



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

TESIS DOCTORAL

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

Autor: David Leonardo Peña Mansilla

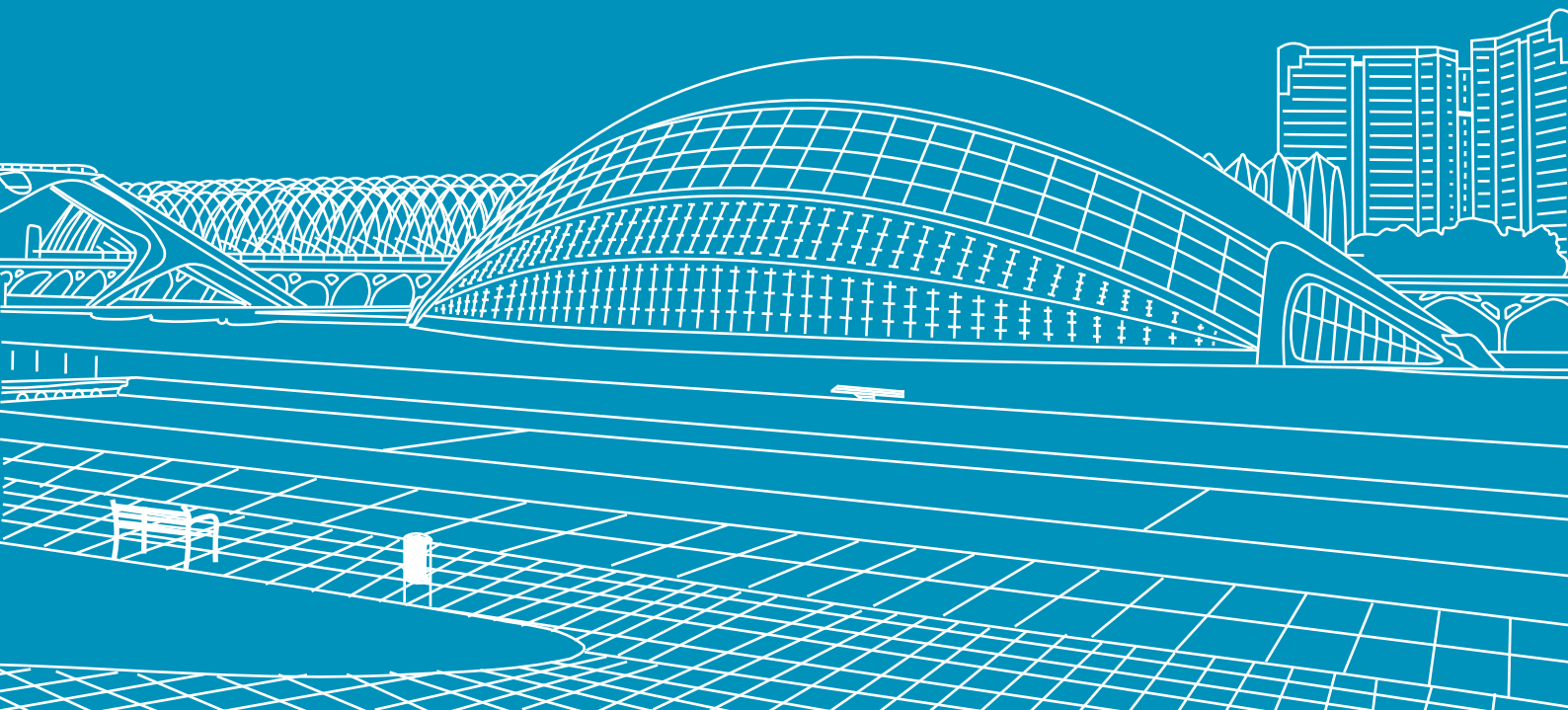
Diciembre, 2022

Dirigida por:

Dr. Antonio Hospitaler Pérez

Dr. Vicente Alberó Gabarda

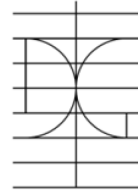
Dra. Carmen Ibáñez Usach



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y DE PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL

Programa de Doctorado en Ingeniería de la Construcción

*Desarrollo de un modelo semiempírico para el
dimensionado de pilares rectangulares de hormigón
armado en situación accidental de incendio*

TESIS DOCTORAL

AUTOR:

David Leonardo Peña Mansilla

DIRIGIDA POR:

Dr. Antonio Hospilater Pérez

Dr. Vicente Alberó Gabarda

Dra. Carmen Ibáñez Usach

Para el cumplimiento parcial de los requisitos para la obtención del título de doctor

Valencia (España), diciembre 2022

Agradecimientos

Esta tesis no hubiera sido posible sin el apoyo de varias personas e instituciones a las que el autor quiere mostrar sus agradecimientos.

En primer lugar, agradecer a mis directores de tesis: Dr. Antonio Hospitaler Pérez, Dr. Vicente Alberio Gabarda y Dra. Carmen Ibáñez Usach, quienes me han acompañado, guiado y supervisado en estos cuatro de años de estudios doctorales, siendo parte imprescindible de ellos.

Igualmente, quisiera agradecer a quienes me motivaron en un primer momento a seguir una carrera investigadora, poniendo su confianza en mí, destacando a uno de mis profesores grado (en Chile) el Dr. Frank Schanack, así también a mis amigos la Dra. Diana Movilla Quesada y el Dr. Aitor Cristian Raposeiras Ramos, quienes con su ejemplo me facilitaron tomar esta decisión.

En el ámbito más personal me gustaría agradecer a mis amigos/as con los que he compartido experiencias en mi paso por España, tanto en el máster como en el doctorado. Amigos de diferentes nacionalidades que han hecho más amenos mis estudios de posgrado. Asimismo, agradecer a mi familia en Chile, los cuales me han apoyado en todo momento de mi vida universitaria.

Por último, agradecer también los fondos recibidos por el Chilean Doctoral Fellowship Programme: CONICYT PFCHA/DOCTORADO BECAS CHILE/2018-72190104, los cuales han financiado mis estudios doctorales.

David Leonardo Peña Mansilla
Valencia (España), diciembre 2022

Resumen

El hormigón es un material excelente para usar en proyectos estructurales por varias razones, siendo una de ellas su buen comportamiento en caso de incendio, debido a su incombustibilidad y baja difusividad térmica. Pero, aunque el hormigón tenga un muy buen desempeño frente a un incendio, no lo hace inmune al calor, ya que sus propiedades se ven reducidas como cualquier otro material incombustible frente al fuego, solo que, a un ritmo mucho menor en comparación, por ejemplo, con el acero estructural. Por lo tanto, los elementos estructurales de hormigón armado (HA) también deben diseñarse para cumplir determinados criterios de seguridad en una situación de incendio, siendo estos fijados generalmente por las normativas de cada país o región en particular.

Esta tesis doctoral se enfoca en la evaluación de la resistencia al fuego de elementos estructurales de HA aislados. Específicamente se estudian las columnas de HA sometidas a cargas axiales con doble excentricidad y expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura (modelo de incendio nominal). Para ello, se han confeccionado dos modelos de cálculo: un modelo de cálculo avanzado en base a un modelo numérico de fibras (MF) y un modelo de cálculo simplificado (MS). El MF consta de un acoplamiento de dos modelos, un modelo de diferencias finitas para el análisis térmico seccional y un modelo numérico de fibras para el cálculo mecánico seccional. El MF desarrollado se ha basado en las propiedades de los materiales a altas temperaturas estipuladas en las normativas española y europea, y se ha validado con resultados de ensayos experimentales y numéricos disponibles en la bibliografía. En cuanto al MS, este se ha elaborado en base a un estudio paramétrico realizado con el MF, con el cual se construyó una batería de 835200 casos en los que se han considerado variables tales como las dimensiones de la sección transversal, la resistencia a compresión del hormigón, el recubrimiento de hormigón de las armaduras, la disposición de la armadura, el tiempo de exposición al fuego, los niveles de carga axial y los ángulos de rotación del eje neutro. Esta propuesta de MS se basó en la definición analítica de la superficie de falla, tomando como referencia las curvas de generatriz y directriz, método aplicado inicialmente a temperatura ambiente por Bonet et al. (2004).

Así también, aplicando el MF se realizó un segundo estudio paramétrico con el fin de evaluar la influencia del *spalling* de esquina (324 secciones de HA) y del *spalling* de superficie (162 secciones de HA) sobre la capacidad resistente de secciones de HA. Este estudio paramétrico ha permitido correlacionar la pérdida de resistencia mecánica de secciones de HA debida al *spalling*, con la pérdida de resistencia mecánica derivada de exponer la sección un tiempo adicional al fuego. Además, se han propuesto expresiones analíticas que permiten determinar el tiempo adicional de exposición al fuego, necesarias para diseñar secciones de HA con mayor sencillez y seguridad.

Resum

El formigó és un material excel·lent per a usar en projectes estructurals per diverses raons, sent una d'elles el seu bon comportament en cas d'incendi, a causa de la seua incombustibilitat i baixa difusivitat tèrmica. Però, encara que el formigó tinga un molt bon acompliment enfront d'un incendi, no el fa immune a la calor, ja que les seues propietats es veuen reduïdes com qualsevol altre material incombustible enfront del foc, només que, a un ritme molt de menor en comparació, per exemple, amb l'acer estructural. Per tant, els elements estructurals de formigó armat (FA) també han de dissenyar-se per a complir determinats criteris de seguretat en una situació d'incendi, sent aquests fixats generalment per les normatives de cada país o regió en particular.

Aquesta tesi doctoral s'enfoca en l'avaluació de la resistència al foc d'elements estructurals de FA aïllats. Específicament s'estudien les columnes de FA sotmeses a càrregues axials amb doble excentricitat i exposades a una corba normalitzada temps - temperatura (model d'incendi nominal). Per a això, s'han confeccionat dos models de càlcul: un model de càlcul avançat sobre la base d'un model numèric de fibres (MF) i un model de càlcul simplificat (MS). El MF consta d'un acoblament de dos models, un model de diferències finites per a l'anàlisi tèrmica de la secció i un model numèric de fibres per al càlcul mecànic de la secció. El MF desenvolupat s'ha basat en les propietats dels materials a altes temperatures estipulades en les normatives espanyola i europea, i s'ha validat amb resultats d'assajos experimentals i numèrics disponibles en la bibliografia. Quant al MS, aquest s'ha elaborat sobre la base d'un estudi paramètric realitzat amb el MF, amb el qual es va construir una bateria de 835200 casos en els quals s'han considerat variables com ara les dimensions de la secció transversal, la resistència a compressió del formigó, el recobriment de formigó de les armadures, la disposició de l'armadura, el temps d'exposició al foc, els nivells de càrrega axial i els angles de rotació de l'eix neutre. Aquesta proposta de MS es va basar en la definició analítica de la superfície de falla, prenent com a referència les corbes de generatriu i directriu, mètode aplicat inicialment a temperatura ambient per Bonet et al. (2004).

Així també, aplicant el MF es va realitzar un segon estudi paramètric amb la finalitat d'avaluar la influència del *spalling* de cantonada (324 seccions de FA) i del *spalling* de superfície (162 seccions de FA) sobre la capacitat resistent de seccions de FA. Aquest estudi paramètric ha permès correlacionar la pèrdua de resistència mecànica de seccions de FA deguda al *spalling*, amb la pèrdua de resistència mecànica derivada d'exposar la secció un temps addicional al foc. A més, s'han proposat expressions analítiques que permeten determinar el temps addicional d'exposició al foc, necessàries per a dissenyar seccions de FA amb major senzillesa i seguretat.

Abstract

Concrete is an excellent material to use in structural projects for several reasons, one of them being its exceptional fire behavior, due to its incombustibility and low thermal diffusivity. But, although concrete has particularly superior performance against fire, it does not make it immune to heat, as its properties are reduced like any other non-combustible material in a fire, but a slower rate when compared to, for example, structural steel. Therefore, structural elements composed of reinforced concrete (RC) must also be designed to meet certain safety criteria in a fire, criteria that are generally set by the codes of each country or region.

This PhD thesis focuses on the evaluation of the fire resistance of reinforced concrete isolated structural elements. Specifically, RC columns subjected to axial loads with double eccentricity and exposed to a standard fire curve (nominal fire model) are studied. For this purpose, two calculation models have been developed: an advanced calculation model based on a numerical fiber model (FM) and a simplified calculation model (SM). The FM consists of coupling two models, a finite difference model for sectional thermal analysis, and a numerical fiber model for the sectional mechanical calculation. The FM developed has been based on the properties of materials at elevated temperatures stipulated in the Spanish and European codes and has been validated with the results of experimental and numerical tests available in the literature. The SM here presented has been developed based on a parametric study carried out with the FM, in total 835200 cases, in which variables such as cross - sectional dimensions, concrete compressive strength, concrete cover, reinforcement ratio, reinforcement arrangement ratio, fire exposure time, axial load levels and rotation angles of the neutral axis have been considered. This SM proposal is based on the analytical definition of the failure surface taking as reference the generatrix and directrix curves, a method initially applied at room temperature by Bonet et al. (2004).

