

ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS VIGAS DE PISOS DE UN EDIFICIO DE ACERO EN CONDICIONES DE INCENDIO

Comparative study of the floor beams of a steel building under fire conditions

LUIS HERNÁNDEZ^{*1}, PAMELA CASTILLO², ELIZABETH FUERTES³

Recibido: 05/08/2025 • Aceptado: 14/10/2025

Cómo citar: Hernández, L., Castillo, P., Fuertes, E. (2025). Estudio comparativo de las vigas de pisos de un edificio de acero en condiciones de incendio. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 8, 133-152. <https://doi.org/10.22206/cite.2025.v8.3581>

Resumen

El objetivo de esta investigación es realizar un estudio teórico y económico de la capacidad resistente del sistema de vigas de piso de un edificio de acero, ubicado en la ciudad de Quito, bajo condiciones de incendio. Primero, se realiza el diseño en condiciones normales a temperatura ambiente, y luego considerando condiciones de incendio usando las disposiciones de tres normativas extranjeras: Eurocódigo, Norma Brasileña y la American Institute of Steel Construction (AISC) de Estados Unidos. A continuación, se verifica si el diseño que se obtiene sin considerar incendio es capaz de resistir el tiempo mínimo requerido de exposición al fuego, cuando se evalúa de acuerdo con los planteamientos de las tres normas. Luego, se compara la capacidad resistente bajo condiciones de incendio con cada normativa extranjera, calculada para las secciones originales y posteriormente se plantean secciones alternativas que cumplan con el tiempo requerido de resistencia al fuego, de manera que el análisis comparativo se realiza desde el punto de vista técnico y económico. Estos resultados permiten conocer el tiempo de resistencia al

^{*} (Autor correspondiente.

¹ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. Ingeniero Civil, PhD, Profesor Titular, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. ORCID: 0000-0002-5805-9318. Correo-e: luis.hernandezr@epn.edu.ec

² Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. Ingeniera Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. Correo-e: pamelacastillo93@hotmail.com

³ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. Ingeniera Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. Correo-e: eaff_19@hotmail.com



fuego de los elementos estructurales diseñados sin considerar el incendio y se pueden plantear alternativas que mejoren su comportamiento bajo condiciones de incendio. Finalmente, se concluye que las estructuras deben tener un sistema de protección para resistir un incendio, pues de diseñarse para estas condiciones, sin ningún tipo de protección, son demasiado costosas.

Palabras clave: Diseño estructural; estructuras de acero; incendio; protecciones contra incendio; vigas.

Abstract

The objective of this research is to conduct a theoretical and economic study of the load-bearing capacity of the floor beam system in a steel building located in Quito, under fire conditions. The design is initially performed under normal conditions at ambient temperature and subsequently under fire conditions, using the provisions of three different international standards: the Eurocode, the Brazilian standard, and the American Institute of Steel Construction (AISC) standard from the United States. The design obtained without considering fire is then verified to ensure it can withstand the minimum required fire exposure time, as evaluated using the approaches outlined in the three international standards. The fire resistance capacity of the original sections is calculated according to each standard and compared. Based on this analysis, alternative sections that satisfy the required fire resistance time are proposed. The comparative analysis is carried out from both technical and economic perspectives. These results allow us to determine the fire resistance of structural elements designed without considering fire, and they enable us to propose alternatives to improve performance under fire conditions. Finally, it is concluded that structures must have a fire protection system, as designing for these conditions without any form of protection is excessively costly.

Keywords: Structural design; steel structures; fire; fire protection; beams.

1. Introducción

En la actualidad las estructuras de acero son muy utilizadas debido a las diversas ventajas que presentan frente a otros materiales de construcción como es el caso del hormigón, aprovechando la capacidad del acero brindando un diseño eficiente, seguro, y dinámico (Aghayere y Vigil, 2020). Debido a su alta resistencia, durabilidad y ductilidad, tiene características particularmente valiosas en un país con las condiciones geográficas

y sísmicas (Kaveti, 2024). Se pueden presentar alternativas de estructuras de acero con sistemas de pórticos resistentes a momento, sistemas de arriostramiento u otros medios que ayuden a rigidizar la estructura para que sea más segura ante movimientos sísmicos (Yusuf, 2023). En el caso de las columnas rellenas de hormigón, la sección de acero que se encuentra en el perímetro exterior mejora la rigidez y tiene un módulo de elasticidad mucho mayor que el del hormigón. Además, confina el núcleo de hormigón, lo que aumenta la resistencia a la compresión y la ductilidad de la columna. Si bien el hormigón relleno forma un núcleo ideal para soportar la carga de compresión, también retrasa y a menudo previene el pandeo local del acero (Shaker et al., 2022). A pesar de sus múltiples ventajas y considerando que es incombustible, el acero es vulnerable a altas temperaturas y la variación de este genera un cambio en las propiedades y a su vez una disminución en su resistencia y capacidad. Propiedades como el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia decaen generando deformaciones que pueden ocasionar el colapso de la estructura (Lien et al., 2009).

