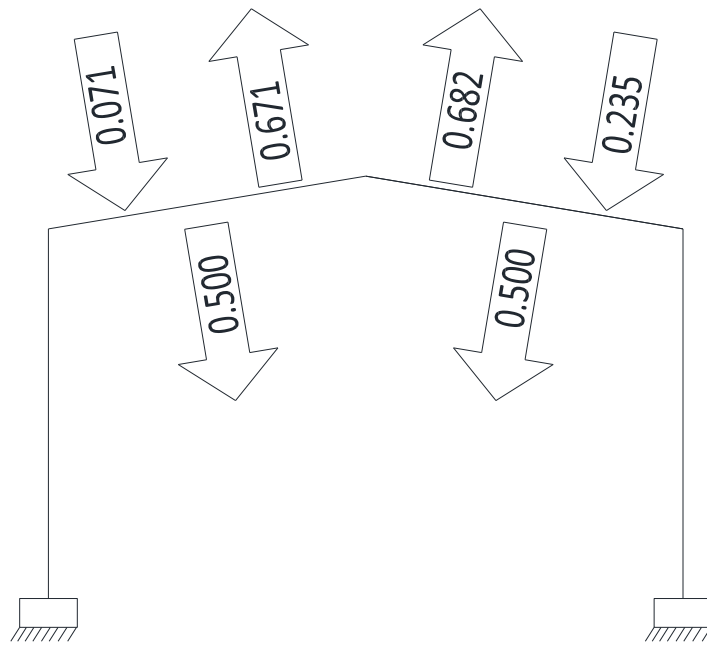


Figura 3

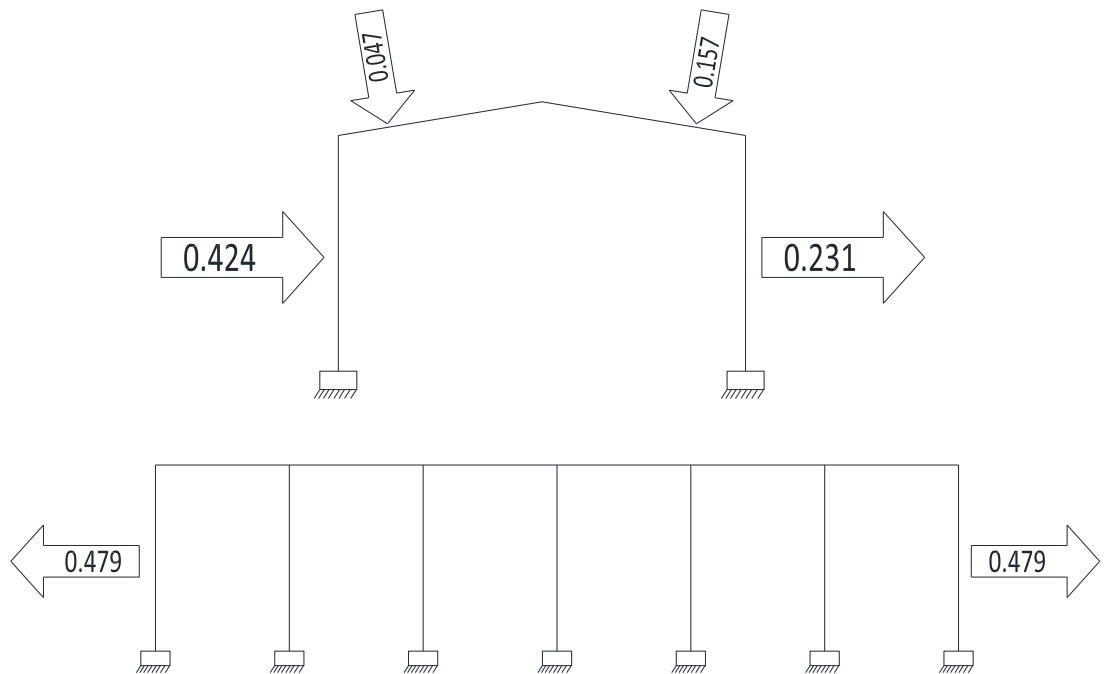


Figura 4

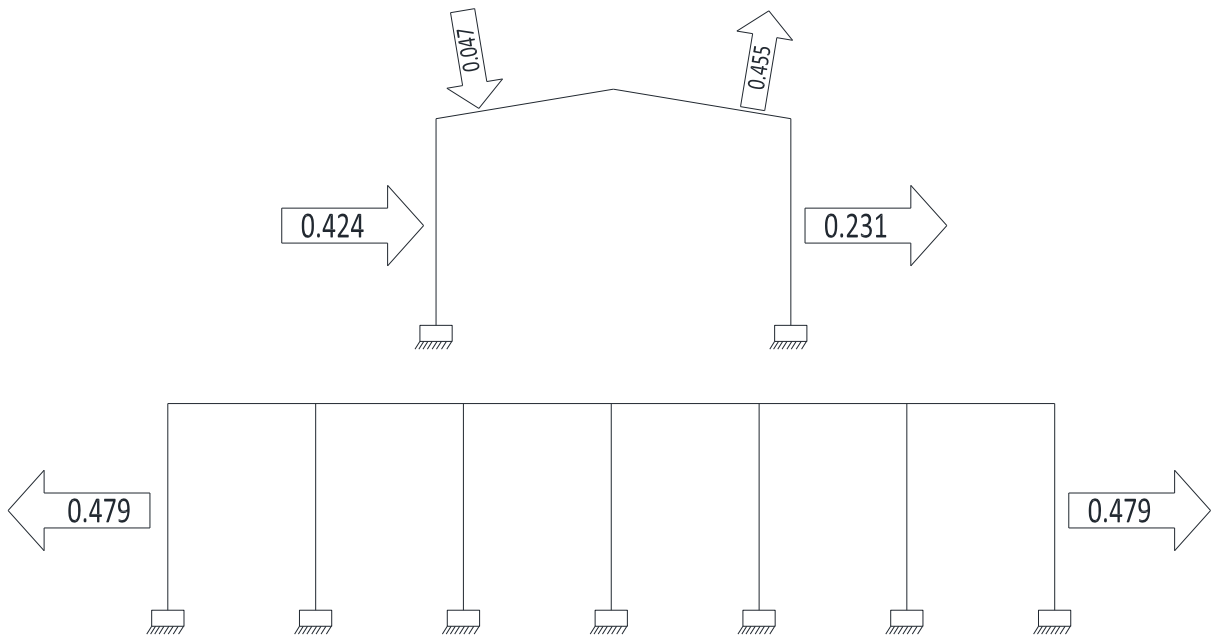


Figura 5

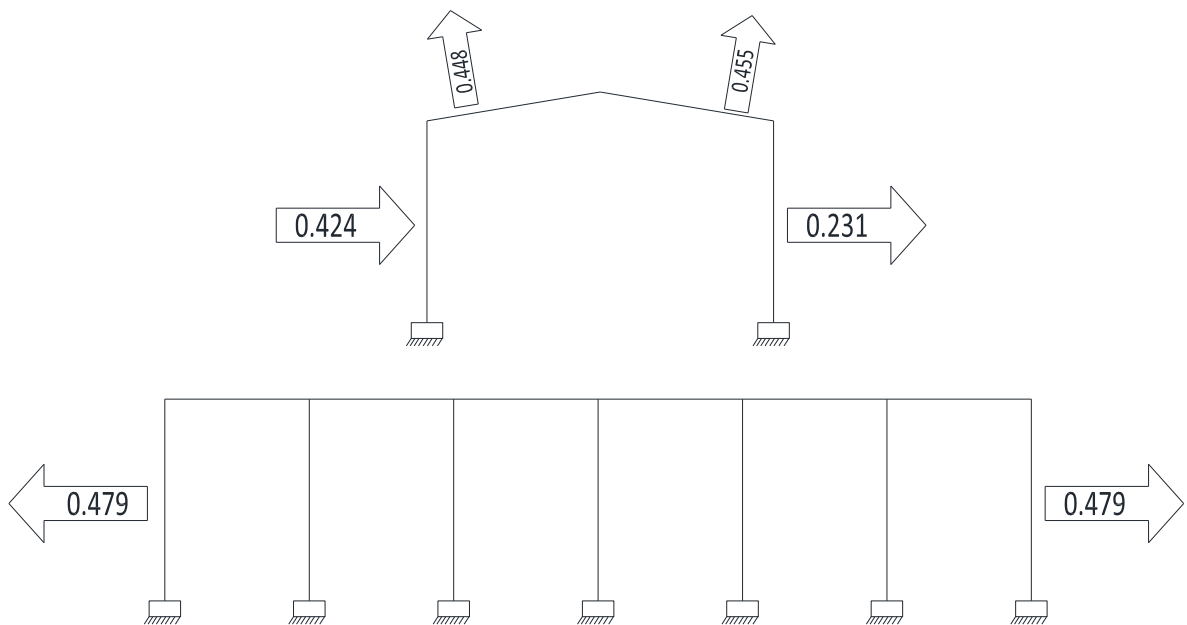


Figura 6



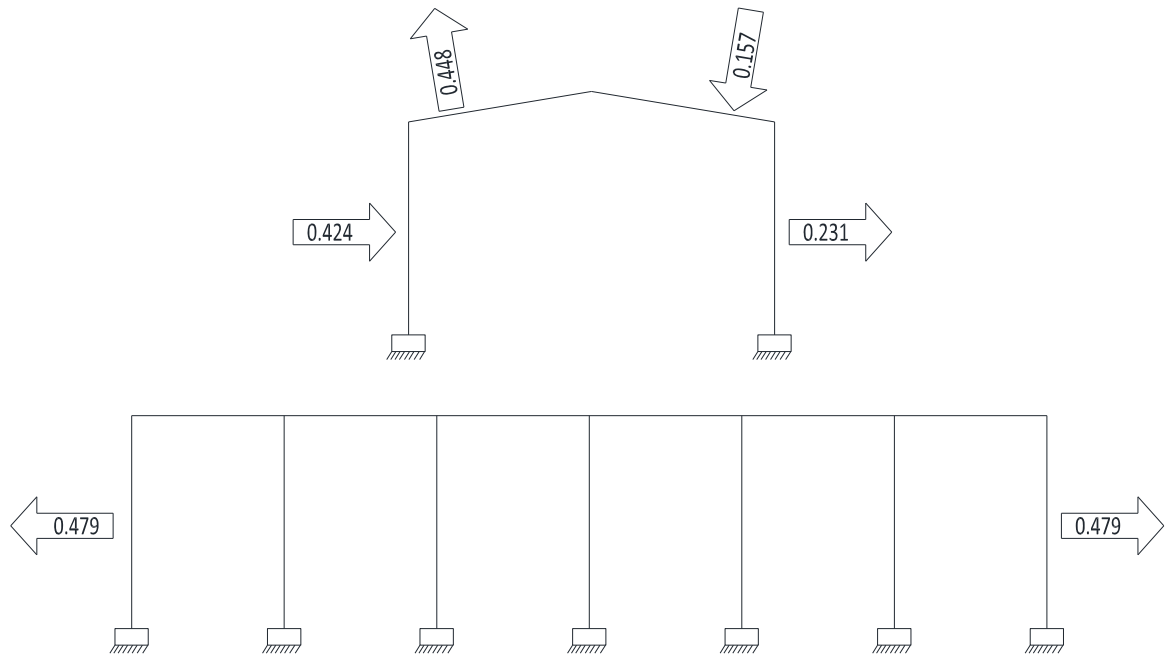


Figura 7

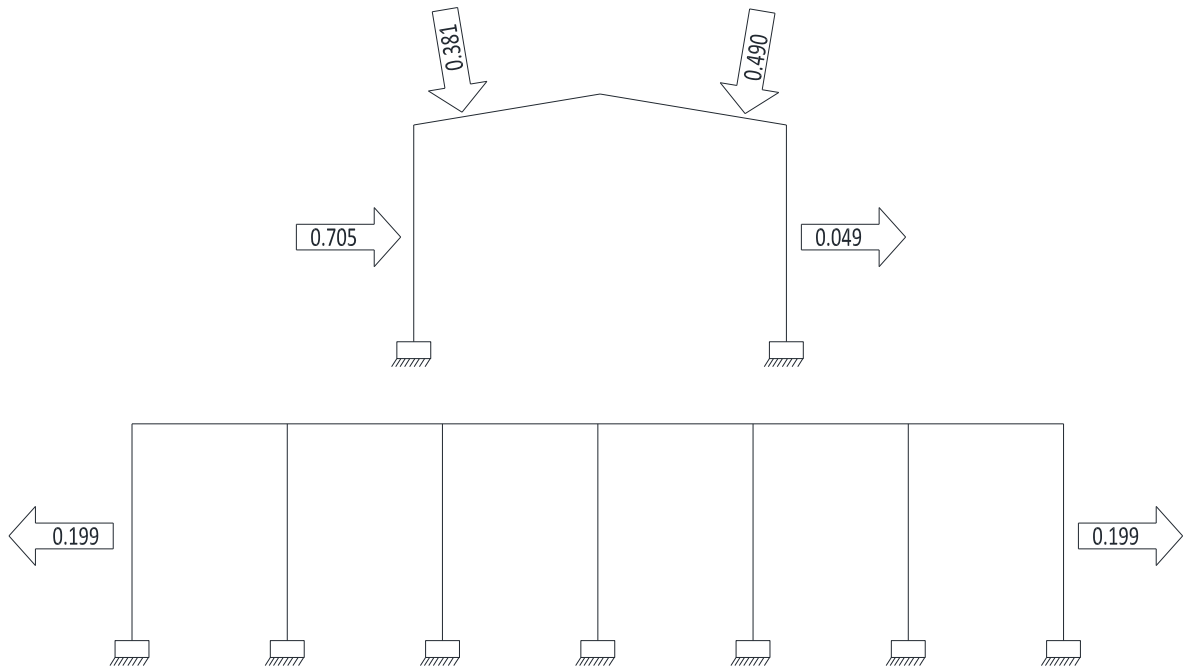


Figura 8

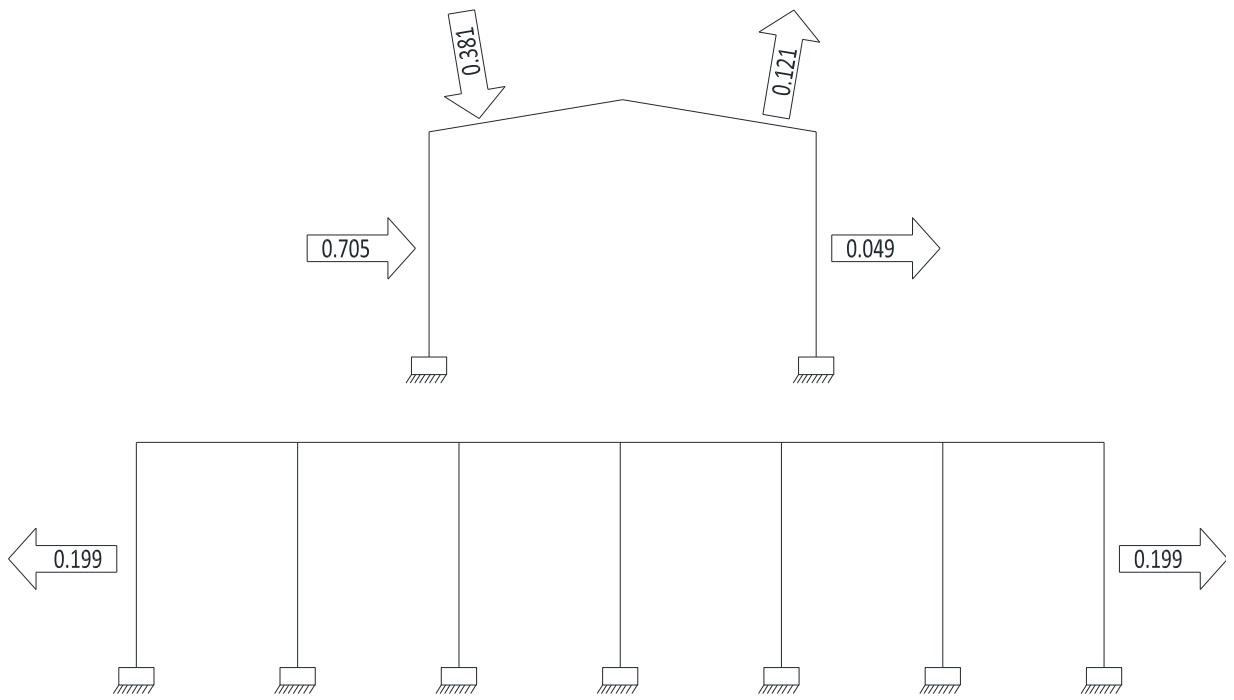


Figura 9