Similarly, applying the FM, a second parametric study was carried out to evaluate the influence of corner spalling (324 RC sections) and surface spalling (162 RC sections) on the resistant capacity of RC sections. This parametric study has allowed correlating the loss of mechanical strength of RC sections due to the occurrence of spalling with the loss of mechanical strength derived from exposing the section to fire for an additional time. In addition, analytical expressions have been proposed to determine the additional time of exposure to fire, necessary to design RC sections with greater simplicity and safety.

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Introducción al problema.....	3
1.2	Objetivos de la investigación.....	9
1.3	Alcance.....	10
1.4	Estructura y organización de la tesis doctoral.....	10
	Bibliografía.....	13
2	COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES A ALTAS TEMPERATURAS Y ENSAYOS DISPONIBLES.....	17
2.1	Propiedades de los materiales a elevadas temperaturas.....	19
2.1.1	Hormigón.....	19
2.1.2	Acero de las armaduras pasivas.....	32
2.2	Ensayos disponibles en la bibliografía.....	39
2.2.1	Columnas de HA a temperatura ambiente.....	39
2.2.2	Columnas de HA a altas temperaturas.....	42
	Bibliografía.....	56
3	ANÁLISIS TÉRMICO SECCIONAL DE COLUMNAS DE HA.....	61
3.1	Principios del análisis térmico.....	63
3.1.1	Modos de transferencia de calor.....	63
3.1.2	Condiciones de contorno.....	66
3.1.3	Condiciones térmicas.....	68
3.1.4	Métodos de análisis térmico.....	72
3.2	Métodos de cálculo avanzado de análisis térmico.....	79
3.2.1	Método de diferencias finitas.....	79
3.2.2	Método de elementos finitos.....	86
3.2.3	Redes neuronales artificiales.....	87
3.3	Métodos simplificados de análisis térmico.....	90
3.3.1	Método de Wickström.....	90

3.3.2	Método de Kodur et al.....	94
3.3.3	Método propuesto en prEN 1992-1-2:2021.....	99
3.4	Ejemplo aplicado de análisis térmico	105
	Bibliografía	109
4	RESISTENCIA AL FUEGO DE COLUMNAS DE HA.....	113
4.1	Introducción.....	115
4.2	Métodos de cálculo avanzado de la resistencia al fuego	118
4.2.1	Generalidades.....	118
4.2.2	Respuesta térmica.....	118
4.2.3	Respuesta mecánica.....	119
4.2.4	Validación.....	120
4.3	Métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego	121
4.3.1	Método simplificado de Dotreppe et al.....	121
4.3.2	Método simplificado de Tan & Yao.....	124
4.3.3	Método simplificado de Kodur & Raut	133
4.3.4	Método simplificado de la isoterma de 500 °C	138
4.3.5	Método de las zonas refinado del prEN 1992-1-2:2021	143
4.3.6	Comparativa de los métodos simplificados	157
4.4	Métodos tabulados de cálculo de la resistencia al fuego.....	159
4.4.1	Método A de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008	159
4.4.2	Método A del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021	162
4.4.3	Método B de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008.....	165
4.4.4	Método B de la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019	169
4.4.5	Método B del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021	173
4.4.6	Comparativa de los métodos tabulados	176
4.5	Ejemplo aplicado de cálculo de la resistencia al fuego.....	178
	Bibliografía	181
5	MODELO NUMÉRICO Y VALIDACIÓN.....	185
5.1	Descripción del modelo numérico.....	187

5.2 Validación del modelo numérico	192
5.2.1 Validación del modelo térmico.....	192
5.2.2 Validación del modelo mecánico.....	196
5.3 Conclusiones.....	205
Bibliografía	206
6 SECCIONES DE HA BAJO FLEXIÓN ESVIADA A ALTAS TEMPERATURAS.....	209
6.1 Estudio paramétrico.....	211
6.2 Resultados del estudio paramétrico.....	214
6.2.1 Resistencia a compresión del hormigón	214
6.2.2 Recubrimiento de hormigón de las armaduras	216
6.2.3 Cuantía mecánica de armadura.....	218
6.2.4 Disposición de la armadura.....	219
6.3 Propuesta de método de cálculo simplificado.....	222
6.3.1 Descripción.....	222
6.3.2 Verificación del error del MS	229
6.3.3 Ejemplo de aplicación del MS.....	231
6.4 Conclusiones.....	234
Bibliografía	236
7 SECCIONES DE HA BAJO FLEXIÓN ESVIADA CON <i>SPALLING</i>.....	239
7.1 Generalidades y estudios previos.....	241
7.2 <i>Spalling</i> de esquina	248
7.2.1 Metodología.....	248
7.2.2 Estudio paramétrico.....	251
7.2.3 Análisis estadístico.....	253
7.3 <i>Spalling</i> de superficie.....	257
7.3.1 Metodología.....	257
7.3.2 Estudio paramétrico.....	259
7.3.3 Análisis estadístico.....	261
7.4 Estudio comparativo: <i>spalling</i> de esquina y <i>spalling</i> de superficie.....	265

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

7.5 Conclusiones	268
Bibliografía	269
8 CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	271
8.1 Conclusiones y aportaciones	273
8.2 Futuras líneas de investigación.....	277
ANEXOS.....	279
Métodos simplificados de análisis térmico	281
Métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego.....	287
Métodos tabulados de cálculo de la resistencia al fuego	320

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Calor específico del hormigón en función de la temperatura para tres contenidos de humedad 21

Figura 2.2 Densidad de un hormigón de peso normal en función de la temperatura 22

Figura 2.3 Conductividad térmica del hormigón de peso normal: a) EN 1992-1-2:2004+AC:2008; b) prEN 1992-1-2:2021 23

Figura 2.4 Deformaciones térmicas unitarias para hormigones con árido silíceo, calizo y ligero 25

Figura 2.5 Ensayo de estado - estacionario vs. ensayo transitorio 27

Figura 2.6 Modelo matemático para la relación tensión - deformación unitaria del hormigón comprimido a elevadas temperaturas 28

Figura 2.7 Modelo matemático para la relación tensión - deformación unitaria del hormigón bajo compresión a elevadas temperaturas 30

Figura 2.8 Coeficiente de reducción de tracción del hormigón (k_{ct}) 32

Figura 2.9 Elongación térmica del acero 33

Figura 2.10 Modelo matemático para la relación tensión - deformación del acero a elevadas temperaturas 35

Figura 2.11 Modelo matemático para la relación tensión - deformación unitaria del acero a elevadas temperaturas 37

Figura 2.12 Localización de los termopares en las columnas ensayadas 50

Figura 2.13 Perfiles de temperatura 50

Figura 2.14 Detalle de una columna típica de ensayo 52

Figura 2.15 Perfiles de temperatura 54

Figura 3.1 Condiciones principales de contorno: a) temperatura superficial constante; b) flujo superficial constante; c) condición de convección superficial 67

Figura 3.2 Condición de contorno de una superficie adiabática o aislada 67

Figura 3.3 Distribución de temperatura en una pared plana con una condición de calor estacionaria: a) conductividad constante; b) dos materiales con baja y alta conductividad (constantes); c) conductividad aumenta con la temperatura; d) un gas y una pared plana 69

Figura 3.4 Problemas cero - dimensional: a) acero sin protección; b) acero protegido	71
Figura 3.5 Cuerpos semi - infinitos con las tres principales condiciones de borde: a) primer tipo; b) segundo tipo; c) tercer tipo	71
Figura 3.6 Esquema de mallado genérico para un análisis térmico en una dimensión con diferencias finitas	74
Figura 3.7 Un muro dividido en elementos unidimensionales numerados con m:s y con los nodos numerados con i:s	75
Figura 3.8 Un elemento unidimensional con nodos numerados como 1 y 2, con una longitud L y un área A. El elemento tiene una conductividad térmica λ , un calor específico c_p y una densidad ρ	75
Figura 3.9 Malla para el análisis térmico en $\frac{1}{4}$ de la sección.....	81
Figura 3.10 Isotermas obtenidas con Abaqus de una sección de hormigón expuesta por tres caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002): a) 30 min; b) 60 min; c) 120 min.....	87
Figura 3.11 Ejemplo de arquitectura de una red neuronal	88
Figura 3.12 Gráficas de salida del <i>software</i> desarrollado.....	89
Figura 3.13 Distancia mínima entre dos superficies para que exista superposición de temperaturas.....	92
Figura 3.14 Regiones de calentamientos en el interior de una sección, en función de δ	93
Figura 3.15 Regiones de calentamientos para una sección con cuatro, tres y una cara de exposición al fuego.....	96
Figura 3.16 Esquema de puntos a analizar con el método de Kodur et al.	97
Figura 3.17 Resultados del análisis térmico para tiempos de 0.5 h, 1 h, 2 h y 3 h en función del calentamiento y la profundidad	98
Figura 3.18 Correcciones al método de Kodur. Exposición al fuego de 0.5 h y 3 h.....	99
Figura 3.19 Perfiles de temperatura para una exposición al fuego por una cara (espesor de 200 mm) para R_{fi} 30 a R_{fi} 240	101
Figura 3.20 Sistema coordenado para secciones expuestas por dos caras opuestas, cuatro caras y tres caras	102
Figura 3.21 Sistema de coordenadas para el calentamiento en las esquinas	103
Figura 3.22 Sección de HA: a) dimensiones; b) posición de los termopares	105

Figura 3.23 Comparación de temperaturas en la posición del termopar #16	106
Figura 3.24 Comparación de temperaturas en la posición del termopar #23	107
Figura 4.1 Procedimientos alternativos de cálculo de estructuras sometidas al fuego	115
Figura 4.2 Métodos de cálculo con un enfoque prescriptivo aplicados a un elemento estructural aislado (columnas de HA)	117
Figura 4.3 Diagramas de deformaciones unitarias y fuerzas a altas temperaturas...129	
Figura 4.4 Excentricidades que surgen en columnas de HA a causa de posibles escenarios de exposición al fuego y <i>spalling</i>	134
Figura 4.5 Sección transversal reducida de una viga y columna de HA	141
Figura 4.6 Distribución de deformaciones y tensiones en el estado límite último para una sección transversal rectangular de hormigón con armadura de compresión.....	142
Figura 4.7 Visualización del punto de referencia T.....	146
Figura 4.8 Reducción de secciones transversales para secciones expuestas al fuego	147
Figura 4.9 Distribución de tensiones y deformaciones para secciones transversales de HA con $x_{fi} < d_{fi}$: a) sección transversal; b) distribución de deformaciones; c) tensiones de compresión del hormigón; d) distribución de fuerzas	148
Figura 4.10 Casos de distribución de deformaciones y tensiones en la sección transversal: a) cuando $x_{fi} < d_{fi}$; b) cuando $x_{fi} > d_{fi}$	150
Figura 4.11 Ejemplo de diferentes modos de pandeo y sus correspondientes longitudes eficaces a temperatura ambiente (l_0) para elementos aislados	152
Figura 4.12 Diagrama de interacción M - N.....	153
Figura 4.13 Caso a) compresión pura.....	154
Figura 4.14 Caso b) flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $x_{fi} = d_{fi}$	155
Figura 4.15 Caso c) flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $\epsilon_{s1,t} = f_{se,\theta} / E_{s,\theta}$	155
Figura 4.16 Caso d) flexión simple con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ o $\epsilon_{c0} = 1.4 \cdot \epsilon_{c1,\theta}$	157
Figura 4.17 Caso e) tracción pura.....	157
Figura 4.18 Longitudes eficaces de columnas en estructuras arriostradas.....	163
Figura 4.19 Secciones transversales rectangulares de HA.....	171

Figura 4.20 Secciones transversales rectangulares de HA.....	174
Figura 5.1 Discretización de la sección transversal para el análisis térmico	187
Figura 5.2 Modelo numérico de fibras: a) discretización de la sección transversal y distribución de deformaciones; b) superficie de falla 3D; c) ángulos de rotación de los momentos	188
Figura 5.3 Diagrama de flujo del modelo numérico de fibras (MF)	191
Figura 5.4 Predicciones experimentales vs. modelo numérico de fibras: a) serie I TNC1 (Kodur et al., 2001); b) col. 1 (Lie & Irwin, 1990); c) col. 2 (Lie & Irwin, 1990); d) serie I Col. 1 (Lie & Woollerton, 1988).....	194
Figura 5.5 Curvas tiempo - temperatura: a) serie I TNC1; b) col. 1; c) col. 2; d) serie I Col. 1.....	195
Figura 5.6 Validación del modelo mecánico: a) registros experimentales vs. predicciones del modelo numérico de fibras (MF); b) predicciones del error 3D en función de la esbeltez	196
Figura 5.7 Representación del error 3D (ξ_{3D}).....	197
Figura 5.8 Sección de HA evaluada por Law & Gillie (2010).....	199
Figura 5.9 Diagrama de interacción uniaxial para diferentes tiempos de exposición al fuego	200
Figura 5.10 Múltiples cortes tomados para diferentes momentos M_y	201
Figura 5.11 Diagramas de interacción a temperatura ambiente, para seis capas de momentos constantes: a) método de Law & Gillie (2010); b) MF (Peña et al., 2021).....	202
Figura 5.12 Diagramas de interacción a 60 min de exposición al fuego, para seis capas de momentos constantes: a) método de Law & Gillie (2010); b) MF (Peña et al., 2021)	203
Figura 5.13 Diagramas de interacción a 120 min de exposición al fuego, para seis capas de momentos constantes: a) método de Law & Gillie (2010); b) MF (Peña et al., 2021).....	204
Figura 6.1 Configuraciones de armado para las secciones de HA con $b/h = 1.0$	212
Figura 6.2 Configuraciones de armado para las secciones de HA con $b/h = 1.33$	212
Figura 6.3 Configuraciones de armado para las secciones de HA con $b/h = 2.0$	213
Figura 6.4 Secciones transversales: resistencia a compresión del hormigón.....	214