Con el fin de comprender de mejor manera el comportamiento de las estructuras metálicas ante condiciones de incendio, en diversos países se han realizado investigaciones tanto experimentales como analíticas cuyos resultados han permitido establecer propuestas de cálculo, las mismas que toman en cuenta los cambios en las propiedades del acero debido al incremento de temperatura, y recopilarlas en diferentes códigos. (Wald, 2008). Conjuntamente, a pesar de que el humo y los gases son una amenaza, el colapso de la estructura no debe dejarse en segundo plano ya que muchas vidas se han perdido por esta razón. Es por ello que es importante que las estructuras sean diseñadas para resistir un tiempo mínimo para que los ocupantes puedan desalojar y a su vez el equipo de bomberos pueda actuar y controlar el incendio para que no se propague (NTP 200, 2018).

En la Escuela Politécnica Nacional, en Quito, Ecuador, se han desarrollado distintas investigaciones en edificios de acero como las de Chango et al. (2024) y Acaro et al. (2024). En la temática de diseño en condiciones de incendio existe un trabajo previo de Carrera et al. (2019). En el presente artículo de investigación se diseña en condiciones de incendio el sistema de pisos del edificio Torino, el cual está ubicado en el norte de Quito y

conformado por 1 subsuelo y 4 pisos, cuyo principal uso es residencial. Se aplicarán tres normativas diferentes de Europa (Eurocódigo, 2011), Brasil (NBR 14323, 2013) y Estados Unidos considerando ANSI/AISC 360-22 (2022), ANSI/AISC 341-22 (2022) y utilizando las regulaciones de ASCE/SEI 7-22 (2022), ASCE/SEI 41-23 (2023). El objetivo es conocer cuál código brinda un diseño del sistema de pisos que cumpla con el estado límite de resistencia al fuego, con secciones optimizadas y que a su vez garanticen un diseño confiable y seguro.

2. Metodología

2.1 Incendio y sus Etapas

El incendio es fuego que se origina de manera no deseada e incontrolada dentro de una estructura y se desarrolla siguiendo 5 etapas (Vega et al., 2010):

1. Ignición: temperatura baja que corresponde al primer material que se incendia.
2. Crecimiento: existe desprendimiento de gases calientes. Crece de acuerdo con la disponibilidad de material combustible y oxígeno.
3. Flash Over: transición entre etapa de crecimiento y etapa de incendio totalmente desarrollado.
4. Incendio Totalmente Desarrollado: máxima liberación de calor y emanación de gases. Todos los materiales se encuentran incendiados.
5. Decrecimiento: el incendio disminuye porque todo el material combustible se ha consumido.

La curva de fuego normalizado ISO 834, mostrada en la Figura 1, adoptada a nivel internacional, reproduce de manera aproximada la acción de un incendio. Basado en esto, Pitanga y Almeida, (2005), proponen la ecuación (1):

$$T - T_0 = 345 \cdot \log_{10} (8 \cdot t + 1) \quad (1)$$

Donde:

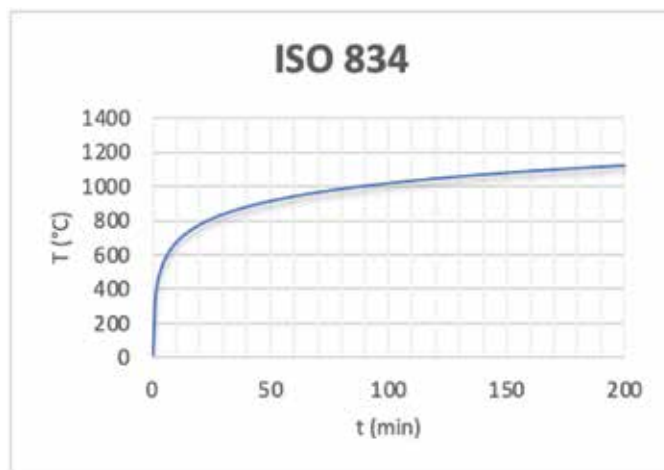
t = Tiempo de referencia, en minutos

T_0 = Temperatura ambiente inicial, en °C (normalmente 20°C)