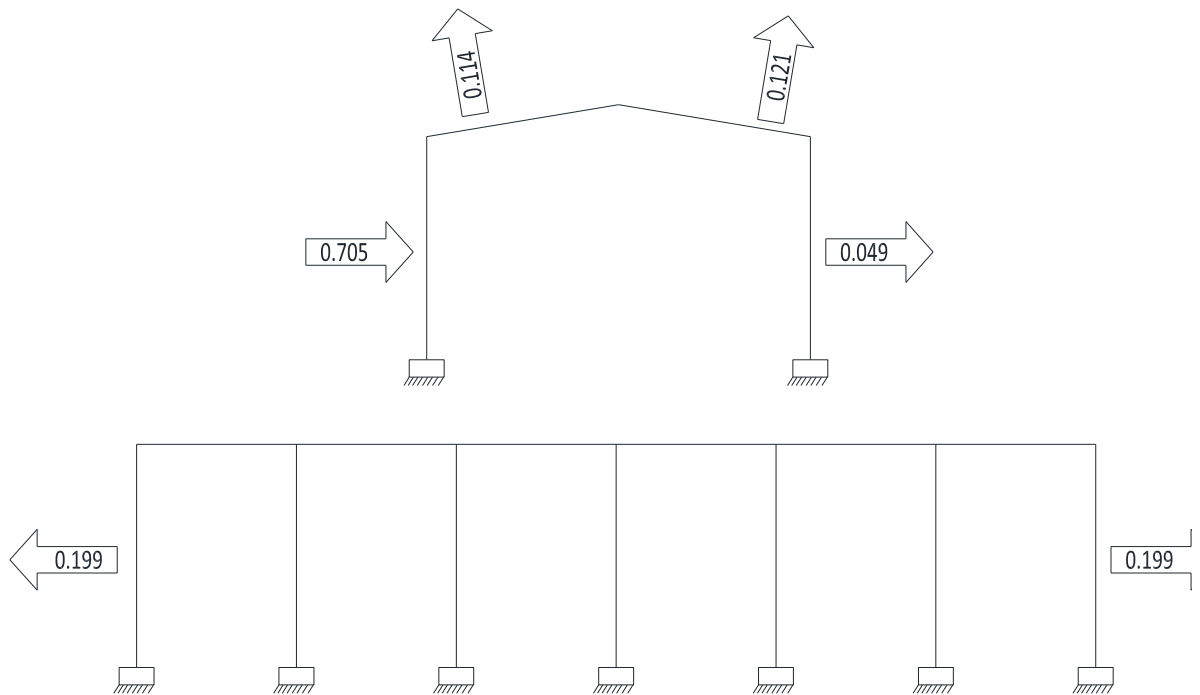


Figura 10

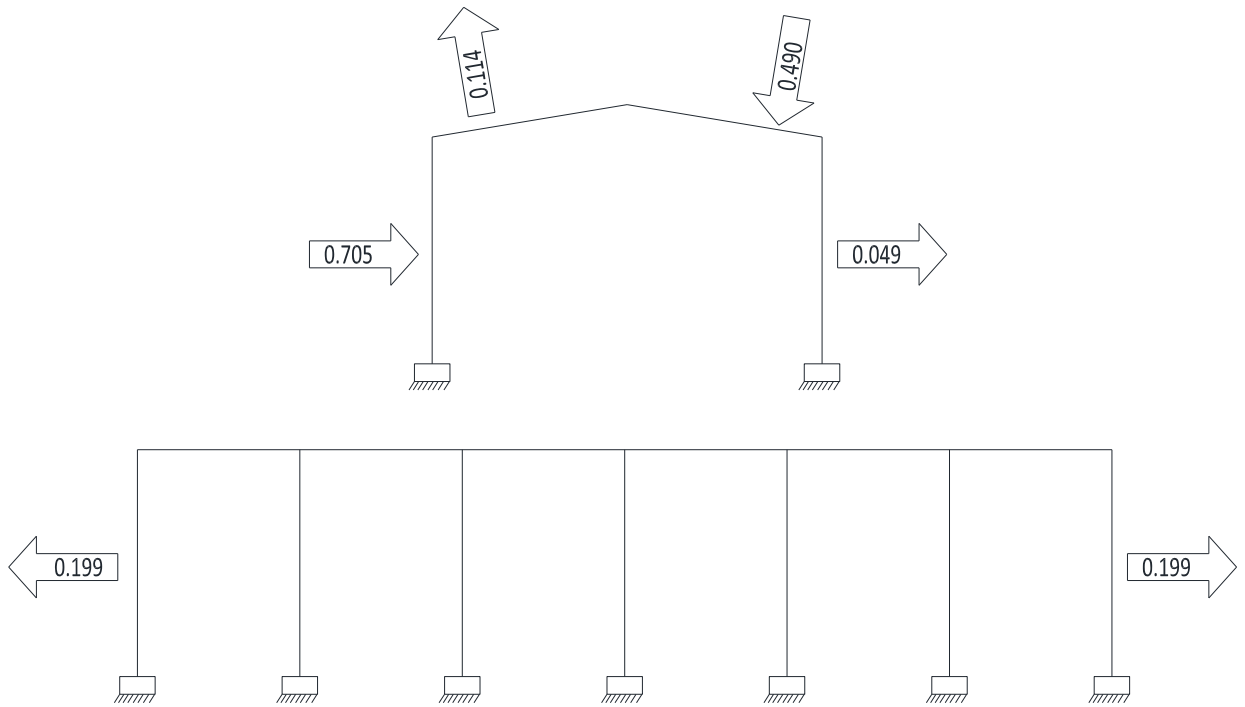


Figura 11

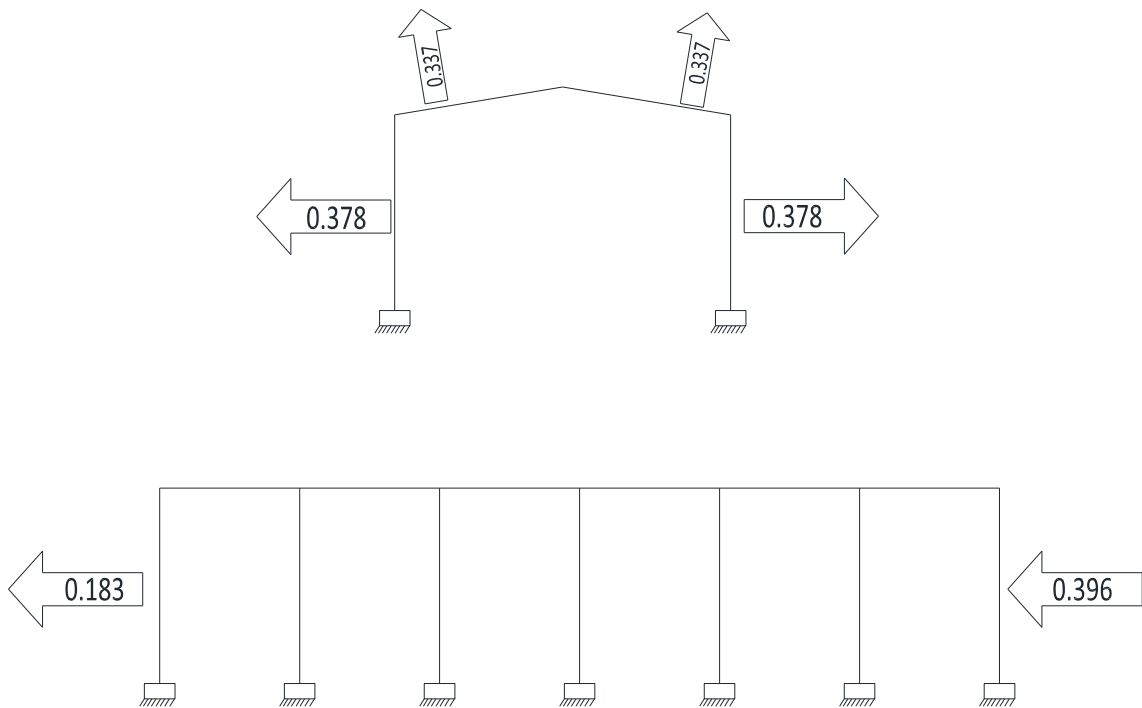


Figura 12

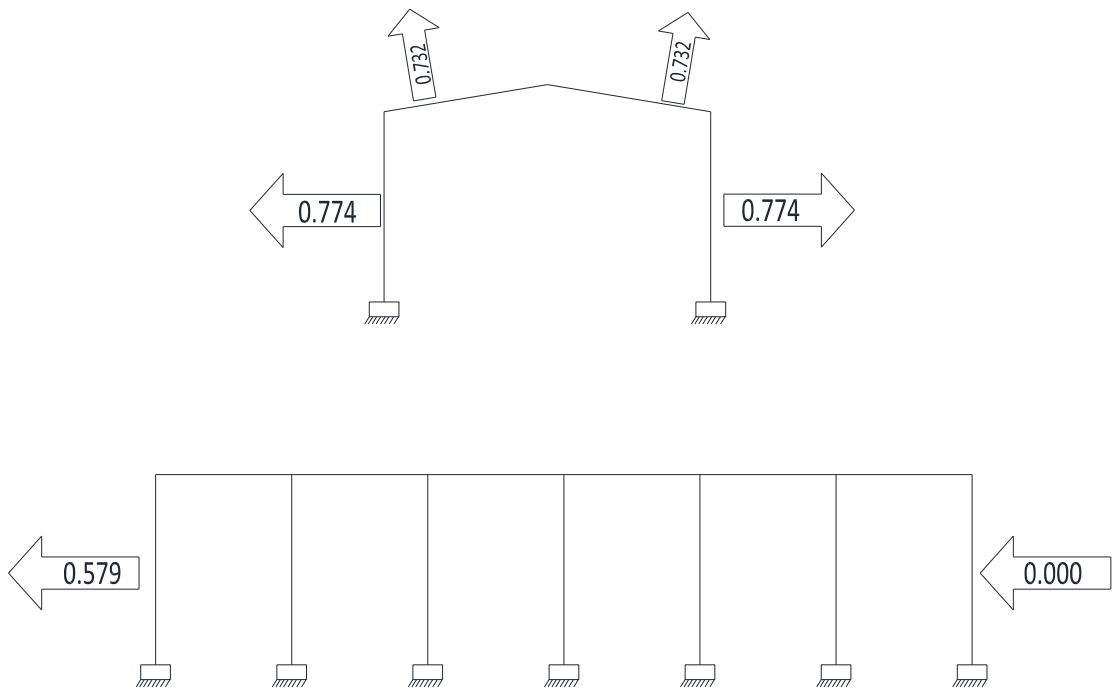


Figura 13

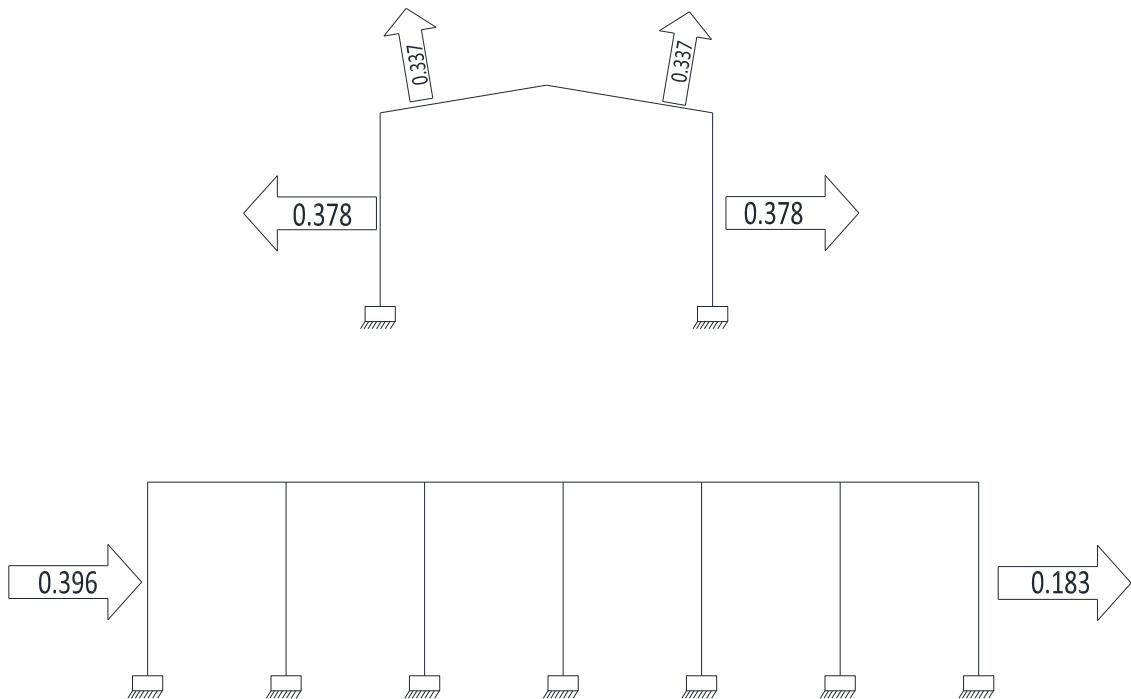


Figura 14

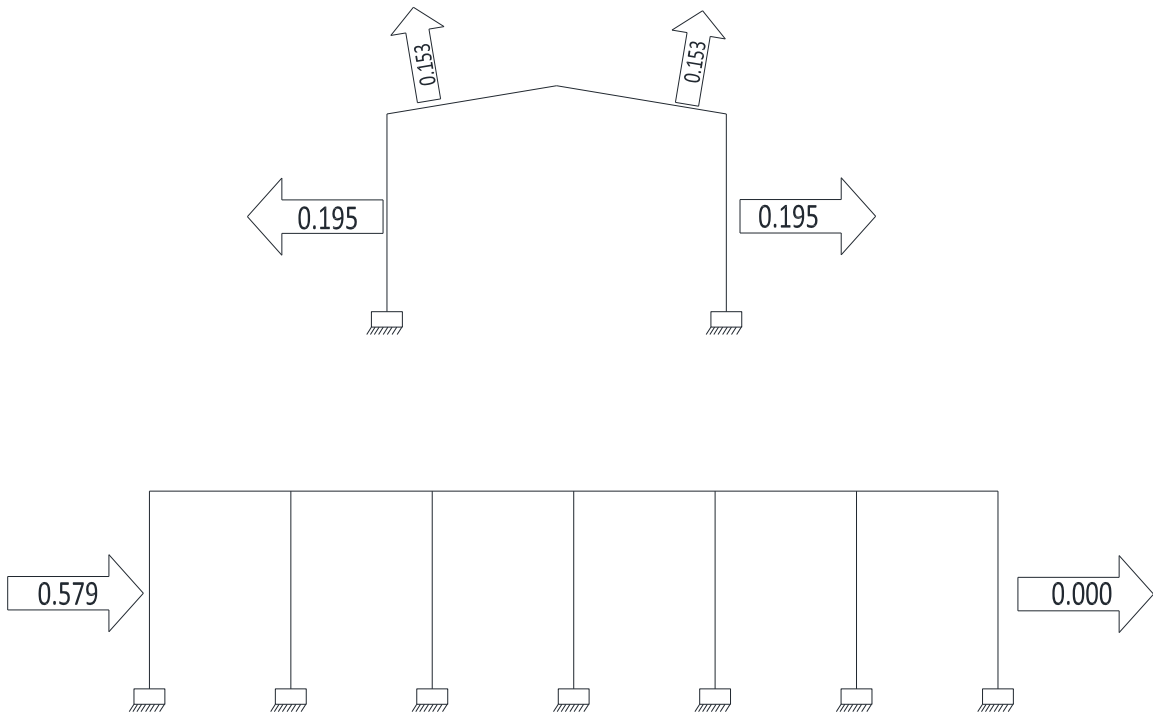


Figura 15



Figura 16

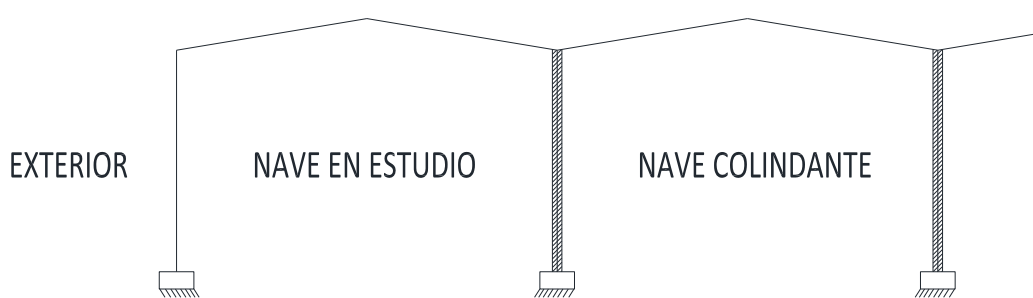