Figura 6.5 Resultados del estudio paramétrico: resistencia a compresión del hormigón	215
Figura 6.6 Secciones transversales: recubrimiento de hormigón.....	216
Figura 6.7 Resultados del estudio paramétrico: recubrimiento de hormigón.....	217
Figura 6.8 Secciones transversales: cuantía mecánica de armadura.....	218
Figura 6.9 Resultados del estudio paramétrico: cuantía mecánica de armadura.....	219
Figura 6.10 Secciones transversales: disposición de la armadura	220
Figura 6.11 Resultados del estudio paramétrico: disposición de la armadura	221
Figura 6.12 Diagramas de momentos biaxiales para diferentes tiempos de exposición al fuego (N=1000kN correspondiente a la Figura 6.11)	221
Figura 6.13 Modelo de superficie de falla.....	223
Figura 6.14 Coeficiente ξ del modelo de regresión: a) ξ_{MF} vs. ξ_{MS} ; b) ξ vs. n_c	226
Figura 6.15 Coeficiente τ del modelo de regresión: a) τ_{MF} vs. τ_{MS} ; b) τ vs. n_t	226
Figura 6.16 Coeficiente η del modelo de regresión.....	227
Figura 6.17 Diagrama de flujo del método de cálculo simplificado (MS).....	228
Figura 6.18 Razón entre volúmenes de superficies de falla.....	229
Figura 6.19 Superficie de falla del MS vs. puntos dados por el MF	230
Figura 6.20 Análisis de la validación con RRMSE: a) histograma de RRMSE; b) diagrama de caja y bigotes de RRMSE	231
Figura 6.21 Ejemplo práctico: a) dimensiones de la columna; b) superficie de falla	232
Figura 7.1 Construcción industrial de HA después de un incendio: a) vista general; b) columna central con <i>spalling</i> de esquina; c) columna lateral con <i>spalling</i> de esquina y de superficie.....	241
Figura 7.2 Columna esquinera de HA con <i>spalling</i> de esquina, después de un incendio	242
Figura 7.3 Detalle del área de <i>spalling</i>	244
Figura 7.4 Temperaturas en las áreas de <i>spalling</i> : a) punto 1 en la barra de armadura; b) punto 2 en el hormigón; c) punto 3 en el hormigón	245
Figura 7.5 Temperaturas en la sección transversal del hormigón: a) B/6; b) B/4; c) centro B/2	247
Figura 7.6 Sección transversal de HA: a) con <i>spalling</i> de esquina; b) sin <i>spalling</i>	248

Figura 7.7 Isotermas obtenidas con Abaqus (colores) y por el modelo de diferencias finitas (blanco y negro), para una sección de HA de 300x300 mm, expuestas por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura: a) 30 min; b) 60 min; c) 90 min; d) 120 min.....	249
Figura 7.8 Mapa térmico de una sección de HA con <i>spalling</i> de esquina a 90 min de exposición al fuego.....	249
Figura 7.9 Diagramas de interacción de momentos.....	250
Figura 7.10 Tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF).....	252
Figura 7.11 Tiempo equivalente (t_{eq}) vs. tiempo equivalente predicho ($t_{eq,p}$).....	254
Figura 7.12 Errores de las predicciones en tantos por uno	256
Figura 7.13 Errores de las predicciones en minutos	256
Figura 7.14 Sección transversal de HA: a) con <i>spalling</i> de superficie; b) sin <i>spalling</i>	257
Figura 7.15 Mapa térmico de una sección de HA con <i>spalling</i> de superficie a 90 min de exposición al fuego.....	258
Figura 7.16 Diagramas de interacción de momentos	259
Figura 7.17 Tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF).....	261
Figura 7.18 Tiempo equivalente (t_{eq}) vs. tiempo equivalente predicho ($t_{eq,p}$).....	263
Figura 7.19 Errores de las predicciones en tanto por uno	264
Figura 7.20 Errores de las predicciones en minutos	264
Figura 7.21 Diagrama de flujo para determinar el tiempo equivalente de resistencia al fuego	267
Figura 1 Sección de HA: a) dimensiones; b) posición del termopar	281
Figura 2 Diagramas de deformaciones y fuerzas en el balanceo.....	292
Figura 3 Diagrama de deformaciones y fuerzas en cada iteración n.....	294
Figura 4 Dimensiones de la sección reducida y principales propiedades de los materiales	300
Figura 5 Diagrama de deformaciones unitarias y fuerzas de la sección reducida.....	301
Figura 6 Diagrama de deformaciones unitarias y fuerzas de la sección reducida, para $x_{fi} > h_{fi}$	305
Figura 7 Caso a) compresión pura.....	309

Figura 8 Caso b) flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $x_{fi} = d_{fi}$	310
Figura 9 Caso c) flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $\epsilon_{s1,t} = f_{se,\theta} / E_{s,\theta}$	312
Figura 10 Caso d) flexión simple con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$	314
Figura 11 Caso e) tracción pura	315
Figura 12 Diagrama de interacción M - N de la sección	316
Figura 13 Diagrama de interacción M - N e intersección con el valor inicial.....	318
Figura 14 Esquema de deformaciones y fuerzas en la sección, en cada iteración	318
Figura 15 Intersecciones de las rectas (N_{int}) con el diagrama de interacción M - N: a) vista general; b) ampliado	319

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 Vista general de los métodos de cálculo de la resistencia al fuego en orden creciente en complejidad de los modelos de incendio y estructurales.....	3
Tabla 1.2 Listado de los métodos de cálculo en orden creciente de complejidad y precisión.....	5
Tabla 2.1 Formulaciones del modelo matemático para la relación tensión - deformación unitaria del hormigón comprimido a elevadas temperaturas	29
Tabla 2.2 Valores para los coeficientes de reducción de las tensiones y de las deformaciones unitarias del hormigón de peso normal	29
Tabla 2.3 Valores para los coeficientes de reducción de las tensiones y de las deformaciones unitarias del hormigón de peso normal	31
Tabla 2.4 Formulaciones del modelo matemático para la relación tensión - deformación del acero a altas temperaturas	35
Tabla 2.5 Coeficientes de reducción para la relación tensión - deformación del acero de las armaduras pasivas a elevadas temperaturas	36
Tabla 2.6 Fórmulas para la tensión $\sigma_s(\theta_s)$ y el módulo tangente $E_{s,\theta}$ dependiente del rango de deformación del acero a altas temperaturas	38
Tabla 2.7 Coeficientes de reducción para la relación tensión - deformación del acero de las armaduras pasivas a elevadas temperaturas	38
Tabla 2.8 Ensayos mecánicos de columnas cortas de HA a flexo - compresión recta y esviada a temperatura ambiente de Bresler	40
Tabla 2.9 Ensayos mecánicos de columnas cortas de HA a flexo - compresión esviada a temperatura ambiente de Ramamurthy	40
Tabla 2.10 Extracto de la batería de ensayos de Lie & Woolerton	43
Tabla 2.11 Columnas experimentales de Lie & Irwin	44
Tabla 2.12 Columnas experimentales de Kodur et al.	45
Tabla 2.13 Base de datos experimental de ensayos de resistencia al fuego de columnas de HA.....	47
Tabla 2.14 Datos de las columnas ensayadas por Martins & Rodrigues.....	49
Tabla 2.15 Resultados del ensayo	51

Tabla 2.16 Datos de las columnas ensayadas.....	52
Tabla 2.17 Restricción axial de la rigidez experimental.....	55
Tabla 2.18 Tiempos de fallo de los ensayos	55
Tabla 3.1 Resumen de los tres tipos de condiciones de contorno y sus subdivisiones	68
Tabla 3.2 Coeficientes según la curva de calentamiento.....	95
Tabla 3.3 Coeficientes según características del hormigón y áridos	96
Tabla 3.4 Espesores mínimos de los elementos de hormigón expuestos por una cara	101
Tabla 3.5 Predicciones y errores en las temperaturas en la posición del termopar #16	106
Tabla 3.6 Predicciones y errores en las temperaturas en la posición del termopar #23	107
Tabla 4.1 Valores de $\epsilon_{c0}(t)$	128
Tabla 4.2 Coeficientes para el cálculo de la excentricidad equivalente	138
Tabla 4.3 Anchura mínima de la sección transversal en función de la resistencia al fuego (para una curva normalizada)	139
Tabla 4.4 Anchura mínima de la sección transversal en función de la densidad de la carga de fuego (para una curva paramétrica).....	139
Tabla 4.5 Tabla comparativa de los campos de aplicación de los métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego	158
Tabla 4.6 Dimensiones mínimas de la columna y recubrimiento mecánico medio de la armadura para columnas de sección rectangular y circular.....	160
Tabla 4.7 Dimensiones mínimas de columnas y recubrimiento mecánico medio de la armadura para columnas de sección rectangular y circular, expuestas al fuego por las cuatro caras	164
Tabla 4.8 Dimensiones mínimas de columnas y recubrimiento mecánico medio de la armadura para columnas de sección rectangular y circular, expuestas al fuego por una cara.....	164
Tabla 4.9 Dimensiones mínimas de la columna y recubrimientos mecánicos mínimos para columnas de hormigón armado con una sección rectangular o circular	167
Tabla 4.10 Resumen de la información contenida en las tablas del Anexo C/2004 .	168

Tabla 4.11 Número mínimo de barras de armadura.....	170
Tabla 4.12 Resumen de la información contenida en las tablas del Anexo C/2019 .	172
Tabla 4.13 Número mínimo de barras de armadura.....	173
Tabla 4.14 Resumen de la información contenida en las tablas del Anexo C/2021 .	175
Tabla 4.15 Tabla comparativa de los campos de aplicación de los métodos tabulados	177
Tabla 4.16 Características y resultados de la columna #28	178
Tabla 4.17 Comparación entre los métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego.....	179
Tabla 4.18 Tabla comparativa de resultados de los métodos tabulados.....	180
Tabla 5.1 Columnas, termopares y resultados usados para la validación térmica	193
Tabla 5.2 Modelo térmico: error medio y desviación estándar del error	195
Tabla 5.3 Columnas utilizadas para la validación mecánica del modelo numérico de fibras (MF), para flexión esviada a temperatura ambiente	197
Tabla 6.1 Lista de parámetros	211
Tabla 6.2 Propuesta de exponente de Bresler	225
Tabla 6.3 Cargas consideradas en el ejemplo	232
Tabla 7.1 Características de las diferentes formas de <i>spalling</i>	243
Tabla 7.2 Variables del ajuste del <i>spalling</i> de esquina.....	251
Tabla 7.3 Análisis estadístico: matriz de correlaciones	253
Tabla 7.4 Variables para el ajuste del <i>spalling</i> de superficie.....	260
Tabla 7.5 Análisis estadístico: matriz de correlaciones	262
Tabla 7.6 Efectos del <i>spalling</i> de esquina y el <i>spalling</i> de superficie, sobre el tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF)	266
Tabla 1 Características y resultados de la columna #28	287
Tabla 2 Resultados del análisis térmico.....	308
Tabla 3 Propiedades termo - mecánicas de los materiales	308
Tabla 4 Puntos del diagrama de interacción M - N de la sección evaluada.....	316
Tabla 5 Resultados de las iteraciones.....	319

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

Tabla 6 Características y resultados de la columna #28	320
Tabla 7 Resumen de resultados de las tablas del Anexo C/2004.....	326
Tabla 8 Resumen de resultados de las tablas del Anexo C/2019.....	327
Tabla 9 Datos de entrada a las tablas del Anexo C/2021	328