T = Temperatura ambiental en el instante t , en °C

Figura 1

Curva de fuego normalizado ISO 834



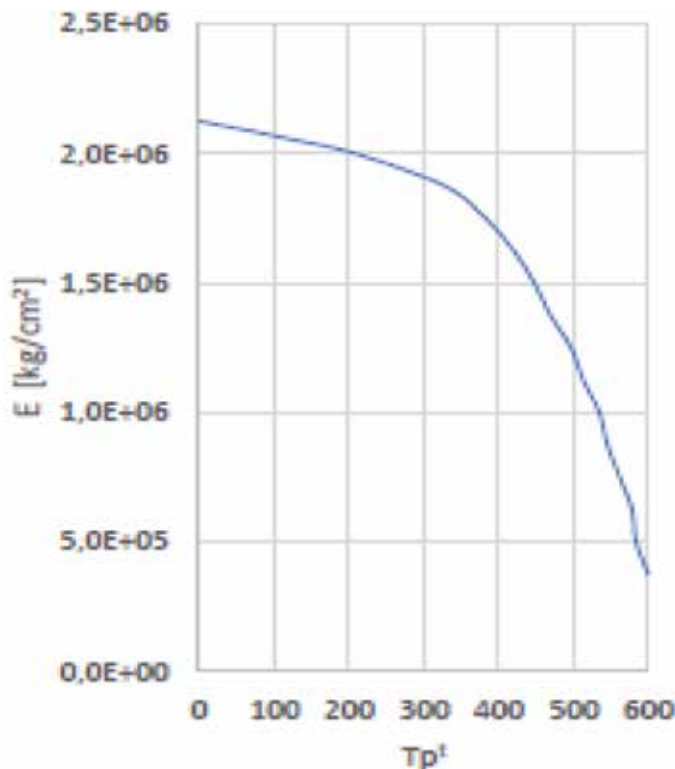
2.2 Resistencia al Fuego de Estructuras de Acero

Los incendios reales difieren del incendio normalizado debido a que parámetros como la disponibilidad de material combustible y ventilación definen su desarrollo, duración y temperatura máxima (Wald, 2008). La curva de fuego real inicia con una tendencia creciente que después de consumido todo el material combustible, empieza a decrecer, algo que no sucede con la curva de fuego normalizado, cuya tendencia es creciente en todo momento (Larrúa, 2016).

La resistencia al fuego de un elemento estructural se define como el tiempo para el cual puede conservar su capacidad de carga durante la exposición al fuego normalizado (Wald, 2008). El acero es un material con muy alta conductividad de calor, lo que implica que tan pronto como incrementa la temperatura debido al incendio, la sección de acero alcanzará dicha temperatura lo que se traduce en cambios en sus propiedades como el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia, que decrecen rápidamente. La variación del módulo de elasticidad del acero es del 5 % cuando alcanza los 200°C y se reduce el 18 % cuando la temperatura es de 600°C (Lien et al., 2009). La Variación del módulo de elasticidad del acero según el incremento de temperatura se muestra en la Figura 2.

Figura 2

Variación del módulo de elasticidad del acero según el incremento de temperatura (Lien et al., 2009)



Por su parte, el hormigón sufre una serie de cambios cuando se expone a temperaturas elevadas, como el desconchado, que consiste en el desprendimiento de material, lo que implica reducción de sección transversal, y, además, cambio de color, pérdida de adherencia del acero de refuerzo (en el caso de hormigón armado) y fisuración (Roscardi, 2015).

De acuerdo con la Regla Técnica Metropolitana de los Bomberos de Quito RTQ 3, (2021), los edificios residenciales se clasifican como “Baja carga de fuego” y por lo tanto el tiempo requerido de resistencia al fuego debe ser 1 hora.

El diseño del sistema de entrepiso del edificio bajo condiciones de incendio toma en consideración las disposiciones de tres normativas extranjeras anteriormente mencionadas: Eurocódigo (2011), Norma Brasileña

NBR 14323, (2013) y Estados Unidos ANSI/AISC 360-22 (2022), ANSI/AISC 341-22 (2022). Para simplificar, en lo sucesivo se les denominará Eurocódigo, Norma Brasileña y AISC respectivamente. Estas normativas consideran el incendio como una acción de carácter accidental que puede provocar efectos negativos en la capacidad resistente de la estructura incluso llevándola al colapso. Por este motivo es importante diseñar las estructuras para que permitan a los ocupantes evacuar el edificio y que el cuerpo de bomberos sea capaz de evitar la propagación del fuego.

La diferencia entre el diseño bajo condiciones de incendio y el diseño a temperatura ambiente radica en:

1. Menores cargas aplicadas.
2. La dilatación térmica provoca esfuerzos internos adicionales.
3. Existen factores de corrección para la capacidad resistente que corresponden al incremento de temperatura.
4. Se consideran menores secciones transversales, ya que puede presentarse desprendimiento de material.
5. Los factores de seguridad son menores debido a que el incendio es una acción de carácter accidental. Se considera que no existe explosión u otro daño asociado al fuego (Zhao, 2012).

2.3 Diseño del Edificio en Condiciones de Incendio

Las vigas se diseñaron a temperatura ambiente según las disposiciones de la norma ecuatoriana de estructuras de acero NEC-SE-AC (2024) y estos diseños se comprueban con los criterios en condiciones de incendio de las tres normas antes mencionadas. Los resultados que se muestran a continuación son la ejemplificación de una de las vigas del sistema de entrepiso del edificio, la misma que de ahora en adelante se denominará VT1. Del diseño se tiene una sección I para la viga VT1, con placa en los patines de dimensiones de 416x8 mm y en el alma de 170x8 mm (416x8 +170x8), a la cual se la nombrará sección original.