Figura 17

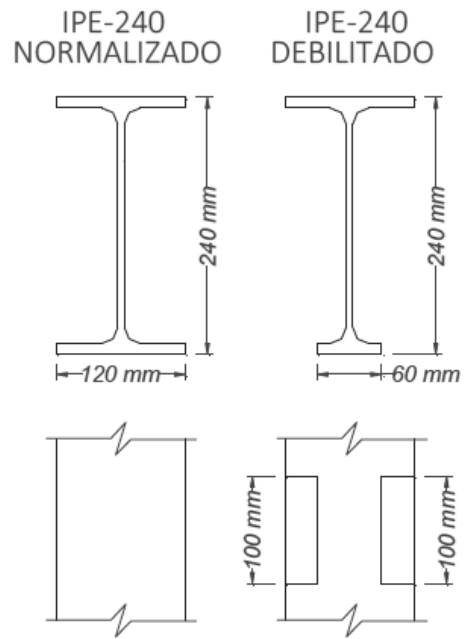


Figura 18

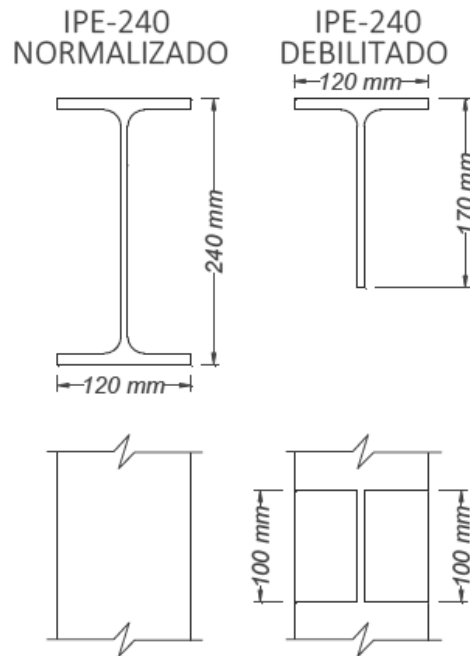


Figura 19

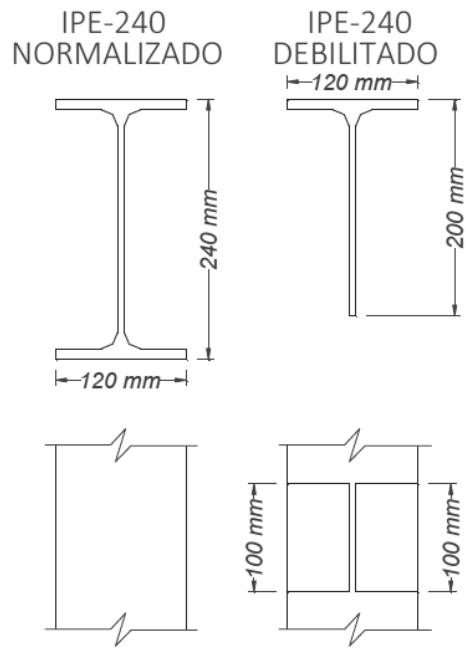


Figura 20

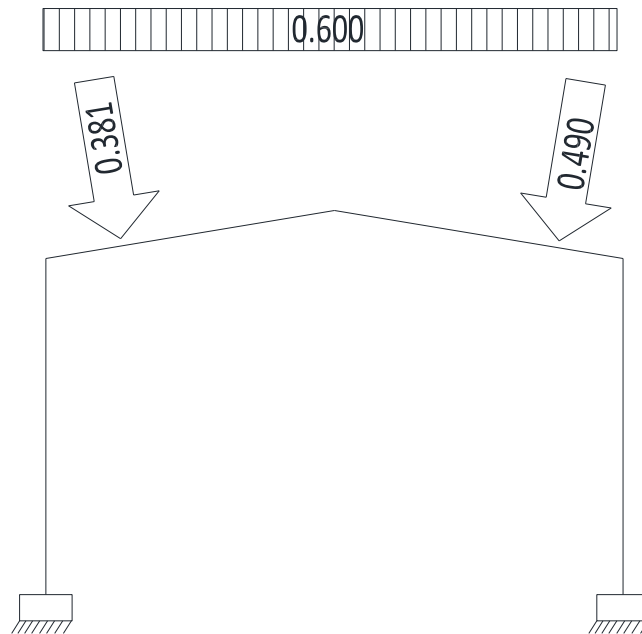


Figura 21

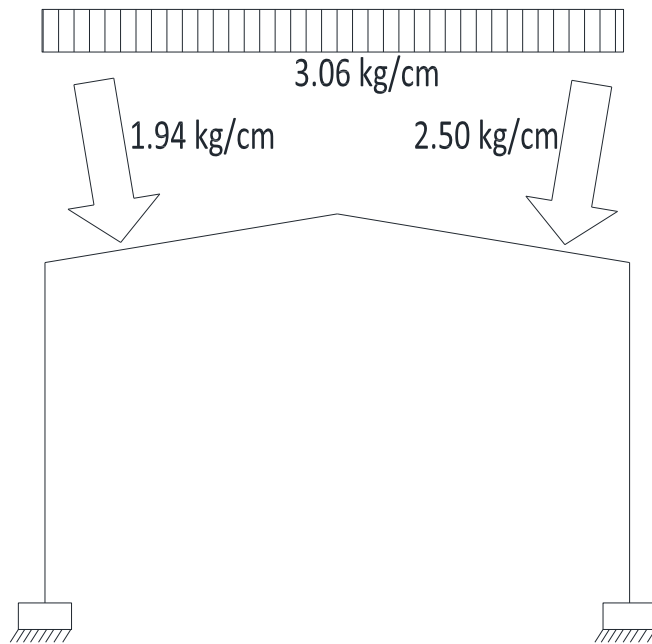


Figura 22

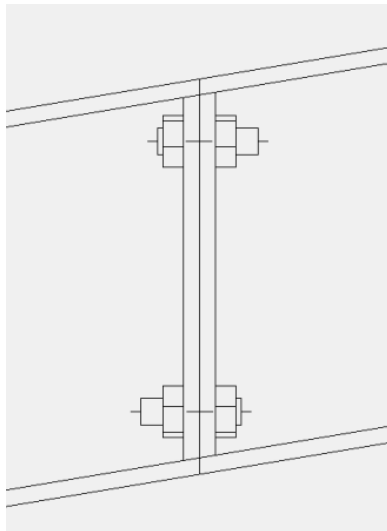


Figura 23