NOMENCLATURA

Símbolos romanos

A	área de la sección transversal
a_b	largo del bloque rectangular de compresión en el balanceo
a_{fi}	recubrimiento de hormigón de la armadura longitudinal, medido desde el borde exterior de la sección transversal reducida hasta el centroide de la barra longitudinal
a_n	largo del bloque rectangular de compresión
a_z	ancho de la zona de borde
A_c	área bruta de la sección transversal de hormigón
$A_{c,fi}$	área comprimida de hormigón de la sección reducida
A_s	área total de las barras de la armadura longitudinal
$A_{s,c}$	área total de las barras de la armadura longitudinal ubicadas en las esquinas de la sección transversal
$A_{s,c} / A_s$	razón de la disposición de la armadura longitudinal en la sección transversal
b	dimensión de la base de la sección transversal
b_{fi}	dimensión de la base de la sección transversal reducida
C	capacidad calorífica
c	recubrimiento de hormigón de la armadura longitudinal, medido desde el borde exterior de la sección transversal hasta el borde exterior de las barras
c_b	profundidad del eje neutro en el punto de balanceo en los diagramas de deformaciones de Tan & Yao
c_k	factor de distribución de la curvatura

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

c_n	profundidad del eje neutro en los diagramas de deformaciones de Tan & Yao
c_p	calor específico del material / calor específico del hormigón
$c_{p,peak}$	altura de la meseta del calor específico del hormigón producto de la humedad
c_w	calor específico del agua
d	altura eficaz, es decir, distancia entre la fibra más comprimida de hormigón de la sección y el centroide de la fila de armadura más traccionada
d_{fi}	altura eficaz de la sección transversal reducida, es decir, distancia entre la fibra más comprimida de hormigón de la sección reducida y el centroide de la fila de armadura más traccionada
e	excentricidad de primer orden de la carga / excentricidad de primer orden en situación de incendio
e_0	excentricidad de primer orden de la carga
e_d	excentricidad máxima
e_i	excentricidad adicional que tiene en cuenta los efectos de las imperfecciones geométricas
e_{th}	excentricidad debido a las deformaciones térmicas
e_y	excentricidad de la carga con respecto al eje y
e_z	excentricidad de la carga con respecto al eje z
e_2	excentricidad debida a la deformación del elemento comprimido (efectos de segundo orden)
E_c	módulo de elasticidad del hormigón a temperatura ambiente
E_d	efecto de cálculo de las acciones para el dimensionamiento a temperatura ambiente
$E_{d,fi}$	efecto de cálculo de las acciones en situación de incendio
E_s	módulo de elasticidad del acero a temperatura ambiente

$E_{s,\theta}$	pendiente del dominio lineal elástico del acero a una temperatura θ
f_c	resistencia a compresión del hormigón a temperatura ambiente
$f_{c,\theta}$	resistencia a compresión del hormigón a una temperatura θ
f_{cd}	resistencia de cálculo a compresión del hormigón a temperatura ambiente: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
f_{ck}	resistencia a compresión característica del hormigón a temperatura ambiente
f_{ckt}	resistencia a tracción característica del hormigón a temperatura ambiente
$f_{ct,\theta}$	resistencia a tracción del hormigón a una temperatura θ
$f_{se,\theta}$	resistencia equivalente del acero a una temperatura θ
$f_{sp,\theta}$	límite de proporcionalidad del acero a una temperatura θ
$f_{sy,\theta}$	nivel máximo de tensión del acero a una temperatura θ
f_y	límite elástico del acero a temperatura ambiente
f_{yd}	resistencia de cálculo del acero a temperatura ambiente: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
f_{yk}	resistencia característica del acero a temperatura ambiente
f_u	límite último del acero
G_k	valor característico de la acción permanente
h	dimensión de la altura de la sección transversal
h_{fi}	dimensión de la altura de la sección transversal reducida
I	momento de inercia
I_b	momento de inercia bruta
k	factor de longitud de pandeo: $k = \begin{cases} 1.0 & \text{para extremos articulado-articulado (a-a)} \\ 0.7 & \text{para extremos articulado-empotrado (a-e)} \\ 0.5 & \text{para extremos empotrado-empotrado (e-e)} \end{cases}$

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

L	espesor de una pared
L_R	razón de carga de la columna: $L_R = N / N_{max}$
l	longitud real de la columna
l_0	longitud eficaz de la columna a temperatura ambiente: $l_0 = k \cdot l$
$l_{0,fi}$	longitud eficaz de la columna en situación de incendio. Para exposiciones al fuego mayores a 30 min, se tiene: $l_{0,fi} = \begin{cases} 0.5 \cdot l & \text{para forjados intermedios} \\ 0.5 \cdot l \leq l_{0,fi} \leq 0.7 \cdot l & \text{para forjado superior} \end{cases}$
M	momento flector
$M_{Rd,fi}$	momento flector resistente de diseño en situación de incendio
M_b	momento flector de balanceo
M_{d2}	máximo momento flector resistente en la dirección β
$M_{Ed,fi}$	momento flector solicitante en situación de incendio
M_{mag}	momento flector magnificado, incluye efectos de segundo orden
M_y	momento flector aplicado en el eje y
M_z	momento flector aplicado en el eje z
$M_{0Ed,fi}$	momento flector de primer orden en situación de incendio
n, n_b	número de barras de acero de armadura pasiva
n_c	carga axial adimensionada, en la rama descendente de la generatriz del método de cálculo simplificado propuesto
n_{fi}	nivel de carga axial
n_t	carga axial adimensionada, en la rama ascendente de la generatriz del método de cálculo simplificado propuesto
N	carga axial
N_b	carga axial de balanceo
N_c	carga crítica de Euler

$N_{Ed,fi}$	valor de cálculo de la carga axial en situación de incendio
N_{d2}	carga axial concomitante al momento flector máximo M_{d2}
N_{max}	valor máximo de resistencia a compresión de la sección transversal
N_{Rd}	resistencia axial de diseño de la columna a temperatura ambiente
$N_{Rd,fi}$	resistencia axial de diseño de la columna en situación de incendio
N_{uc}	carga axial última de compresión
N_{ut}	carga axial última de tracción
O	coeficiente de obertura
$P_{m,n}$	punto de cálculo en la malla térmica (m,n)
Q	generación interna de calor por unidad de volumen
$Q_{k,1}$	acción variable principal
q	flujo de calor por unidad de área
q_s	flujo de calor por unidad de área en la superficie (borde de un sólido)
r	radio de giro: $r = (I / A)^{0.5}$
R_α	resistencia térmica de un gas: $R_\alpha = 1 / \alpha_c$
R_λ	resistencia térmica de una pared: $R_\lambda = L / \lambda$
R_{fi}	tiempo de resistencia al fuego
t	tiempo de exposición al fuego
t_{eq}	tiempo equivalente de resistencia al fuego
$t_{eq,p}$	tiempo equivalente de resistencia al fuego obtenido con el modelo de regresión propuesto
t_{iso}	tiempo de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834
u	contenido de humedad del hormigón en función del peso del hormigón

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

u_s	recubrimiento de hormigón de la armadura longitudinal, medido desde el borde exterior de la sección transversal hasta el centroide de la barra longitudinal
V	volumen
V_r	volumen encapsulado por una superficie de falla 3D
w	anchura considerada en una sección transversal para obtener la sección transversal reducida, aplicando el método de las zonas o zonas refinado
$x_{e,fi}$	profundidad efectiva del bloque de compresión en situación de incendio
x_{fi}	profundidad del eje neutro en situación de incendio
y	distancia del centroide del bloque de compresión hasta la fibra más comprimida de la sección transversal de hormigón
y_{fi}	distancia del centroide del bloque de compresión hasta el eje neutro
y_T	ubicación del punto T, medida desde el borde de la cara traccionada

Símbolos griegos

α	ángulo de rotación del eje neutro de la sección transversal
α_c	coeficiente de convección
α_{cc}	coeficiente de reducción para la resistencia a compresión del hormigón
α_{iso}	factor de ajuste del tiempo de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834
β	ángulo de rotación de los momentos flectores
γ_c	coeficiente parcial de seguridad del hormigón: $\gamma_c=1.5$ para el Estado Límite Último, situación persistente o transitoria
$\gamma_{c,fi}$	coeficiente parcial de seguridad del hormigón en situación de incendio

γ_G	coeficiente parcial de seguridad de la acción permanente: $\gamma_G= 1.35$ (desfavorable) o $\gamma_G= 1.0$ (favorable) para una situación persistente o transitoria
$\gamma_{Q,1}$	coeficiente parcial de seguridad de la acción variable 1: $\gamma_{Q,1}= 1.5$ (desfavorable) o $\gamma_{Q,1}= 0$ (favorable) para una situación persistente o transitoria
γ_s	coeficiente parcial de seguridad del acero de armadura pasiva: $\gamma_s= 1.15$ para el Estado Límite Último, situación persistente o transitoria
$\gamma(t)$	factor de reducción que tiene en cuenta los efectos del <i>spalling</i>
δ	factor de amplificación del momento / profundidad de influencia del calor proveniente de un lado de una sección transversal
$\Delta\xi$	tamaño de la malla térmica
ε	deformación unitaria
ε_c	emisividad del hormigón / deformación unitaria del hormigón
ε_{c0}	deformación unitaria del hormigón en la fibra más comprimida
ε_{cr}	deformación unitaria por fluencia básica del hormigón o del acero
ε_{cth}	deformación unitaria térmica del hormigón
$\varepsilon_{cu,1,\theta}$	deformación unitaria última del hormigón a una temperatura θ
$\varepsilon_{c,1,\theta}$	deformación unitaria del hormigón correspondiente a $f_{c,\theta}$
ε_{el}	deformación unitaria elástica
ε_f	emisividad del fuego
ε_m	emisividad en la superficie del elemento
ε_p	deformación unitaria plástica
ε_s	deformación unitaria del acero
$\varepsilon_{se,\theta}$	deformación unitaria del acero correspondiente a $f_{se,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta}$	deformación unitaria del acero correspondiente a $f_{sp,\theta}$

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

$\epsilon_{st,\theta}$	deformación unitaria máxima del acero antes del decaimiento a una temperatura θ
ϵ_{sth}	elongación térmica del acero
$\epsilon_{sy,\theta}$	deformación unitaria del acero correspondiente a $f_{sy,\theta}$
$\epsilon_{su,\theta}$	deformación unitaria última del acero a una temperatura θ
ϵ_{th}	deformación unitaria térmica de un material
ϵ_{tr}	deformación unitaria por fluencia transitoria del hormigón
ϵ_y	deformación unitaria de fluencia del acero
ϵ_{σ}	deformación unitaria instantánea relacionada con la tensión del hormigón o del acero: $\epsilon_{\sigma} = \epsilon_{el} + \epsilon_p$
η	exponente de Bresler / coeficiente de proporcionalidad del alto del bloque rectangular
η_{fi}	coeficiente de reducción para el nivel de carga de cálculo en situación de incendio
η_w	coeficiente que describe la razón entre la temperatura de la superficie (borde) de una sección transversal de hormigón y el fuego, depende del tiempo de exposición al fuego
η_y	coeficiente que describe el calentamiento interno de una sección transversal de hormigón con respecto al eje y, el cual depende de las propiedades térmicas del hormigón, el tiempo de exposición al fuego y de la distancia entre el borde expuesto al calentamiento de la sección transversal y un punto interior
η_z	coeficiente que describe el calentamiento interno de una sección transversal de hormigón con respecto al eje z, el cual depende de las propiedades térmicas del hormigón, el tiempo de exposición al fuego y de la distancia entre el borde expuesto al calentamiento de la sección transversal y un punto interior
$\eta(t)$	factor de reducción que depende de los efectos de segundo orden
θ	temperatura

θ_c	temperatura del hormigón
θ_f	temperatura del fuego
θ_g	temperatura del gas
θ_r	temperatura efectiva de radiación del fuego
θ_s	temperatura del acero / temperatura de la superficie del elemento calentado
θ_w	temperatura en la superficie (borde) de una sección transversal de hormigón
θ_z	temperatura en el interior de una sección transversal de hormigón calentada con un vector de calor paralelo al eje z (calentamiento unidireccional)
θ_{zy}	temperatura en el interior de una sección transversal de hormigón calentada con un vector de calor paralelo al eje z y un vector de calor paralelo al eje y (calentamiento bidireccional)
κ	curvatura
λ	esbeltez mecánica de una columna / conductividad térmica de un material / coeficiente de proporcionalidad del largo del bloque rectangular
λ_c	conductividad térmica del hormigón
λ_{fi}	esbeltez mecánica de una columna en situación de incendio: $\lambda_{fi} = l_{0,fi} / r$
λ_w	conductividad térmica del agua
μ	nivel de carga: $\mu = N / (b \cdot h \cdot f_c)$
μ_{fi}	grado de utilización en situación de incendio: $\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$
ξ	coeficiente de forma de la generatriz en la rama descendente
ξ_{3D}	error tridimensional
ρ	densidad de un material
ρ_c	densidad del hormigón