Las cargas de diseño y solicitaciones de la viga VT1 se muestran en la Tabla 1, correspondiéndose a los criterios del Eurocódigo, Norma Brasileña y AISC. Aquí se tomó la decisión de usar cada normativa no solo con los requisitos de diseño en condiciones de incendio, sino con todas sus regulaciones de diseño, incluida las relativas a las cargas.

Tabla 1
Cargas de diseño y solicitaciones de la viga VT1

	Eurocódigo	N. Brasil	AISC
Longitud de viga (L) m	6.4	6.4	6.4
Carga de diseño, bajo condiciones de incendio (<i>Edfi</i>) kN/m ²	5.23	6.30	6.30
Carga repartida uniforme (q) kN/m	15.40	18.63	18.63
Momento solicitante positivo (<i>M+</i>) kN·m	26.38	31.77	31.77
Momento solicitante negativo (<i>M-</i>) kN·m	52.66	63.45	63.45
Cortante solicitante (V) kN	49.43	59.53	59.53

La Tabla 2 se obtiene producto del diseño de la sección original de la viga VT1 a cortante bajo condiciones de incendio, la cual muestra el porcentaje al que trabaja la viga con respecto al corte solicitante. La viga trabaja inicialmente al 11 % y 12 %, es decir que no ocupa ni la cuarta parte de su capacidad resistente a corte, sin embargo, al incrementarse la temperatura la viga trabaja a un mayor porcentaje de su capacidad resistente. Al llegar a los 700 °C la viga se encuentra trabajando al 47 %, 52 % y 43 % según el Eurocódigo, Norma Brasileña y AISC respectivamente, pero al sobrepasar los 700 °C y principalmente al llegar a los 900 °C la viga ha sobrepasado su capacidad por lo que se encuentra trabajando al doble de su capacidad resistente a corte. Estos valores por encima de la capacidad resistente se marcan en rojo. En la Tabla 2, V se corresponde con la demanda de cortante, o sea, el cortante máximo que actúa obtenido de las combinaciones de carga y *Vfird* es el cortante resistente en condiciones de incendio.

La Tabla 3 se obtiene producto del cálculo de la capacidad a flexión de la sección original bajo condiciones de incendio empleando las mismas tres normativas, donde se muestran los momentos negativos por ser más desfavorables que los positivos. En la Tabla 3, M- se corresponde con la demanda de momento negativo, o sea, el momento negativo máximo que actúa obtenido de las combinaciones de carga y *Mfird* es el momento negativo resistente en condiciones de incendio.

La Tabla 3 indica el porcentaje de flexión al cual trabaja la viga cuando es sometida a variaciones de temperatura. Inicialmente se encuentra trabajando al 37 %, 29 % y 28 % de su capacidad resistente a flexión según el

Tabla 2
Relación Demanda vs Capacidad a corte de la viga de acero VT1

TEMP (°C)	Relación Demanda vs Capacidad a corte (V / Vfird) (%)		
	Eurocódigo	N. Brasil	AISC
20	11	12	11
100	11	12	11
200	11	12	11
300	11	12	11
400	11	12	11
500	14	15	14
600	23	26	22
700	47	52	43
800	98	109	89
840	141	157	102
900	180	200	178
1000	269	300	267
1100	539	601	534

Tabla 3
Relación Demanda vs Capacidad a Flexión para Momento negativo de la viga de acero VT1

TEMP (°C)	Relación Demanda vs Capacidad a momento (M- / Mfird) (%)		
	Eurocódigo	N. Brasil	AISC
20	37	29	28
100	37	29	29
200	37	29	32
300	38	29	32
400	39	29	34
500	49	37	45
600	83	62	73
700	176	127	124
800	344	266	255
840	480	381	340
900	601	487	641
1000	902	731	887
1100	1 804	1 462	1 774

Eurocódigo, Norma Brasileña y AISC y conforme aumenta la temperatura disminuye su capacidad. El momento flector disminuye con mayor rapidez que la capacidad resistente a corte y la viga se encuentra sobreesforzada, es por ello que se concluye que la viga VT1 no será capaz de mantener su capacidad resistente porque al alcanzar los 900 °C trabaja al 601 %, 487 % y al 641 % según el Eurocódigo, Norma Brasileña y AISC respectivamente. Estos valores por encima de la capacidad resistente se marcan en rojo.

El diseño de la sección compuesta considera que la loseta de compresión aporta resistencia a la viga de acero y con esa consideración el sistema viga-losa tiene mayor capacidad resistente ante condiciones de incendio. Los resultados presentados en la Tabla 4 muestran que a los 900 °C la viga VT1 trabaja al 270 %, según el Eurocódigo y AISC y al 325 % según la Norma Brasileña. Al utilizarse sección compuesta da un escenario más favorecedor respecto al diseño anterior reflejados en las Tablas 2 y 3.