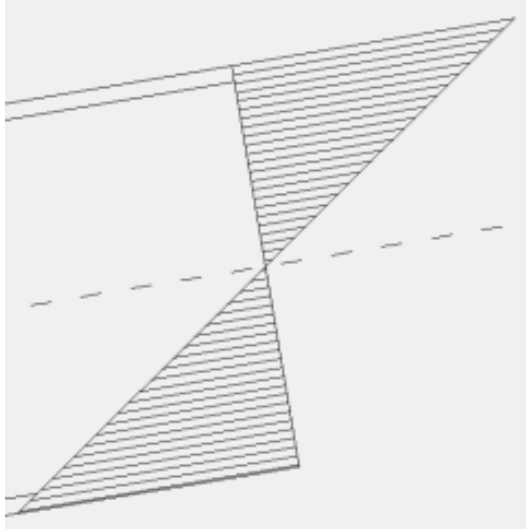


Figura 24

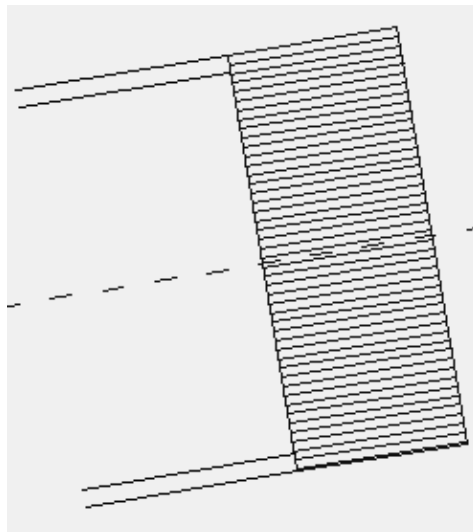


Figura 25

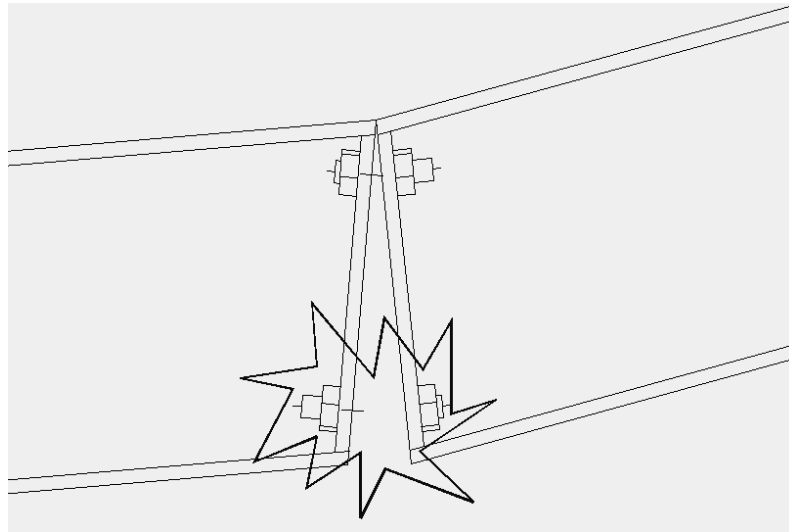


Figura 26

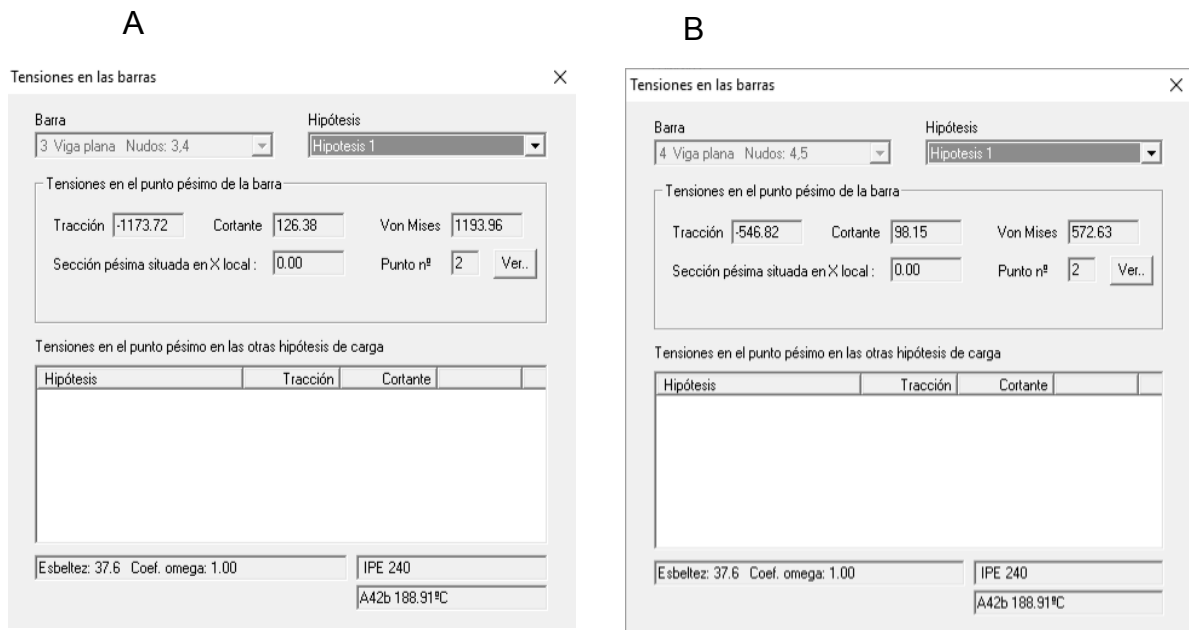


Figura 27

# ES 2 637 466 A1

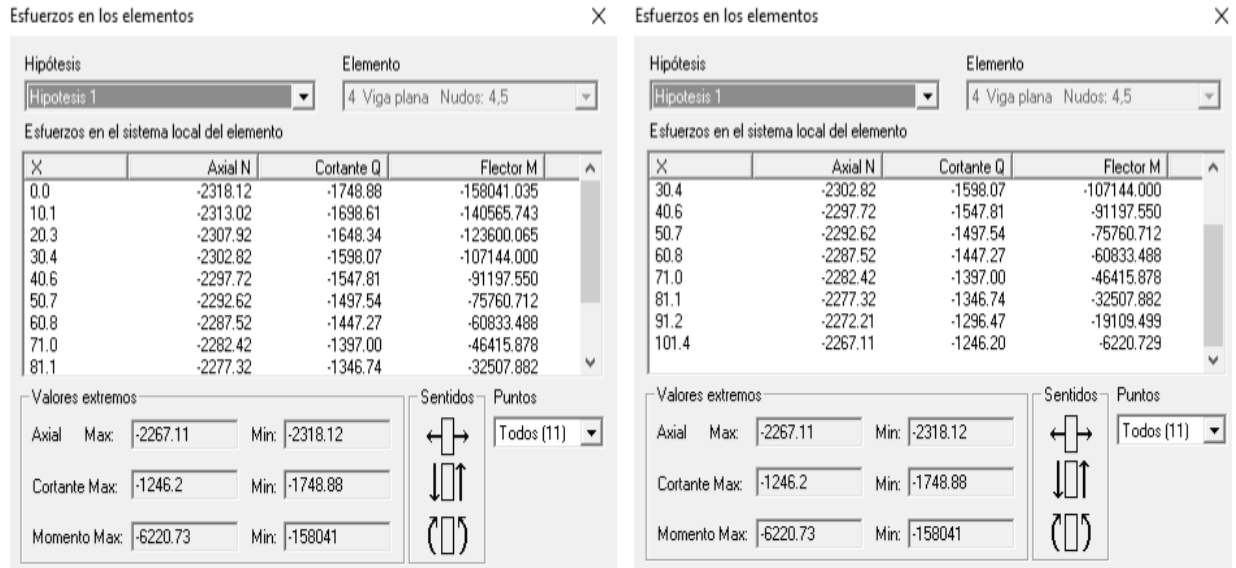


Figura 28

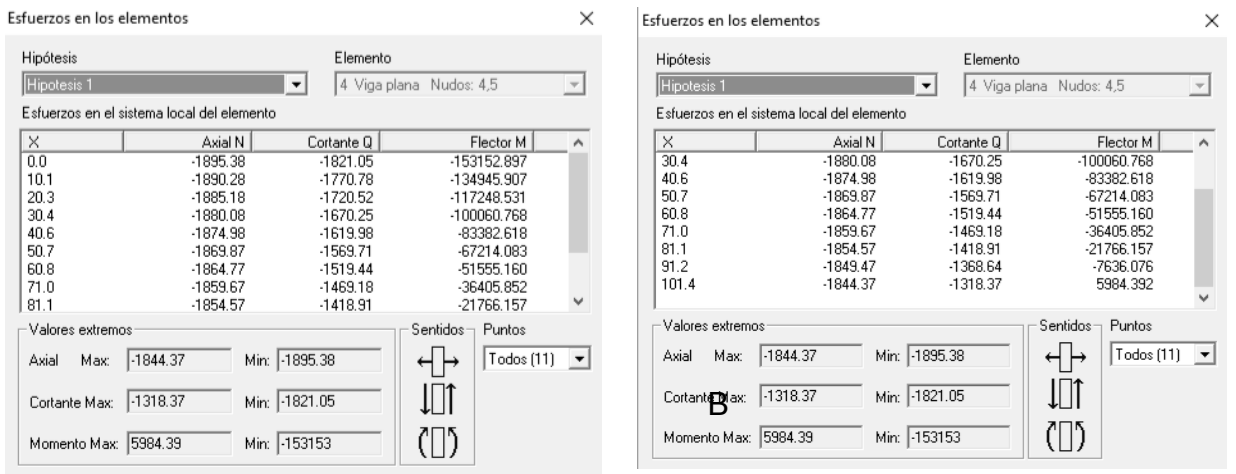


Figura 29

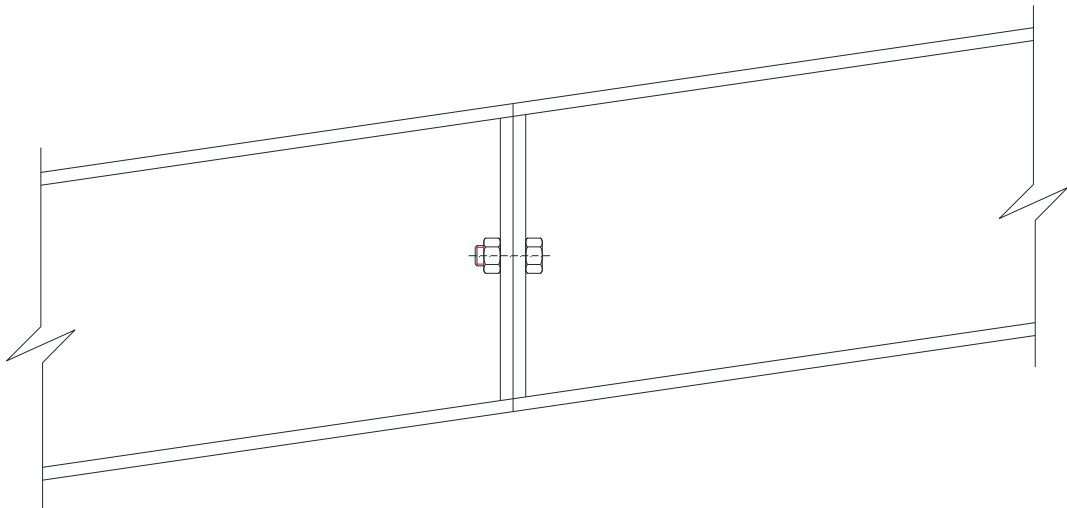


Figura 30

A

B

Tensiones en las barras

Barra: 3 Viga plana Nudos: 3,4

Hipótesis: Hipotesis 1

Tensiones en el punto pésimo de la barra:

Tracción: -1173.72    Cortante: 126.38    Von Mises: 1193.96

Sección pésima situada en X local: 0.00    Punto nº: 2    Ver..

Tensiones en el punto pésimo en las otras hipótesis de carga:

Hipótesis	Tracción	Cortante	

Esbeltez: 37.6    Coef. omega: 1.00    IPE 240  
A42b 188.91°C

Tensiones en las barras

Barra: 4 Viga plana Nudos: 4,5

Hipótesis: Hipotesis 1

Tensiones en el punto pésimo de la barra:

Tracción: -546.82    Cortante: 98.15    Von Mises: 572.63

Sección pésima situada en X local: 0.00    Punto nº: 2    Ver..

Tensiones en el punto pésimo en las otras hipótesis de carga:

Hipótesis	Tracción	Cortante	

Esbeltez: 37.6    Coef. omega: 1.00    IPE 240  
A42b 188.91°C

Figura 31

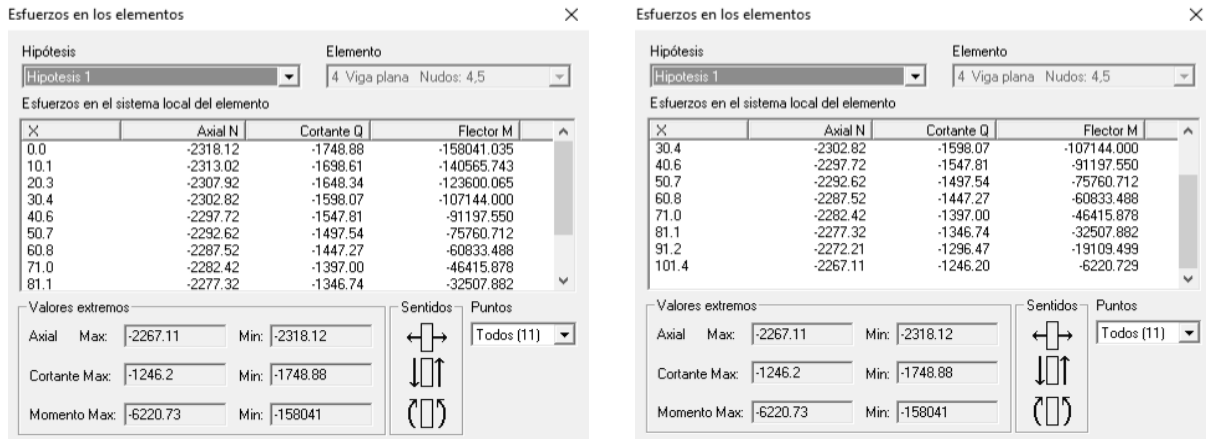


Figura 32

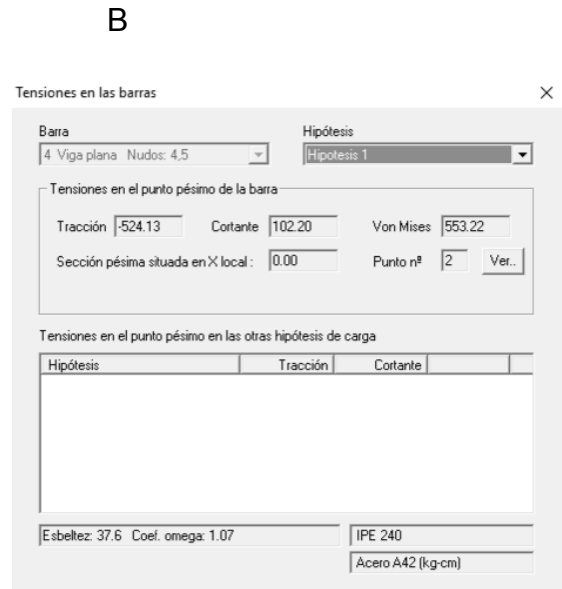
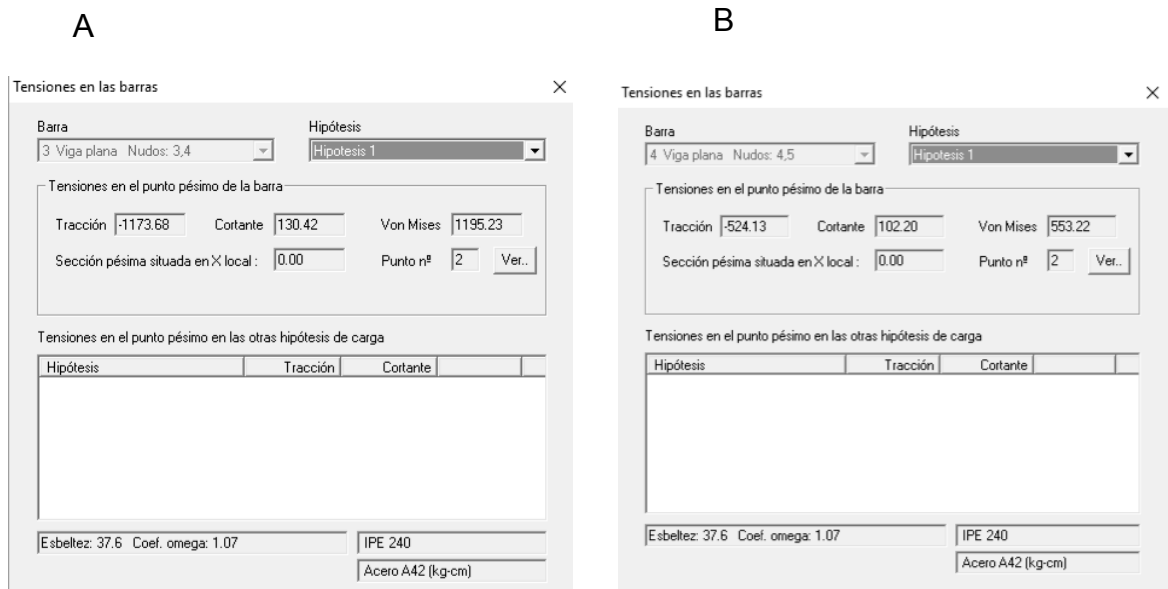


Figura 33

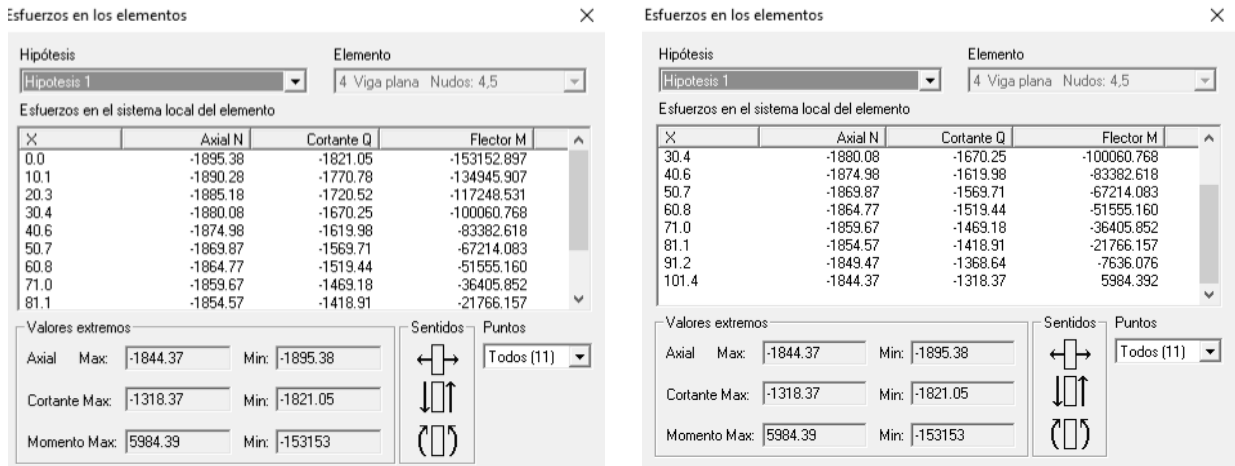


Figura 34

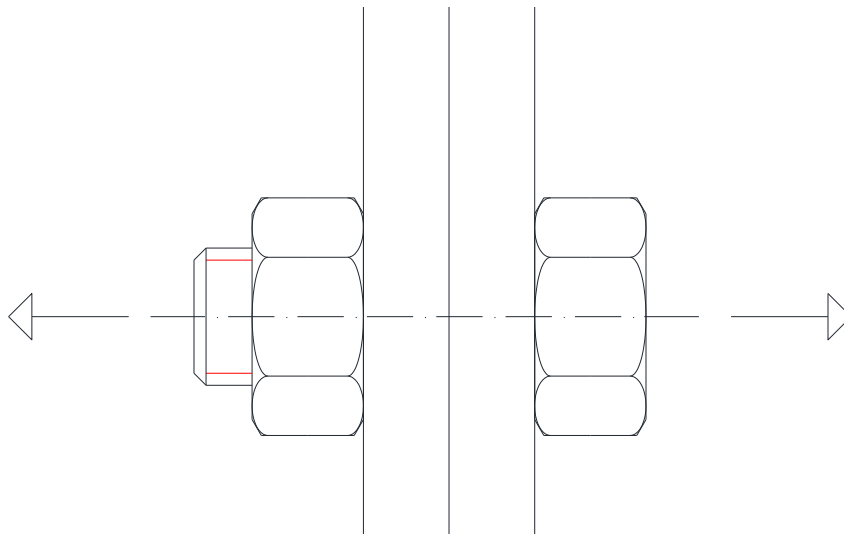


Figura 35

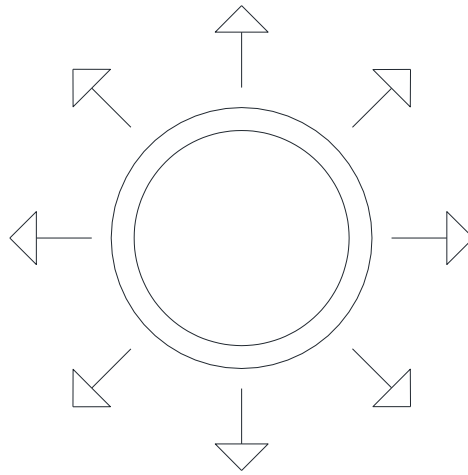
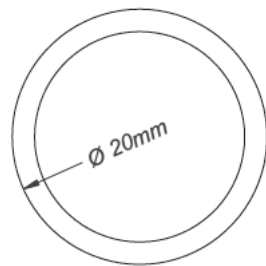


Figura 36

TORNILLO



CHAPA

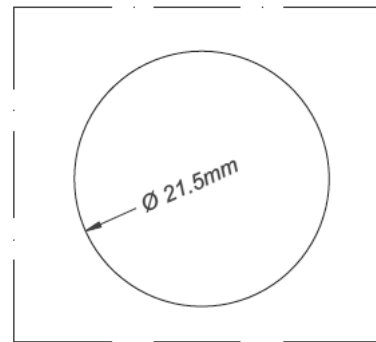


Figura 37



②① N.º solicitud: 201631627

②② Fecha de presentación de la solicitud: 20.12.2016

③② Fecha de prioridad:

INFORME SOBRE EL ESTADO DE LA TÉCNICA

⑤① Int. Cl.: Ver Hoja Adicional

DOCUMENTOS RELEVANTES

Categoría	⑤⑥ Documentos citados	Reivindicaciones afectadas
X	US 2012279143 A1 (HATZINIKOLAS MICHAEL) 08/11/2012, & Resumen de la base de datos EPODOC. Recuperado de EPOQUE; AN US-201113098908-A; página 1, párrafos [0001] - [0011]; página 2, párrafo [0017],[0019]; figuras 1,11, 13.	1-8
X	WO 9901624 A1 (MANNING NOEL CHRISTOPHER) 14/01/1999, Página 1, línea 3 - página 4, línea 27; figuras.	1-8
X	US 3974607 A (BALINSKI HENRY A) 17/08/1976, & Resumen de la base de datos EPODOC. Recuperado de EPOQUE; AN US-51630274-A; figuras.	1-8
A	US 3716959 A (BERNARDI J) 20/02/1973, & Resumen de la base de datos EPODOC. Recuperado de EPOQUE; AN US-3716959D-A; figuras.	8
A	US 1151289 A (SAINO FELIX LAWRENCE) 24/08/1915, Página 1, líneas 4 - 23; página 1, línea 107 – página 2, línea 4; figura 2.	9
A	US 3708932 A (BAILEY M et al.) 09/01/1973, &Resumen de la base de datos EPODOC. Recuperado de EPOQUE; AN US-3708932D-A; figuras 4 - 6.	1- 13

Categoría de los documentos citados

X: de particular relevancia

Y: de particular relevancia combinado con otro/s de la misma categoría

A: refleja el estado de la técnica

O: referido a divulgación no escrita

P: publicado entre la fecha de prioridad y la de presentación de la solicitud

E: documento anterior, pero publicado después de la fecha de presentación de la solicitud

**El presente informe ha sido realizado**

para todas las reivindicaciones

para las reivindicaciones nº:

Fecha de realización del informe  
03.10.2017

Examinador  
R. Puertas Castaños

Página  
1/6





OFICINA ESPAÑOLA  
DE PATENTES Y MARCAS

ESPAÑA

②① N.º solicitud: 201631627

②② Fecha de presentación de la solicitud: 20.12.2016

③② Fecha de prioridad:

## INFORME SOBRE EL ESTADO DE LA TÉCNICA

⑤① Int. Cl.: Ver Hoja Adicional

### DOCUMENTOS RELEVANTES

Categoría	⑤⑥ Documentos citados	Reivindicaciones afectadas
A	ES 2341582T T3 (ARCELORMITTAL COMMERCIAL SECTI) 22/06/2010, descripción; figuras.	1-13

Categoría de los documentos citados

X: de particular relevancia

Y: de particular relevancia combinado con otro/s de la misma categoría

A: refleja el estado de la técnica

O: referido a divulgación no escrita

P: publicado entre la fecha de prioridad y la de presentación de la solicitud

E: documento anterior, pero publicado después de la fecha de presentación de la solicitud

**El presente informe ha sido realizado**

para todas las reivindicaciones

para las reivindicaciones nº:

Fecha de realización del informe  
03.10.2017

Examinador  
R. Puertas Castaños

Página  
2/6

CLASIFICACIÓN OBJETO DE LA SOLICITUD

**E04B1/19** (2006.01)

**E04B1/94** (2006.01)

**A62C2/06** (2006.01)

Documentación mínima buscada (sistema de clasificación seguido de los símbolos de clasificación)

E04B, A62C

Bases de datos electrónicas consultadas durante la búsqueda (nombre de la base de datos y, si es posible, términos de búsqueda utilizados)

INVENES, EPODOC

Fecha de Realización de la Opinión Escrita: 03.10.2017

**Declaración**

<b>Novedad (Art. 6.1 LP 11/1986)</b>	Reivindicaciones 1-13	<b>SI</b>
	Reivindicaciones	<b>NO</b>
<b>Actividad inventiva (Art. 8.1 LP11/1986)</b>	Reivindicaciones 9-13	<b>SI</b>
	Reivindicaciones 1-8	<b>NO</b>

Se considera que la solicitud cumple con el requisito de aplicación industrial. Este requisito fue evaluado durante la fase de examen formal y técnico de la solicitud (Artículo 31.2 Ley 11/1986).

**Base de la Opinión.-**

La presente opinión se ha realizado sobre la base de la solicitud de patente tal y como se publica.

**1. Documentos considerados.-**

A continuación se relacionan los documentos pertenecientes al estado de la técnica tomados en consideración para la realización de esta opinión.

Documento	Número Publicación o Identificación	Fecha Publicación
D01	US 2012279143 A1 (HATZNIKOLAS MICHAEL)	08.11.2012
D02	WO 9901624 A1 (MANNING NOEL CHRISTOPHER)	14.01.1999
D03	US 3974607 A (BALINSKI HENRY A)	17.08.1976
D04	US 3716959 A (BERNARDI J)	20.02.1973
D05	US 1151289 A (SAINO FELIX LAWRENCE)	24.08.1915
D06	US 3708932 A (BAILEY M et al.)	09.01.1973
D07	ES 2341582T T3 (ARCELORMITTAL COMMERCIAL SECTI)	22.06.2010

**2. Declaración motivada según los artículos 29.6 y 29.7 del Reglamento de ejecución de la Ley 11/1986, de 20 de marzo, de Patentes sobre la novedad y la actividad inventiva; citas y explicaciones en apoyo de esta declaración**

Entre los documentos citados en el Informe del Estado de la Técnica, cabe citar como más próximo a la invención, el documento **US20120279143 (D01)**.

**D01** divulga (ver resumen; página 1, párrafo [0007]; y figuras 1,11 y13) un procedimiento de construcción de muros cortafuegos, susceptible de ser utilizado como procedimiento de control del colapso en estructuras de establecimientos industriales en caso de incendio, caracterizado porque comprende la etapa de disposición de una debilitación (elemento fusible, 14) sobre un soporte estructural (32), con elementos que provocan el fallo del forjado soportado, por deslizamiento, cuando se debilita este fusible por la acción del fuego.

Reivindicación 1 a 7

Las diferencias entre el procedimiento de la invención según la reivindicación 1 y lo divulgado por D01 son las siguientes:

- La invención incluye las siguientes etapas, no divulgadas explícitamente por D01:
  - **Caracterización del establecimiento industrial** cuyo colapso en caso de incendio se desea controlar, que comprende la determinación de las acciones o cargas que actúan sobre la estructura de dicho establecimiento.
  - **Diseño y cálculo de la debilitación** a practicar en la estructura del establecimiento industrial.

Tanto la caracterización del establecimiento industrial, que comprende la determinación de acciones y cargas, como la etapa de diseño y cálculo de la estructura, con los escenarios de incendio, fuego de cálculo, etc., y el cálculo del comportamiento mecánico de la estructura, así como el diseño y cálculo de la debilitación, responden a un **dimensionamiento de los elementos resistentes, habitual y necesario** para el proyecto de cualquier establecimiento industrial, sometido a una normativa y a una práctica habitual del proyectista de estructuras.

El **cálculo de la debilitación** es necesario y **se incluye implícitamente** en el procedimiento divulgado por D01, ya que siempre es necesario un dimensionamiento, conforme a la normativa vigente, de cualquier elemento componente de la estructura, con diferentes hipótesis o escenarios previsibles durante la vida útil de la misma, en particular el escenario de funcionamiento frente a incendios.

Por lo tanto estas dos etapas del procedimiento de la invención de acuerdo con la reivindicación 1, son obligadas para el cálculo de la estructura de la nave industrial y su debilitamiento, **al alcance del experto en la materia** y, en consecuencia, **sin actividad inventiva**.

Las reivindicaciones 2 a 7 corresponden a reivindicaciones dependientes que desarrollan las etapas comentadas de caracterización del establecimiento, cálculos y diseño, por consiguiente, al igual que las etapas de la reivindicación principal, **sin actividad inventiva**.

Reivindicación 8

En esta reivindicación se particulariza la debilitación en una **disminución de la sección del perfil estructural**. Esta técnica de debilitación de las características resistentes en una determinada sección es bien conocida en el estado de la técnica, como, a modo de ejemplo, puede verse en **D04** (ver resumen, columna 2, líneas 27 a 45 y figuras). Por lo tanto, la reivindicación **carece de actividad inventiva**.

De la consideración de cualquiera de los documentos **D02 o D03** y, siguiendo un razonamiento similar, se llegaría a la misma conclusión de **falta de actividad inventiva de las reivindicaciones 1 a 8**.

Reivindicaciones 9 a 12

En este caso, se toma en consideración, para el diseño de la debilitación, el uso de un tornillo como fusible termomecánico.

El uso de fusibles termomecánicos es conocido en estado de la técnica. El propio documento **D01**, incluye el uso de un fusible para debilitar la sección y facilitar el desprendimiento del forjado (ver resumen y página 1, párrafo [0004]); así como que, preferiblemente, esté formado por un material plástico (ver página 2, párrafo [0017]).

El que el fusible consista en una pieza similar a un tornillo, también es conocido en el estado de la técnica como puede verse en **D05** (ver columna 1, líneas 8 a 23 y figura 2).

Sin embargo en estas reivindicaciones se añaden **características que particularizan el tipo de fusible** a emplear, consistentes en determinados rangos de elasticidad, temperatura de servicio, calor específico y formación por un polímero compuesto de fibra de vidrio y mineral con el que se conseguirían estas características termomecánicas.

El uso de polímeros con características especiales, combinando fibra de vidrio y mineral en proporciones variables, en sustitución de elementos metálicos, es conocido en el estado de la técnica, como también así se indica en la descripción de la invención (ver página 15, líneas 33 a 36), particularmente el material con las características definidas por el compuesto PPS 53% GLASS FIBER AND MINERAL.

Pero las aplicaciones encontradas de este compuesto se refieren particularmente a sus características de resistencia portante y al ataque químico, así como a su carácter ignífugo, no habiéndose encontrado utilizations del mismo como fusible termomecánico.

El **efecto técnico** que se deriva de estas características, es conseguir un comportamiento diferencial del material con respecto al del acero frente al incremento de temperatura, que por un lado soporte las tensiones a las que va a ser sometido y, por otro, que su límite elástico caiga a mucha menor temperatura que el del acero (ver página 14, líneas 25 a 32). Además proporciona una temperatura máxima de servicio en torno a los 200 ° C, similar a la que adquiere el acero en el minuto 60 del incendio, y posee un calor específico del orden del correspondiente al acero, con lo que se consigue que los dos materiales aumenten su temperatura en el tiempo a un ritmo parecido (ver página 15, líneas 10 a 27).

Con este efecto técnico, se **resuelve con cierta precisión el problema objetivo** de conseguir que el fusible rompa en torno al minuto 60 del incendio provocando el derrumbe de la parte de nave afectada, evitando que éste se transmita al resto de dependencias del establecimiento industrial.

De acuerdo con lo anterior, **la invención según las reivindicaciones 9 a 12 tendría actividad inventiva.**

Reivindicación 13

Añade las posibilidades de efectuar la unión empleando el fusible, mediante rótula o empotrada. Al igual que las reivindicaciones 9 a 12, de las que depende, **tendría actividad inventiva.**

Los restantes documentos **D06 y D07** constituyen un **reflejo del Estado de la Técnica.**

Conclusiones

**Las reivindicaciones 1 a 8 son nuevas, pero carecen de actividad inventiva (art. 6 y 8 de la Ley de Patentes 11/1986).**

**Las reivindicaciones 9 a 13 cumplen los requisitos de novedad y de actividad inventiva (art. 6 y 8 de la Ley de Patentes 11/1986).**