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

ρ_w	densidad del agua
σ	tensión / constante de Stefan – Boltzmann
σ_c	tensión en el hormigón
σ_s	tensión en el acero
τ	coeficiente de forma de la generatriz en la rama ascendente
φ	concentración de humedad en el hormigón (fracción del volumen)
Φ	factor de forma
ψ_{fi}	coeficiente de combinación de acciones variables en situación de incendio
ω	cuantía mecánica de armadura
ω_g	cuantía geométrica de armadura
ω_{mod}	cuantía mecánica modificada de armadura

Otros símbolos

\emptyset	diámetro de una barra de armadura
\emptyset_c	diámetro de una sección transversal circular
$\{x, y, z\}$	vector en coordenadas cartesianas
$\dot{h}_{net,c}$	flujo neto de calor por convección por unidad de área
$\dot{h}_{net,r}$	flujo neto de calor por radiación por unidad de área
\dot{h}_{net}	flujo neto de calor por unidad de área: $\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}$

Abreviaciones

ACI *American Concrete Institute*

ANNs	<i>Artificial Neural Networks</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials International</i>
CAN/ULC	<i>National Standard of Canada / Underwriters Laboratories of Canada</i>
CEN	Comité Europeo de Normalización
CM	carga muerta
cm	centímetro
Col.	columna
CTE	Código Técnico de la Edificación
CV	carga viva
Desv.	desviación estándar
exp	resultados obtenidos de ensayos experimentales
Extr.	condiciones de los extremos de la columna
FIB	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
h	hora
HA	hormigón armado
HR	humedad relativa
ISO	<i>International Organization for standardization</i>
J	Julios
K	Kelvin
kg	kilogramo
m	metro
max	máximo
MEF	método de elementos finitos

MF	modelo numérico de fibras
min	minuto / mínimo
MINCOTUR	Ministerio de Industria, Comercio y Turismo
MITMA	Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana
mm	milímetro
MS	modelo simplificado
MST	método simplificado de análisis térmico
M-A-EC2	método A de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008
M-A-prEN2	método A del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021
M-B-EC2	método B de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008
M-B-adenda	método B de la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019
M-B-prEN2	método B del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021
NA	<i>Neutral Axis</i>
NRC	Consejo Nacional de Investigación de Canadá
perm	permeabilidad intrínseca del hormigón
PP	peso propio
RUG	Universidad de Gante
RRMSE	error relativo de la raíz del error cuadrático medio
s	segundo
TARF	tiempo adicional de resistencia al fuego
TUBr	Universidad Técnica de Braunschweig
ULG	Universidad de Lieja
W	vatio / watt
°C	grado Celsius

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se introduce de manera generalizada el contexto en el que se sitúa la línea de investigación tratada en esta tesis. Se inicia con una introducción de los modelos de incendios y los modelos estructurales empleados en la ingeniería de protección contra incendios, continuando con la presentación de un conciso estado del arte con los métodos de cálculo avanzados y simplificados aplicables al objeto de estudio de esta tesis doctoral.

1.1 Introducción al problema

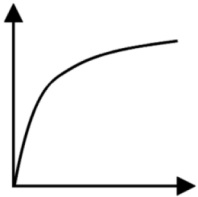
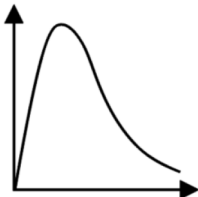

El hormigón se suele seleccionar en proyectos estructurales por varias razones, siendo una de ellas su excelente comportamiento en caso de incendio, debido a su incombustibilidad y baja difusividad térmica. Como consecuencia, en la mayoría de los casos, los elementos estructurales de hormigón no requieren de ninguna protección adicional, ya que las propiedades intrínsecas del material los convierten en una barrera eficaz contra la propagación del incendio. Aun así, toda construcción de hormigón armado (HA) debe diseñarse para cumplir con determinados requisitos de seguridad en caso de incendio con el objetivo de anular o reducir los daños o pérdidas que el incendio pueda producir a personas o a bienes. En España lo regulan básicamente el Código Técnico de la Edificación (Ministerio de Fomento, 2010) y el Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales (MINCOTUR, 2004). Para alcanzar el objetivo enunciado, uno de los requisitos a cumplir es la resistencia al fuego de la estructura, para ello existen tres ámbitos de evaluación, que en el marco de la Unión Europea (CEN, 2004) dependen de la complejidad y el tamaño, siendo éstos:

- Análisis por elemento aislado.
- Análisis de una subestructura.
- Análisis global de la estructura.

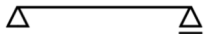
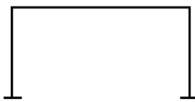
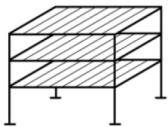
En la Tabla 1.1, se presenta una vista general de los tres ámbitos de análisis de una estructura y los métodos de cálculo de la resistencia al fuego aplicables, según el modelo de incendio considerado.

Tabla 1.1 Vista general de los métodos de cálculo de la resistencia al fuego en orden creciente en complejidad de los modelos de incendio y estructurales

Fuente: adaptada de (CEN, 2004; FIB, 2007)

		Temperatura uniforme en el recinto: modelo de una zona		Temperatura no uniforme del gas en el recinto: modelos de multizonas/ fuego real
		Curvas nominales	Curvas paramétricas	
Modelo de incendio	Modelo estructural			

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

<p>Análisis por elemento aislado</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Ensayos - Métodos tabulados - Métodos simplificados - Métodos avanzados 	<ul style="list-style-type: none"> - Métodos simplificados - Métodos avanzados 	<ul style="list-style-type: none"> - Ensayos - Métodos simplificados - Métodos avanzados
<p>Análisis subestructura</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Métodos simplificados - Métodos avanzados 	<ul style="list-style-type: none"> - Métodos simplificados - Métodos avanzados 	<ul style="list-style-type: none"> - Ensayos - Métodos avanzados
<p>Análisis global de la estructura</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Métodos avanzados 	<ul style="list-style-type: none"> - Métodos avanzados 	<ul style="list-style-type: none"> - Ensayos - Métodos avanzados

Con respecto a los ámbitos de evaluación de estructuras, para el análisis de un elemento aislado, como por ejemplo una viga o una columna de HA, no se consideran las acciones indirectas del fuego tales como la redistribución de fuerzas y los efectos de las restricciones a la expansión térmica de los elementos, excepto las producidas por los gradientes térmicos seccionales. En cambio, el análisis de una subestructura, como, por ejemplo, un pórtico formado por dos columnas y una viga sí considera las acciones indirectas del fuego, pero no la interacción con otras subestructuras. Por último, un análisis global de la estructura considera las acciones indirectas del fuego en toda la estructura. (CEN, 2004; FIB, 2007)




En cuanto a los métodos de cálculo mostrados en la Tabla 1.1, de acuerdo con la FIB (2007), la resistencia al fuego de estructuras de hormigón armado puede ser determinada con alguno de los siguientes métodos:

- Ensayos normalizados de incendios.
- Datos tabulados.
- Cálculos simplificados.
- Cálculos avanzados.
- Ensayos a escala real.

En la Tabla 1.2 se presentan los métodos de cálculo de la resistencia al fuego de estructuras de hormigón armado, ordenados de manera creciente en función de su complejidad y precisión.

Tabla 1.2 Listado de los métodos de cálculo en orden creciente de complejidad y precisión

Fuente: (FIB, 2007)

	Método de evaluación	Complejidad y precisión	Prescripción convencional	Basado en prestaciones
1	Ensayos normalizados			
2	Datos tabulados			
3	Cálculos simplificados			
4	Cálculos avanzados			
5	Ensayos a escala real			

Los ensayos normalizados de incendios de elementos o subestructuras suelen ser una opción cara, pero que a la vez tienen sus ventajas por sobre los datos tabulados, los métodos simplificados e incluso los cálculos avanzados. Una ventaja propia de los ensayos experimentales de incendios, son que proveen de datos de la distribución térmica interior y de las deflexiones de los elementos durante el calentamiento en tiempo real, permitiendo detectar detalles y debilidades que no podrían descubrirse sin estos ensayos. Por otro lado, los ensayos a escala real de una construcción son muy caros y requieren de mucha preparación y trabajo, por lo que no son comunes. Estos ensayos suelen ser aplicados a edificaciones y túneles. (FIB, 2007)

Continuando con los métodos de cálculo de la resistencia al fuego, los datos tabulados en la práctica son actualmente los más usados por los ingenieros, debido a su sencillez. Estos suelen estar recogidos en normas, las cuales preestablecen requisitos basados en ocupaciones genéricas o clases de riesgos de incendio. Actualmente solo son aplicados a elementos aislados expuestos a un incendio normalizado, aunque en principio podrían generarse datos que permitiesen la ampliación de su uso a otras curvas de incendio, como son las paramétricas. (CEN, 2004)

Con respecto a los métodos de cálculo simplificado, estos suelen despreciar los efectos complejos como las deformaciones térmicas, por lo cual son sencillos de aplicar. Proporcionan resultados más precisos que los métodos tabulados y sus tiempos de cálculo son relativamente cortos, además de permitir su aplicación a diferentes escenarios de incendio, geometrías, propiedades de los materiales, cargas y condiciones de apoyos. Los métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego pueden o no requerir de un análisis térmico, dependiendo de la versatilidad del método en concreto. Estos métodos están disponibles tanto en la bibliografía como también en las normas pertinentes al tema. (FIB, 2007)

Por último, en cuanto a los métodos de cálculo avanzados, estos suelen ser de dos tipos: (1) análisis termo - mecánico de elementos finitos y (2) análisis integral higro - termo - mecánico de elementos finitos. Aunque también pueden emplearse otros tipos de métodos avanzados, como por ejemplo el método de diferencias finitas o el método iterativo - incremental con modelos de fibras. Para todos los tipos de cálculo avanzado, el primer paso consiste en realizar un análisis térmico del elemento, con el cual se determina la distribución de la temperatura en el elemento en función del tiempo, y también la distribución del contenido de humedad, si es que se trata de un análisis integral higro - termo - mecánico. Posteriormente se determinan las propiedades térmicas y mecánicas de los materiales, con los que finalmente se calcula la capacidad portante del elemento en estudio. (FIB, 2007)

Es importante destacar que, en el cálculo de la resistencia al fuego de elementos aislados, tal y como son las columnas de HA, tanto los ensayos experimentales, como los datos tabulados y los métodos de cálculo simplificado, son usualmente aplicables solo a elementos estructurales bajo flexo - compresión recta, salvo algunas pocas excepciones de ensayos experimentales y métodos de cálculo simplificado disponibles en la bibliografía.

En un edificio real, las situaciones de carga sobre las columnas de HA a diferencia de los modelos teóricos simplificados suelen ser de flexo - compresión esviada, debido a la transferencia de cargas desde las vigas y losas adyacentes. A dichas solicitaciones en columnas de HA, también se suman las producidas en situaciones de incendio, derivadas de una exposición no uniforme al fuego y/o en presencia de *spalling* en alguna de sus caras. Por ello, en situaciones accidentales de incendios, la dificultad para obtener la capacidad última de una columna de HA aumenta.

Dada la complejidad que implica el estudio de la flexo - compresión esviada combinada además con el calentamiento seccional producto de un incendio, el número de trabajos de investigación encontrados en la literatura sobre columnas de HA bajo estas condiciones de cargas son limitados.

En las normas actuales, los métodos de diseño estructural se enfocan principalmente en el análisis de columnas de HA bajo cargas de compresión y flexión recta. A temperatura ambiente, para afrontar el análisis de columnas de HA sometidas a flexo - compresión esviada en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), se sugiere un método simplificado basado en los criterios de superficies de falla presentados por Bresler (1960). Para el diseño a temperatura ambiente, se han desarrollado métodos avanzados como herramientas para evaluar la capacidad de secciones de HA bajo flexo - compresión recta y esviada. Sin embargo, para evitar la integración numérica de las tensiones del hormigón, algunos métodos de cálculo simplificados se presentan como alternativa más práctica.

A lo largo de los años, diversos autores han trabajado en el desarrollo de métodos simplificados y avanzados para el cálculo de columnas de HA sometidas a flexo -

compresión esviada a temperatura ambiente (Al-Ansari & Afzal, 2019; Bonet et al., 2004; Hong, 2000, 2001; Hsu, 1988; G. Wang & Hsu, 1992; W. Wang & Hong, 2002). Entre estos, hay que destacar el trabajo publicado por Bonet et al. (2004), el cual se basó en el método presentado por Bresler (1960). Específicamente, Bonet et al. (2004) propusieron obtener la superficie de falla de una sección de HA cargada biaxialmente, por medio de generatrices de referencia que se encuentran posicionadas sobre dos curvas directrices, lo que hace que su método propuesto en la práctica sea fácil de aplicar.