Ninguno de los diseños anteriores es capaz de resistir 1 hora de incendio, que es lo que estipula la normativa ecuatoriana, sin que se produzca el fallo del elemento, dado que su capacidad es superada considerablemente.

Tabla 4
Relación Demanda vs Capacidad a Flexión para Momento negativo de sección compuesta de VT1

TEMP (°C)	Relación Demanda vs Capacidad a momento (M- / Mfird) (%)		
	Eurocódigo	N. Brasil	AISC
20	17	21	17
100	17	21	17
200	17	21	17
300	17	21	17
400	18	21	17
500	23	28	22
600	38	46	35
700	86	103	70
800	157	189	140
840	217	262	162
900	270	325	270
1000	411	495	408
1100	787	948	797

Ante tal escenario se propone un nuevo diseño del elemento VT1 para cumplir con el tiempo requerido de resistencia al fuego, empleando las disposiciones de las tres normativas analizadas. Conforme la Curva de fuego normalizado ISO 834, presentado en Figura 1, 1 hora de incendio equivale a 975 °C. Se considera primeramente una sección que aporte al 100 % de su capacidad resistente la viga de acero, y posteriormente se toma en cuenta el aporte de la losa de hormigón.

El diseño empleando las disposiciones de las normativas analizadas bajo condiciones de incendio permite determinar las dimensiones de la sección de la viga de acero VT1 aportando el 100 % de la capacidad resistente para 1 hora de incendio, lo que se muestra en la Tabla 5, mientras que en la Tabla 6 se presenta la relación demanda-capacidad para las

Tabla 5

Secciones para la viga de acero VT1 según las disposiciones de cada normativa

Normativa	Secciones Viga de acero VT1 (mm)
Eurocódigo	I (656x14+ 400x18)
Norma Brasileña	I (646x14+ 420x18)
AISC	I (656x14+ 380x18)

Tabla 6

Cortante y momento resistente y su relación demanda-capacidad para la viga de acero VT1

Características	Eurocódigo	N. Brasil	AISC
Cortante resistente, bajo condición de incendio ($V_{fi,rd}$) (kN)	54.23	58.74	56.39
Demanda de cortante (V) (kN)	49.43	59.53	50.90
Relación demanda / capacidad ($V / V_{fi,rd}$) (%)	91	101	90
Momento flector resistente bajo condición de incendio ($M_{fi,rd}$) (kN·m)	52.47	64.04	53.84
Momento positivo (M+) (kN·m)	26.38	31.77	27.16
Relación demanda / capacidad ($M_+ / M_{fi,rd}$) (%)	50	50	50
Momento negativo (M-) (kN·m)	52.66	63.45	54.33
Relación demanda / capacidad ($M_- / M_{fi,rd}$) (%)	100	99	101

nuevas secciones de acero calculadas empleando las disposiciones de cada normativa.

Entonces, realizando el diseño de la viga compuesta, al estar interconectada con la losa de hormigón, empleando las disposiciones de las tres normativas analizadas bajo condiciones de incendio, permite determinar las dimensiones de la viga compuesta VT1 que conforma el sistema del edificio para 1 hora de incendio. Esto se muestra en la Tabla 7, mientras que en la Tabla 8 presenta la capacidad a cortante y a momento calculada para la nueva sección compuesta.

Tabla 7
Secciones para la viga compuesta VT1 según las disposiciones de cada normativa

Normativa	Secciones Viga de acero VT1 (mm)
Eurocódigo	I (628x14+ 340x14)
Norma Brasileña	I (652x14+ 380x16)
AISC	I (624x14+ 320x12)

Tabla 8
Cortante y momento resistente y su relación demanda-capacidad para la viga compuesta VT1

Características	Eurocódigo	N. Brasil	AISC
Cortante resistente, bajo condición de incendio ($V_{fi,rd}$) (kN)	52.47	59.33	54.52
Demanda de cortante (V) (kN)	49.43	59.53	50.90
Relación demanda / capacidad ($V / V_{fi,rd}$) (%)	94	100	93
Momento flector resistente bajo condición de incendio ($M_{fi,rd+}$) (kN·m)	56.19	81.20	55.80
Momento positivo (M+) (kN·m)	26.38	31.77	27.16
Relación demanda / capacidad ($M+ / M_{fi,rd+}$) (%)	47%	39%	49%
Momento flector resistente bajo condición de incendio ($M_{fi,rd-}$) (kN·m)	52.66	64.04	54.13
Momento negativo (M-) (kN·m)	52.66	63.45	54.33
Relación demanda / capacidad ($M- / M_{fi,rd-}$) (%)	100	99	100

3. Resultados y discusión

3.1 Comparación Técnica

Considerando la viga de acero sin sección compuesta, las secciones transversales que se muestran en la Tabla 5 resisten 1 hora de exposición a fuego estandarizado, el área de estas secciones es 3.89 veces más grande con respecto a la sección original según el Eurocódigo. Además, es 4 veces mayor según la Norma Brasileña y 3.8 según el AISC.