A altas temperaturas, la determinación de la distribución de temperatura de la sección transversal complica el desarrollo de métodos simplificados. Para columnas de HA sometidas a flexo - compresión recta, se encuentran disponibles en la bibliografía varios trabajos. Por ejemplo, Bamonte et al. (2008) ha descrito y evaluado secciones de HA en situación de incendio, con el método de la isoterma de 500 °C y el método iterativo - incremental, comparando los diagramas de interacción M - N para diferentes calentamientos. Por otro lado, Law & Gillie (2010), han presentado una propuesta para obtener superficies $M_z - M_y - N$ para secciones de HA a temperatura ambiente y calentadas, basadas en la matriz de rigidez tangente. En la misma línea, Caldas et al. (2010) han desarrollado un procedimiento para obtener las curvas de interacción M - N, para secciones genéricas de hormigón compuestas y armadas, sujetas a un campo arbitrario de temperaturas. También, El-Fitiany & Youssef (2014) han propuesto un método simplificado para obtener los diagramas de interacción M - N de secciones de HA expuestas al fuego, el cual divide la sección en cuadrantes y determina una temperatura promedio para ellos (obtenidas con el método simplificado de Wickström (1987)), para posteriormente aplicar diagramas de deformaciones y tensiones adaptadas al nuevo método. Más recientemente, Pham et al. (2015) aplicaron un método de diseño plástico (o análisis límite), para determinar los diagramas de interacción M - N de secciones de HA, bajo una combinación de carga axial y flexión recta en situación de incendio. Según Pham et al. (2015) su método puede extenderse fácilmente a secciones de HA bajo flexo - compresión esviada, aunque no presenta una validación para tales casos.

Dada la complejidad, el número de trabajos de investigación centrados en el diseño en situación accidental de incendio de columnas de HA bajo flexo - compresión esviada, es aún muy limitada. De hecho, la norma europea EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), no incluye ningún método de diseño simplificado específico para columnas de HA bajo flexión esviada en situación de incendio.

Uno de los pocos trabajos de investigación centrados en el diseño en situación de incendio de columnas de HA bajo flexo - compresión esviada, es el desarrollado por Wang et al. (2017), quienes tomando como referencia el método simplificado de flexo - compresión esviada a temperatura ambiente dado en la norma europea EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) (originalmente propuesto por Bresler (1960)), evaluaron

su aplicabilidad a situaciones de incendio a través de un método avanzado, validado con resultados experimentales obtenidos por Tan & Nguyen (2013). En su trabajo, Wang et al. (2017) definieron los valores de los exponentes en la ecuación de interacción de Bresler para columnas de HA expuestas por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002). Los valores obtenidos para los exponentes de Bresler fueron presentados como gráficas y datos tabulados, cuyos resultados estaban en función de la cuantía mecánica de armadura, el número de barras longitudinales, el recubrimiento de hormigón, las dimensiones de la sección transversal de la columna y el tiempo de exposición al fuego. En la misma línea, Kodur & Raut (2012) estudiaron la capacidad resistente al fuego de columnas de HA bajo flexo - compresión recta y esviada, en base a la influencia de la exposición asimétrica al fuego (una, dos y tres caras calentadas), las excentricidades de las cargas y el *spalling*. Como resultado de esta investigación, se propuso una formulación simplificada para el cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA sometidas a cargas con una o dos excentricidades, que fue validada con datos de ensayos numéricos y experimentales.

La presente tesis doctoral se centra en el estudio seccional de columnas de HA bajo una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) y similares, es decir, el análisis de un elemento aislado bajo una curva de calentamiento nominal. Para ello se confeccionó un método avanzado de cálculo de la resistencia al fuego de secciones de HA bajo cargas uniaxiales y biaxiales, con el cual se realizaron dos estudios paramétricos con los objetivos de:

- 1) Evaluar las variables que influyen sobre la capacidad portante de columnas cortas de HA bajo flexo - compresión recta y esviada en situación de incendio.
- 2) Evaluar la influencia del *spalling* de esquina y del *spalling* de superficie sobre la capacidad resistente de secciones de HA.

En el primer estudio paramétrico se fabricó una batería de ensayos numéricos con la que se formuló un nuevo método de cálculo simplificado de la resistencia al fuego de secciones de HA cargadas biaxialmente. Esta propuesta de método de cálculo simplificado se basó en la definición analítica de la superficie de falla, tomando como referencia las curvas de generatriz y directriz, método aplicado inicialmente a temperatura ambiente por Bonet et al. (2004).

Por su parte, el segundo estudio paramétrico ha permitido correlacionar la pérdida de resistencia mecánica de secciones de HA, producto de la ocurrencia del *spalling*, con la pérdida de resistencia mecánica derivada de exponer la sección un tiempo adicional al fuego. Además, como resultado final de este estudio paramétrico, se han propuesto expresiones analíticas que permiten determinar el tiempo adicional de exposición al fuego, necesarios para diseñar secciones de HA con mayor sencillez y seguridad.

Además de los estudios paramétricos y métodos de cálculo propuestos (mencionados previamente), en esta tesis doctoral se presenta un estado del arte con los ensayos experimentales disponibles en la bibliografía, de columnas de HA a temperatura ambiente y a altas temperaturas, bajo flexo - compresión recta y esviada. Así también se describen las propiedades termo - mecánicas de los materiales que componen el hormigón armado de acuerdo con las normativas europeas. Adicionalmente, también se presenta un extenso estado del arte con los principales métodos de análisis térmico y mecánico de columnas de HA expuestas al fuego, incluyendo en ellos el desarrollo de ejemplos prácticos de aplicación.

1.2 Objetivos de la investigación

El objetivo principal de esta investigación es desarrollar un modelo semiempírico para la estimación de la capacidad mecánica de columnas rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio. Para alcanzar este objetivo principal se han trazado los siguientes objetivos parciales:

- Estudiar los principales métodos avanzados y simplificados de análisis térmico aplicable a columnas de hormigón armado.
- Estudiar los principales métodos avanzados, simplificados y tabulados de cálculo de la resistencia al fuego de columnas de hormigón armado.
- Recopilar resultados de ensayos de columnas de hormigón armado bajo flexo - compresión recta y esviada, a temperatura ambiente y en situación de incendio, disponibles en la bibliografía.
- Realizar un estudio del arte del comportamiento térmico y mecánico de los materiales, de acuerdo con las normativas vigentes en España y Europa.
- Desarrollar un plan experimental numérico de columnas de hormigón armado de secciones rectangulares en situación de incendio.
- Construir un modelo numérico de cálculo seccional de la resistencia al fuego de columnas de hormigón armado, bajo flexo - compresión recta y esviada.
- Elaborar un método de cálculo seccional simplificado de columnas de hormigón armado en situación de incendio, bajo flexo - compresión recta y esviada.
- Proponer una expresión simplificada para la modelización de los efectos adversos del *spalling*, sobre las prestaciones mecánicas de columnas de hormigón armado en situación de incendio.

1.3 Alcance

El alcance de esta tesis doctoral se limita a columnas de hormigón armado de sección rectangular, expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) y similares. Las columnas de hormigón armado contempladas en este trabajo se componen de hormigones de resistencia normal con áridos silíceos, considerando además la posible ocurrencia de *spalling*, especialmente el *spalling* de esquina y de superficie.

Con respecto a los modelos de cálculo avanzado y simplificado desarrollados en esta tesis, solo se ha evaluado la capacidad portante seccional de columnas de hormigón armado en situación de incendio, sin considerar el efecto pieza (efectos de segundo orden).

1.4 Estructura y organización de la tesis doctoral

Capítulo 1. Introducción

En este capítulo se introduce de manera generalizada el contexto en el que se sitúa la línea de investigación tratada en esta tesis, además de los objetivos principales, parciales y sus alcances, que se han planteado a alcanzar con este trabajo.

Capítulo 2. Comportamiento de los materiales a altas temperaturas y ensayos disponibles

En el segundo capítulo, se presentan las propiedades térmicas y mecánicas del hormigón y del acero de las armaduras pasivas, consensuadas en Europa, mediante la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) y el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021). También se presenta una revisión bibliográfica de los ensayos de columnas de HA cargadas bajo flexo - compresión recta y esviada, a temperatura ambiente y a altas temperaturas. Las propiedades termo - mecánicas de los materiales son indispensables para construir el modelo de cálculo avanzado desarrollado en esta tesis, así como también el de disponer de datos experimentales que permitan validar el modelo.

Capítulo 3. Análisis térmico seccional de columnas de HA

El tercer capítulo inicia presentando los principios del análisis térmico en la ingeniería de protección contra incendios, los cuales permiten contextualizar el problema térmico a resolver en esta tesis. También se realiza un estado del arte con los más destacados métodos avanzados y simplificados de análisis térmico para columnas de

HA. Se presentan tres métodos avanzados y tres métodos simplificados. Entre ellos, se describe de manera detallada uno de los métodos avanzados de análisis térmico, ya que formará parte del modelo avanzado elaborado en el Capítulo 5.

Capítulo 4. Resistencia al fuego de columnas de HA

En el cuarto capítulo, se presentan los procedimientos de cálculo alternativos de estructuras de HA sometidas al fuego. De los cuales, de acuerdo con los objetivos planteados, se ha centrado en los métodos de cálculo avanzado, simplificado y tabulado de la resistencia al fuego de columnas de HA. En función de ellos, en este capítulo, primero se entregan las generalidades de los métodos de cálculo avanzado, los cuales serán abordados con mayor profundidad en el capítulo siguiente. Continuando con un estado del arte de los métodos de cálculo simplificado y tabulado, extraídos de artículos científicos destacados y de la normativa europea. Con este estado del arte se plantea entablar el contexto en el que se ubica el método de cálculo avanzado diseñado en el Capítulo 5 y el método de cálculo simplificado propuesto en el Capítulo 6.

Capítulo 5. Modelo numérico y validación

En el quinto capítulo, se presenta un método de cálculo avanzado de análisis higró-termo - mecánico, basado en un modelo numérico de diferencias finitas acoplado con un modelo numérico de fibras. Se ha construido este método de cálculo avanzado con el objetivo de determinar la respuesta térmica y mecánica de secciones transversales de HA a altas temperaturas. El modelo ha sido validado tanto para los análisis térmicos como mecánicos con ensayos experimentales y numéricos disponibles en la bibliografía.

Capítulo 6. Secciones de HA bajo flexión esviada a altas temperaturas

En el sexto capítulo, aplicando el modelo numérico de fibras (MF) construido y validado en el capítulo anterior, se efectúa un estudio paramétrico con el fin de determinar las principales variables de influencia sobre la resistencia a flexo - compresión esviada bajo una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) (calentado por las cuatro caras). También se propone un nuevo método de cálculo simplificado (MS) aplicado a secciones rectangulares de columnas de hormigón armado sometidas a flexo - compresión esviada, expuestas por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002).

Capítulo 7. Secciones de HA bajo flexión esviada con spalling

En este capítulo, aplicando también el modelo numérico de fibras (MF) se efectúa un segundo estudio paramétrico, con el fin de entablar una correlación entre la resistencia mecánica reducida de una sección de HA, debido a la ocurrencia de *spalling*, y la capacidad reducida ocasionada por un tiempo equivalente de exposición al fuego (curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002)).

Junto al estudio paramétrico, se lleva a cabo un análisis estadístico, con el que se construye una expresión analítica, con el cual determinar el tiempo equivalente de exposición al fuego, cuyo efecto en el deterioro de la sección se equipare al del fenómeno del *spalling* (*spalling* de esquina y de superficie). Con estas expresiones, un profesional podría cuantificar fácilmente los efectos del *spalling* sin necesidad de un modelo explícito.

Capítulo 8. Conclusiones y futuras líneas de investigación

En este capítulo se presentan las principales conclusiones y aportaciones recogidas en la tesis doctoral. Además, se establecen algunas propuestas de trabajos futuros, con las cuales dar continuidad al trabajo desarrollado en esta tesis.

Anexos

En los anexos se presenta el desarrollo paso a paso del cálculo para determinar la temperatura y la resistencia al fuego de columnas de HA. Se aplican los métodos simplificados de análisis térmico presentado en el Capítulo 3, y también los métodos simplificados y tabulados de cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA presentados en el Capítulo 4.

Bibliografía

- Al-Ansari, M. S., & Afzal, M. S. (2019). Simplified biaxial column interaction charts. *Engineering Reports*, 1(5). <https://doi.org/10.1002/eng2.12076>
- Bamonte, P., Gambarova, P. G., & Meda, A. (2008). Today's concretes exposed to fire - test results and sectional analysis. *Structural Concrete*, 9(1), 19–29. <https://doi.org/10.1680/stco.2008.9.1.19>
- Bonet, J. L., Miguel, P. F., Fernandez, M. A., & Romero, M. L. (2004). Analytical approach to failure surfaces in reinforced concrete sections subjected to axial loads and biaxial bending. *Journal of Structural Engineering*, 130(12), 2006–2015. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:12\(2006\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:12(2006))
- Bresler, B. (1960). Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending. *Journal of the American Concrete Institute*, 57(11), 481–490.
- Caldas, R. B., Sousa, J. B. M., & Fakury, R. H. (2010). Interaction diagrams for reinforced concrete sections subjected to fire. *Engineering Structures*, 32(9), 2832–2838. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.05.002>
- CEN. (2002). EN 1991-1-2:2002 + AC:2013. Acciones en estructuras - Parte 1-2: Acciones en estructuras expuestas al fuego.
- CEN. (2004). EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-2: Reglas generales - Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- CEN. (2021). prEN 1992-1-2:2021-09. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.
- El-Fitiany, S. F., & Youssef, M. A. (2014). Interaction diagrams for fire -exposed reinforced concrete sections. *Engineering Structures*, 70, 246–259. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.029>
- FIB. (2007). Bulletin N°38: Fire design of concrete structures-materials, structures and modelling.

- Hong, H. P. (2000). Short reinforced concrete column capacity under biaxial bending and axial load. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(6), 1173–1182. <https://doi.org/10.1139/l00-054>
- Hong, H. P. (2001). Strength of slender reinforced concrete columns under biaxial bending. *Journal of Structural Engineering*, 127(7), 758–762. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:7\(758\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:7(758))
- Hsu, C.-T. T. (1988). Analysis and design of square and rectangular columns by equation of failure surface. *ACI Structural Journal*, 85(2), 167–179.
- Kodur, V., & Raut, N. (2012). A simplified approach for predicting fire resistance of reinforced concrete columns under biaxial bending. *Engineering Structures*, 41, 428–443. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.054>
- Law, A., & Gillie, M. (2010). Interaction diagrams for ambient and heated concrete sections. *Engineering Structures*, 32(6), 1641–1649. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.02.012>
- MINCOTUR. (2004). Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales. <https://www.boe.es/eli/es/rd/2004/12/03/2267/con>
- Ministerio de Fomento. (2010). Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico SI. Seguridad en caso de incendio. <https://www.codigotecnico.org/DocumentosCTE/SeguridadEnCasoDeIncendio.html>
- Pham, D. T., de Buhan, P., Florence, C., Heck, J.-V., & Nguyen, H. H. (2015). Interaction diagrams of reinforced concrete sections in fire: A yield design approach. *Engineering Structures*, 90, 38–47. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.02.012>
- Tan, K.-H., & Nguyen, T.-T. (2013). Experimental behaviour of restrained reinforced concrete columns subjected to equal biaxial bending at elevated temperatures. *Engineering Structures*, 56, 823–836. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.06.013>

- Wang, G., & Hsu, C. T. (1992). Complete biaxial load-deformation behavior of RC columns. *Journal of Structural Engineering*, 118(9), 2590–2609. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:9\(2590\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:9(2590))
- Wang, L., van Coile, R., Caspeele, R., & Taerwe, L. (2017). Simplified method for evaluating the biaxial capacity of rectangular reinforced concrete columns during fire. *Materials and Structures*, 50(1), 37. <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0895-4>
- Wang, W., & Hong, H. P. (2002). Appraisal of reciprocal load method for reinforced concrete columns of normal and high strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, 128(11), 1480–1486. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:11\(1480\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:11(1480))
- Wickström, U. (1987). A very simple method for estimating temperature in fire exposed concrete structures.

Capítulo 2

COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES A ALTAS TEMPERATURAS Y ENSAYOS DISPONIBLES

En este capítulo se introducen los elementos de partida necesarios para la formulación y calibración del modelo de cálculo seccional desarrollado en esta tesis. Se inicia definiendo las propiedades de los materiales a altas temperaturas con la finalidad de establecer modelos numéricos que posteriormente se calibrarán con los resultados experimentales disponibles en la bibliografía. Como modelos constitutivos de los materiales se han adoptado los modelos de materiales a altas temperaturas que establecen los Eurocódigos, ya que estos son referencia común para todos los métodos de cálculo de resistencia al fuego de elementos estructurales de HA, y cimentan el conjunto de códigos estructurales europeos. Además, se analizan y comparan las últimas modificaciones que se han introducido en los Eurocódigos.

En relación con los ensayos extraídos de la bibliografía y que han sido compilados en el presente capítulo, estos se han dividido en dos grupos: ensayos experimentales en columnas cortas de HA bajo flexión esviada a temperatura ambiente, y ensayos experimentales en columnas de HA en situación de incendio bajo flexión recta y esviada. La revisión de los ensayos a temperatura ambiente se ha incorporado en esta tesis debido a la escasa disponibilidad de ensayos experimentales en situación de incendio de columnas de HA sometidas a flexión esviada.

2.1 Propiedades de los materiales a elevadas temperaturas

Los materiales de interés en este trabajo son los componentes de las columnas de HA, es decir, el hormigón y las barras de acero de las armaduras pasivas. A su vez, las propiedades investigadas son las influyentes ante una situación accidental de incendio, es decir, las propiedades físicas que varían con la temperatura. Las propiedades del hormigón que varían con la temperatura son: el coeficiente de emisividad, el calor específico, la densidad, la conductividad térmica, la expansión térmica y la relación tensión - deformación, incluidas la variación de la resistencia máxima a compresión y tracción. En cuanto a las propiedades que varían con la temperatura en el acero (relevantes para las barras de acero de las armaduras pasivas), se tiene la elongación térmica y la relación tensión - deformación, incluida la variación de la máxima tensión.

Las propiedades del hormigón han sido estudiadas y publicadas a lo largo de los años por investigadores, tales como: Anderberg & Thelandersson (1976), Harmathy (1970), Khoury et al. (1985, 1986), Li & Purkiss (2005), Lie (1984), Lie & ASCE Committee on Fire Protection (1992), Lie & Irwin (1990), Terro (1998) y Yin et al. (2006). Así también se tienen publicaciones con las propiedades del acero a altas temperaturas, tales como las efectuadas por Lie (1984) y Yin et al. (2006), entre otros.

Actualmente los modelos matemáticos de las propiedades del hormigón y del acero de las armaduras pasivas, que tienen un mayor consenso y aceptación en el rubro de la ingeniería civil en gran parte del mundo, especialmente en los países miembros de la Unión Europea, corresponden a los estipulados en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), que, en paralelo se encuentra ya en proceso de actualización con el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021). Es por ello, que las propiedades del hormigón y del acero de las armaduras pasivas en este apartado, son las estipuladas en ambas normas, con el objetivo complementario de mostrar y analizar las modificaciones que comenzarían a regir a nivel normativo en el futuro próximo.

Los modelos matemáticos de todas las propiedades mencionadas en este apartado 2.1, permiten su aplicación tanto en métodos simplificados como avanzados (CEN, 2004, 2021).

2.1.1 Hormigón

Propiedades térmicas del hormigón

- Coeficiente de emisividad del hormigón

De acuerdo con lo estipulado en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), el coeficiente de emisividad en la superficie del hormigón debe ser tomada como 0.7. En el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021) se estipula de la misma manera.

- Calor específico del hormigón

De acuerdo con lo estipulado en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), el calor específico del hormigón (c_p) para hormigones de peso normal y ligero depende de la humedad. Por lo tanto, la variación de este queda definido para dos casos diferentes:

- Para hormigones secos ($u= 0\%$) o cuando la humedad esté considerada explícitamente en un modelo higrotérmico.
- Para hormigones húmedos, con humedad mayor a cero considerada implícitamente con la formulación del calor específico del hormigón.

Para el primer caso, el calor específico del hormigón, en $J/(kgK)$, está definido por:

$$c_p = \begin{cases} 900 & \text{para } 20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100\text{ }^\circ\text{C} \\ 900 + (\theta_c - 100) & \text{para } 100\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200\text{ }^\circ\text{C} \\ 1000 + (\theta_c - 200) / 2 & \text{para } 200\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400\text{ }^\circ\text{C} \\ 1100 & \text{para } 400\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200\text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.1}$$

En la Figura 2.1, se muestran las gráficas del calor específico del hormigón (c_p) en función de la temperatura para humedades del 0%, 1.5% y 3% con respecto al peso del hormigón.

Como se puede observar en la Figura 2.1, cuando el contenido de humedad se considera de manera implícita (segundo caso), el calor específico del hormigón tiene una meseta situada entre los 100 °C y los 115 °C, seguida de una disminución lineal hasta los 200 °C. Este pico se superpone a la función del calor específico mostrado para humedad cero (Ec. 2.1). El valor constante del pico ($c_{p,peak}$), en $J/(kgK)$, está dado por:

$$c_{p,peak} = \begin{cases} 900 & \text{para } u = 0.0\% \text{ del peso del hormigón} \\ 1470 & \text{para } u = 1.5\% \text{ del peso del hormigón} \\ 2020 & \text{para } u = 3.0\% \text{ del peso del hormigón} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Para humedades intermedias se permite la interpolación lineal. Para los análisis térmicos del hormigón se recomienda usar una humedad $u= 1.5\%$ (por seguridad).

Además, para hormigones ligeros es posible encontrar humedades más elevadas, por lo que, en estos casos, se puede considerar: $c_{p,peak} = 5600 \text{ J}/(\text{kgK})$, para $u = 10\%$ del peso del hormigón.

En el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021(CEN, 2021), las expresiones matemáticas para el calor específico son las mismas a las mostradas.

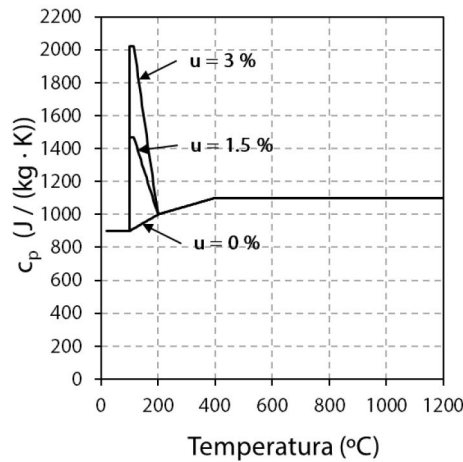


Figura 2.1 Calor específico del hormigón en función de la temperatura para tres contenidos de humedad

▪ Densidad del hormigón

La densidad del hormigón varía con la temperatura debido a la pérdida de agua y se define tanto en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), como en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), de acuerdo con la Ec. 2.3, en kg/m^3 .

$$\rho_c = \begin{cases} \rho(20 \text{ }^\circ\text{C}) & \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 115 \text{ }^\circ\text{C} \\ \rho(20 \text{ }^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0.02 \cdot (\theta_c - 115) / 85) & \text{para } 115 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200 \text{ }^\circ\text{C} \\ \rho(20 \text{ }^\circ\text{C}) \cdot (0.98 - 0.03 \cdot (\theta_c - 200) / 200) & \text{para } 200 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400 \text{ }^\circ\text{C} \\ \rho(20 \text{ }^\circ\text{C}) \cdot (0.95 - 0.07 \cdot (\theta_c - 400) / 800) & \text{para } 400 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.3}$$

La densidad del hormigón de peso normal a $20 \text{ }^\circ\text{C}$ ($\rho_c(20 \text{ }^\circ\text{C})$) puede considerarse como $2300 \text{ kg}/\text{m}^3$ (de acuerdo con la norma EN 206: 2013+A2: 2021 (CEN, 2013), para los hormigones de densidad normal los valores varían entre $2000 \text{ kg}/\text{m}^3$ y $2600 \text{ kg}/\text{m}^3$). Por otro lado, la densidad a temperatura ambiente de hormigones con áridos ligeros varía entre $1200 \text{ kg}/\text{m}^3$ y $2000 \text{ kg}/\text{m}^3$ (CEN, 2004). En el proyecto de norma

prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), la densidad está definida igual. En la Figura 2.2, se muestra una gráfica de la densidad en función de la temperatura para un hormigón de densidad normal.

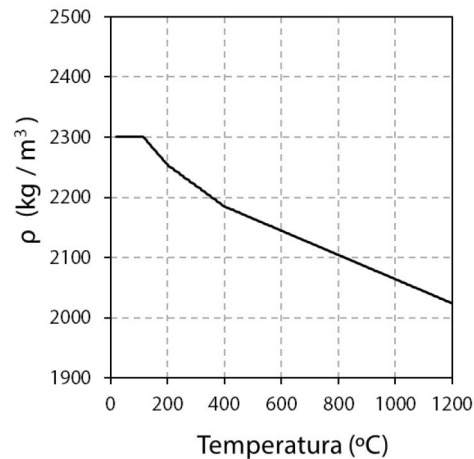


Figura 2.2 Densidad de un hormigón de peso normal en función de la temperatura

- Conductividad térmica del hormigón

La conductividad térmica del hormigón (λ_c) depende de los áridos que lo conforman, por lo que presenta una gran variabilidad, como lo expuso en su investigación Harmathy (1970). La norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) define la conductividad térmica de hormigones de peso normal como una banda con un límite superior e inferior, en W/(mK).