De la Tabla 6 se presenta la relación demanda-capacidad para las nuevas secciones calculadas empleando las disposiciones de cada normativa. De lo cual se constata que según el Eurocódigo la relación demanda-capacidad a cortante es del 91 %, mientras que por la Norma Brasileña y AISC trabaja al 101 % y al 90 %. Adicionalmente, se tiene la relación demanda capacidad a momento en este caso la viga trabaja al 100 %,99 % y 101 %

Considerando la viga compuesta, las secciones transversales que se muestran en la Tabla 7 resisten 1 hora de exposición a fuego estandarizado, al ser una sección compuesta las secciones de la viga VT1 disminuyen tal como se muestra en la Tabla 7. Comparando con los resultados obtenidos en la Tabla 5. Según el Eurocódigo, el área de acero al considerarse sección compuesta es 22 % menor, pero sigue siendo 3 veces más grande que la sección original. En conformidad con la Norma Brasileña el área de acero al considerar sección compuesta disminuye en un 12 % y según las disposiciones del AISC un 28 % más pequeña y 2.7 veces más grande que la sección original.

La Tabla 8 presenta la capacidad a cortante y a momento calculada para las nuevas secciones compuestas que se presentan en la Tabla 7 y sus respectivas relaciones demanda-capacidad. De lo cual se constata que según el Eurocódigo la relación demanda-capacidad a cortante es del 94 %, mientras que por la Norma Brasileña al 100 % y AISC al 93 %. Adicionalmente, se tiene la relación demanda capacidad a momento negativo, que es el más desfavorable, la viga trabaja al 100 %,99 % y 100 % respectivamente.

3.2 Comparación Económica

El análisis económico del sistema de entrepiso del edificio consiste en calcular los pesos de las secciones que conforman el sistema de entrepiso

tanto para las vigas de aceros que se muestra en la Tabla 9, como para las secciones de vigas compuestas reflejadas en la Tabla 10.

Tabla 9
Resumen de pesos del sistema de piso del edificio con vigas de acero

Normativa	Peso del piso (kN)
NEC-SE-AC (Diseño sin considerar Incendio)	164.48
Eurocódigo	667.21
Norma Brasileña	723.31
AISC	631.67

Tabla 10
Resumen de pesos del sistema de piso del edificio con vigas compuestas

Normativa	Peso del piso (kN)
NEC-SE-AC (Diseño sin considerar Incendio)	164.48
Eurocódigo	549.66
Norma Brasileña	646.76
AISC	529.32

La Tabla 10 evidencia que, al calcularse las vigas del sistema de entrepiso como sección compuesta, el peso del sistema disminuye considerablemente, por ende, disminuyen los costos en cuanto a material se refiere tal como se evidencia más adelante. Inicialmente se determinó el presupuesto del sistema de entrepiso del edificio conforme a las secciones propuestas en el diseño realizado sin condiciones de incendio, que en adelante se considerará como presupuesto original. Analizando las tablas 9 y 10 se evidencia que el peso de las estructuras se incrementa notablemente al considerarse el incendio, por lo que estas deben protegerse para disminuir los costos.

Para proteger los miembros estructurales de acero ante un incendio existen protecciones pasivas y activas. Las pasivas son aquellos productos

o elementos que aíslan y retardan los efectos del fuego, el humo y gases calientes evitando la alta emisión, principalmente del humo durante un incendio, y así limitar que las estructuras alcancen temperaturas críticas y sean seriamente comprometidas. Entre estas se tiene morteros proyectados, pinturas intumescentes y materiales rígidos como placas de yeso acartonado, placas de lana de mineral y placas de fibrosilicatos ignífugos.

Debido a reacciones químicas, la intumescencia por acción del fuego produce un importante incremento de volumen de espuma carbonosa disipadora de calor, alrededor de hasta 20 y 30 veces su espesor original en el elemento protegido. Un ejemplo de ellas son las pinturas intumescentes que al ser aplicadas en el acero son capaces de mantener durante 120 minutos una temperatura muy por debajo de la temperatura media en la cual el acero pierde su resistencia (Carrera et al., 2019). Por su facilidad en el mercado ecuatoriano, se seleccionó usar pinturas intumescentes como protección de las estructuras de acero del edificio.

A través de las secciones calculadas en la Tabla 5 donde la sección de la viga de acero VT1 aporta el 100 % de la capacidad resistente para 1 hora de incendio, se calculó el presupuesto para el diseño que cada normativa propone, el mismo que se presenta en la Tabla 11. En esta se representa además cuantas veces es superior el costo con respecto al diseño a temperatura ambiente o en condiciones de incendio protegiendo con pinturas intumescente.

Por otro lado, empleando las secciones de las vigas compuestas de la Tabla 7, para capacidad resistente para 1 hora de incendio, se refleja una situación más favorable económicamente. Empleando de las secciones calculadas en la Tabla 7, se calculó el presupuesto para el diseño que cada normativa propone, el mismo que se presenta en la Tabla 12. En esta se representa además cuantas veces es superior el costo con respecto al diseño a temperatura ambiente o en condiciones de incendio protegiendo con pinturas intumescente.

Analizando las Tablas 11 y 12 se concluye que, como medio de protección de estructuras metálicas, es menos costosos usar métodos pasivos de protección, como es el caso de la pintura intumescente, debido a que garantiza un ahorro significativo con respecto al diseño en condiciones de incendio sin protección.

Tabla 11
Resumen de presupuestos del sistema de piso del edificio con vigas de acero

Normativa	Presupuesto(USD)	Relación con respecto al diseño sin incendio	Relación con respecto al diseño conrecubrimiento de pintura intumescente
Diseño sin considerar Incendio	\$82 545.05		
Diseño con Protección con pinturas	\$91 282.05	1.11	
Eurocódigo	\$309 488.63	3.75	3.39
Norma Brasileña	\$323 181.25	3.91	3.54
AISC	\$301 976.75	3.66	3.31

Tabla 12
Resumen de presupuestos del sistema de piso del edificio con vigas de acero

Normativa	Presupuesto(USD)	Relación con respecto al diseño sin incendio	Relación con respecto al diseño conrecubrimiento de pintura intumescente
Diseño sin considerar Incendio	\$82 545.05		
Diseño con Protección con pinturas	\$91 282.05	1.11	
Eurocódigo	\$212 161.90	2.57	2.32
Norma Brasileña	\$244 836.79	2.97	2.68
AISC	\$205 316.89	2.49	2.25

4. Conclusiones

El diseño de elementos estructurales bajo condiciones de incendio, tomando como referencia la curva ISO 834 presenta secciones con cierto

grado de sobredimensionamiento comparado con aquellas secciones que se obtengan del diseño que utilice un modelo de incendio real.

Los elementos estructurales de acero sufren cambios en su resistencia a corte cuando superan los 400 °C, temperatura que alcanza después de 2 minutos de incendio. En el caso de la resistencia a flexión varía tan pronto como aumenta la temperatura, de manera que cuando alcanza los 600 °C apenas mantiene entre el 43 % y 47 % de su resistencia original.

Al comparar la relación demanda capacidad a corte de la viga VT1 se comprueba que después de media hora de exposición al fuego estandarizado (840 °C) la viga trabaja al 141 %, 157 % y 102 % según Eurocódigo, Norma Brasileña y AISC respectivamente, es decir, su capacidad resistente es superada y más ampliamente cuando se verifica la misma relación después de 1 hora de incendio donde la viga trabaja a más del doble de su capacidad a corte. Por estos motivos se afirma que el diseño original no es capaz de resistir la hora de incendio que se exige en la normativa ecuatoriana.

La relación demanda capacidad a flexión de la viga VT1 presenta un escenario más crítico que la misma relación para cortante, porque después de 30 minutos de incendio (840 °C) la viga trabaja al 480 %, 381 % y 340 % de su capacidad, según Eurocódigo, Norma Brasileña y AISC respectivamente, valores que después de 1 hora de incendio superan los 700 %; es decir, la viga sufre una disminución drástica en su capacidad resistente a flexión después de exponerse a altas temperaturas lo que implica que no será capaz de resistir el tiempo mínimo requerido según la normativa ecuatoriana.

El diseño de las vigas considerando el aporte de la losa de hormigón aumenta su capacidad a flexión, sin embargo, este aporte no es suficiente para que resista el tiempo mínimo requerido porque después de media hora de incendio la viga trabaja al 217 %, 262 % y 162 % según Eurocódigo, Norma Brasileña y AISC respectivamente, y después de 1 hora de incendio, estos valores superan el 400%, es decir, la capacidad de la viga a flexión es superada en 4 veces por las solicitaciones, motivo por el cual se afirma que a pesar de considerar el aporte de la losa de hormigón, no es suficiente para que resista una hora de incendio.

Las secciones de las vigas del edificio, diseñadas a temperatura ambiente, al analizarse bajo condiciones de incendio no cumplen con el

tiempo de resistencia requerido, sin embargo, las secciones que se definen para que cumplan con este requisito son 4 o más veces mayores en área comparadas con las secciones originales.

Del análisis económico realizado se observa que para la sección de la viga de acero VT1, que aporta el 100 % de la capacidad resistente para 1 hora de incendio, empleando las secciones obtenidas según los criterios de las normativas extranjeras: Eurocódigo, Norma Brasileña y AISC, con respecto al presupuesto original, refleja que son respectivamente 3.75, 3.91 y 3.66 veces superior. Por otro lado para la sección de la viga compuesta VT1 con capacidad resistente para 1 hora de incendio, con respecto al presupuesto original, refleja que son respectivamente 2.57, 2.97 y 2.49 veces superior.

De lo anterior se concluye que es excesivamente costoso diseñar las vigas para que resistan 1 hora de incendio sin ningún tipo de protección y por este motivo se analizó como alternativa el recubrimiento de las secciones originales con pintura intumescente, que finalmente resultó ser la opción más accesible desde el punto de vista económico, ya que la excedencia con respecto al presupuesto original es 1.11 veces.

Referencias

- Acaro, I., Astudillo, P., Mera, F., Hernández, L., Baquero, R., & Gómez, C. (2024). Estudio comparativo de un edificio de acero diseñado con un sistema dual y utilizando diferentes tipos de columnas. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 7(2), 85-109. <https://doi.org/10.22206/cyap.2024.v7i2.3265>
- Aghayere, A., & Vigil, J. (2020). *Structural Steel Design, Third Edition*. Virginia, Ed. Mercury Learning and Information.
- ANSI/AISC 341-22. (2022). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. United States of America.
- ANSI/AISC 360-22. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings*. United States of America.
- ASCE/SEI 7-22. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. United States of America.

- ASCE/SEI 41-23. (2023). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, United States of America.
- Carrera, S., Irigoyen, V., Hernández, L., & Luna, G. (2019). Alternativas de protección de vigas de acero frente al fuego y valoración económica. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(3), 299-319
- Chango, B., Ruiz, K., Hernández, L., & Baquero, R. (2024). Estudio comparativo del uso de columnas de acero huecas y columnas compuestas en pórticos resistentes a momento. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 7(1), 33–54.
- Eurocódigo (2011). Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-2: Reglas generales, Proyecto de estructuras sometidas al fuego. *Eurocode Committee for Standardization*, Eurocode 4.
- Kaveti, B. (2024). *Mechanical Properties of Steel in High-Stress Environments*. Editorial Feature, Jan 02, 2024.
- Larrúa, Y. (2016). *Comportamiento termo-estructural y diseño de vigas compuestas de acero y hormigón en situación de incendio*. Tesis de Doctorado. Cuba. <http://eduniv.mes.edu.cu>
- Lien, K., Chiou, Y., Wang, R., & Hsiao, P. (2009). Nonlinear behavior of steel structures considering the cooling phase of a fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(8-9), 1776-1786. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.03.015>
- NBR14323 (2013). Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*.
- NEC-SE-AC. (2024). *Estructuras de Acero*. Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, Ecuador.
- NTP 200 (2018). Estructuras metálicas: comportamiento frente al fuego (I). *Notas Técnicas de Prevención*, España.
- Pitanga, M., & Almeida, R. (2005). Bending resistance of composite steel-concrete beams in fire situation. *18th International Congress of Mechanical Engineering*, November 6-11, 2005, Ouro Preto, MG Brasil. <https://abcm.org.br/anais/cobem/2005/PDF/COBEM2005-2204.pdf>

- Roscardi, J. (2015). *Comportamiento de los materiales de construcción ante la incidencia del fuego*. Buenos Aires, Argentina. <https://es.scribd.com/document/439039082/COMPORTAMIENTO-DE-LOS-MATERIALES-DE-CONSTRUCCION-ANTE-LA-INCIDENCIA-DEL-FUEGO-doc>
- RTQ 3 (2021). *Prevención de incendios: Reglas técnicas en función del riesgo derivado del destino u ocupación de la edificación, establecimiento o local o de la actividad que se realiza en ellos*. Regla Técnica Metropolitana de los Bomberos de Quito
- Shaker, F. M. F., Daif, M. S. Deifalla, A. F., & Ayash, N. M. (2022). Parametric Study on the Behavior of Steel Tube Columns with Infilled Concrete—An Analytical Study. *Sustainability* 2022, 14, 14024. <https://doi.org/10.3390/su142114024>
- Vega, L., Llinares, M., Villagrà, C., Gallego, V., & González, B. (2010). Comportamiento frente al fuego. *Consejo Superior de Investigaciones Científicas*, Madrid, España. <https://digital.csic.es/handle/10261/364111>
- Wald, F. (2008). Fire Engineering of Steel Structures. *Czech Technical University in Prague* 1-16, <https://www.researchgate.net/publication/267429001>
- Yusuf, A. H. (2023). Effect of Different Types of Bracing Systems on Seismic Performances of High-Rise Buildings: A Review. *J Water Res*, 1(1), 56-60.
- Zhao, B. (2012). Fire resistance assessment of steel structures. *Structural Fire Design of Buildings according to the Eurocodes' – Brussels, 27-28 November 2012* <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/sites/default/files/2022-06/04-ZHAO-EC-FireDesign-WS.pdf>