- El límite superior, en W/(mK), está dado por:

$$\lambda_c = 2 - 0.2451 \cdot (\theta_c / 100) + 0.0107 \cdot (\theta_c / 100)^2 \quad \text{Ec. 2.4}$$

para $20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200 \text{ °C}$

- El límite inferior, en W/(mK), está dado por:

$$\lambda_c = 1.36 - 0.136 \cdot (\theta_c / 100) + 0.0057 \cdot (\theta_c / 100)^2 \quad \text{Ec. 2.5}$$

para $20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200 \text{ °C}$

En el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), la expresión matemática para la conductividad térmica del hormigón de peso normal ha sido modificado, reemplazando la banda anteriormente expuesta en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), por solo una expresión, en W/(mK), siendo esta:

$$\lambda_c = \begin{cases} 2 - 0.2451 \cdot (\theta_c / 100) + 0.0107 \cdot (\theta_c / 100)^2 & \text{para } \theta_c \leq 140 \text{ }^\circ\text{C} \\ -0.02604 \cdot \theta_c + 5.324 & \text{para } 140 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c < 160 \text{ }^\circ\text{C} \\ 1.36 - 0.136 \cdot (\theta_c / 100) + 0.0057 \cdot (\theta_c / 100)^2 & \text{para } 160 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.6}$$

Además, en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), también se entrega la expresión matemática de la conductividad térmica de hormigones con áridos ligeros, en W/(mK), siendo esta:

$$\lambda_c = \begin{cases} 1 - (\theta_c / 1600) & \text{para } \theta_c \leq 800 \text{ }^\circ\text{C} \\ 0.5 & \text{para } \theta_c > 800 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.7}$$

En la Figura 2.3, se muestran las gráficas para la conductividad térmica de hormigones de peso normal según lo expuesto por las dos normas. A la izquierda (Figura 2.3a) lo expuesto por la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), y a la derecha (Figura 2.3b) lo dispuesto por el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), donde la curva roja representa la Ec. 2.6 y la azul lo referido en la Ec. 2.7.

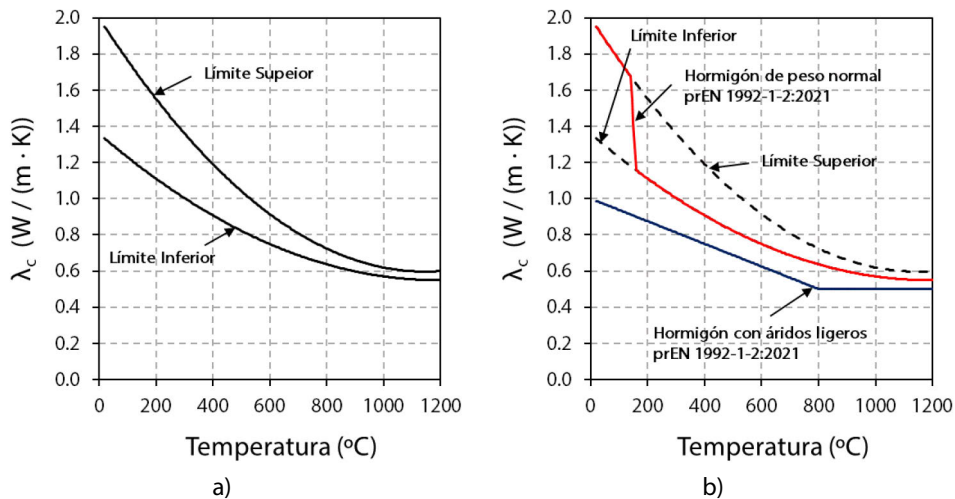


Figura 2.3 Conductividad térmica del hormigón de peso normal: a) EN 1992-1-2:2004+AC:2008; b) prEN 1992-1-2:2021

▪ Expansión térmica del hormigón

En la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) y en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), la expansión térmica del hormigón de peso normal es la misma, con la salvedad que en el proyecto de norma se han agregado además las expresiones para hormigones con áridos ligeros.

Las deformaciones térmicas unitarias del hormigón (ϵ_{cth}), se determinan respecto a su longitud a 20 °C y sus expresiones son las siguientes:

- Hormigones con áridos silíceos:

$$\epsilon_{cth} = \begin{cases} -1.8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c + 2.3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 & \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 700 \text{ °C} \\ 14 \cdot 10^{-3} & \text{para } 700 \text{ °C} < \theta_c \leq 1200 \text{ °C} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.8}$$

- Hormigones con áridos calizos:

$$\epsilon_{cth} = \begin{cases} -1.2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c + 1.4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 & \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 805 \text{ °C} \\ 12 \cdot 10^{-3} & \text{para } 805 \text{ °C} < \theta_c \leq 1200 \text{ °C} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.9}$$

- Hormigones con áridos ligeros:

$$\epsilon_{cth} = 8 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_c - 20) \quad \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200 \text{ °C} \quad \text{Ec. 2.10}$$

En la Figura 2.4, se muestran las representaciones gráficas de las deformaciones térmicas unitarias para hormigones con árido silíceo (Ec. 2.8), calizo (Ec. 2.9) y ligero (Ec. 2.10).

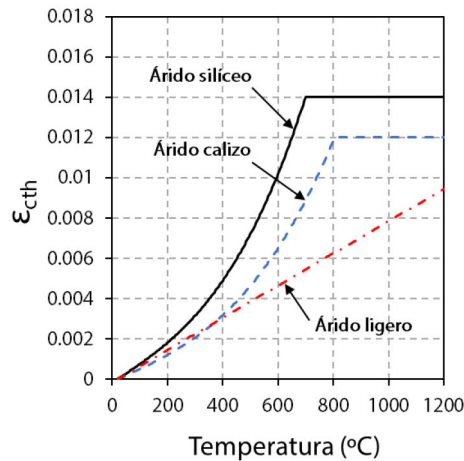


Figura 2.4 Deformaciones térmicas unitarias para hormigones con árido silíceo, calizo y ligero

Propiedades mecánicas del hormigón a altas temperaturas

La respuesta mecánica del hormigón a altas temperaturas depende expresamente de la deformación. De acuerdo con la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), la deformación unitaria total en el hormigón está determinado por la suma de las siguientes deformaciones unitarias:

$$\epsilon_{\text{tot}} = \epsilon_{\text{cth}} + \epsilon_{\sigma} + \epsilon_{\text{cr}} + \epsilon_{\text{tr}} \quad \text{Ec. 2.11}$$

donde,

ϵ_{cth} : deformación unitaria térmica del hormigón.

ϵ_{σ} : deformación unitaria instantánea relacionada con la tensión del hormigón.

ϵ_{cr} : deformación unitaria por fluencia básica del hormigón.

ϵ_{tr} : deformación unitaria por fluencia transitoria del hormigón.

Los modelos constitutivos del hormigón a altas temperaturas se clasifican en dos, en función de cómo se han considerado en el modelo las deformaciones por fluencia transitoria (ϵ_{tr}), siendo estos:

- Modelos implícitos.
- Modelos explícitos.

Las deformaciones unitarias por fluencia transitoria (ϵ_{tr}), son las deformaciones adicionales que se desarrollan irrecuperablemente durante la primera vez que se calienta el hormigón previamente cargado. Estas deformaciones adicionales son

comparadas con las deformaciones generadas por el hormigón que es calentado sin cargar previamente y solo una vez calentado se procede a cargarlo. (Gernay, 2012)

Dentro de los modelos implícitos se encuentran, por ejemplo, los modelos constitutivos del hormigón estipulados en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) y en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), que también son presentados en este mismo apartado. Estos modelos implícitos consideran que la deformación total (ϵ_{tot}) es la suma de la deformación térmica libre (ϵ_{cth}), la deformación mecánica (ϵ_m), y la posible deformación por fluencia básica (ϵ_{cr}), tal y como se muestra en la Ec. 2.12. (Gernay, 2012)

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{cth} + \epsilon_m (+ \epsilon_{cr}) \quad \text{Ec. 2.12}$$

De acuerdo con Gernay (2012), la deformación por fluencia básica suele despreciarse en el cálculo de resistencia al fuego de estructuras de edificación.

Por su parte, en los modelos explícitos, la deformación total (ϵ_{tot}) está dada por la suma de la deformación térmica libre (ϵ_{cth}), la deformación instantánea relacionada con la tensión (ϵ_σ), y la deformación por fluencia transitoria (ϵ_{tr}) (y la posible deformación por fluencia básica, ϵ_{cr}). En la Ec. 2.13 se muestra la deformación total de acuerdo con un modelo explícito.

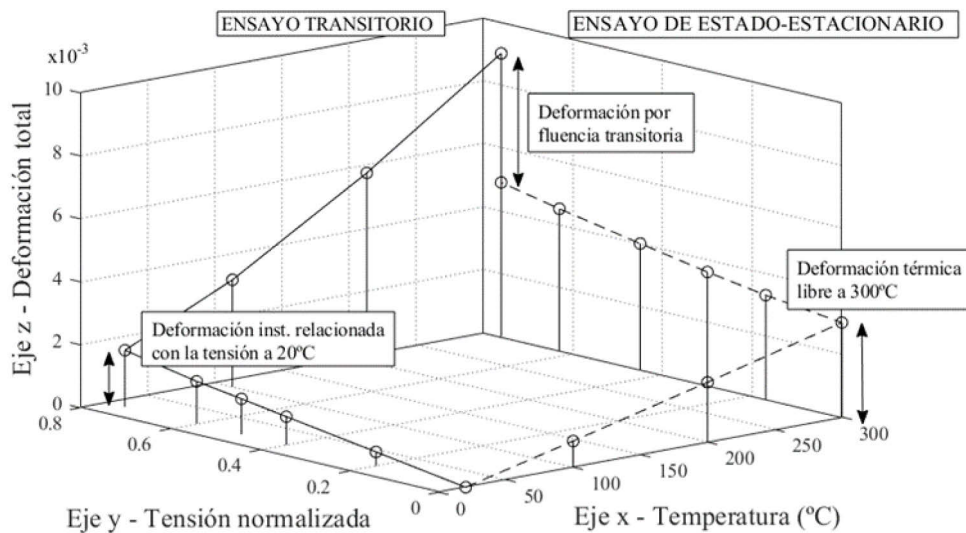
$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{cth} + \epsilon_\sigma + \epsilon_{tr} (+ \epsilon_{cr}) \quad \text{Ec. 2.13}$$

La deformación instantánea relacionada con la tensión (ϵ_σ), considera a las deformaciones elásticas (ϵ_{el}) y plásticas (ϵ_p): $\epsilon_\sigma = \epsilon_{el} + \epsilon_p$. Observando la Ec. 2.12 y la Ec. 2.13, se obtiene, por tanto, que la deformación mecánica es la suma de la deformación instantánea relacionada con la tensión (ϵ_σ) y la deformación por fluencia transitoria (ϵ_{tr}), mostrada en la Ec. 2.14.

$$\epsilon_m = \epsilon_\sigma + \epsilon_{tr} (+ \epsilon_{cr}) \quad \text{Ec. 2.14}$$

En la Figura 2.5, se muestran los resultados de dos experimentos, que permiten visualizar los efectos de las deformaciones por fluencia transitoria (ϵ_{tr}). El primer experimento, denominado ensayo de estado estacionario, consiste en una muestra de hormigón sin carga, calentada uniformemente hasta alcanzar una temperatura predefinida (300 °C), y una vez alcanzada dicha temperatura se procede a cargarla hasta un nivel de carga también predefinida, manteniendo en todo momento la temperatura constante. La deformación total observada en la muestra durante el proceso de calentamiento está dada solo por la deformación térmica libre ($\epsilon_{tot} = \epsilon_{cth}$), mientras que la deformación total al final del experimento corresponde a la suma de las deformaciones térmicas más las deformaciones instantáneas relacionada a la

tensión ($\epsilon_{tot} = \epsilon_{cth} + \epsilon_o$). En paralelo, en el segundo experimento, denominado ensayo transitorio, la muestra es cargada primero hasta un nivel de carga predeterminado (a temperatura ambiente) y luego se calienta hasta una temperatura predeterminada (300 °C), mientras la carga se mantiene constante. La principal conclusión de los experimentos es que la deformación total del primer y segundo experimento son diferentes, aunque en ambas muestras al final de cada experimento tengan la misma temperatura y carga aplicada. Esta diferencia de deformaciones es lo que se denomina deformación por fluencia transitoria (ϵ_{tr}). (Gernay, 2012)



Fuente: adaptada de (Gernay, 2012)

Figura 2.5 Ensayo de estado - estacionario vs. ensayo transitorio

A continuación, se presentan los modelos constitutivos del hormigón, los cuales representan el comportamiento mecánico del hormigón a altas temperaturas, establecidas en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) y en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021).

- Relación tensión - deformación del hormigón

Actualmente en Europa, la relación tensión - deformación del hormigón sometido a tensión uniaxial a elevadas temperaturas, que posee mayor aceptación se encuentra definida en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) y en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021) (actualización). En ambas versiones se ha

conservado el uso de modelos implícitos, es decir, que la relación tensión - deformación del hormigón están construidas en función de la deformación mecánica del hormigón (ϵ_m), la que como se mencionó anteriormente, incluye tanto la deformación instantánea relacionada con la tensión (ϵ_o) como la deformación por fluencia transitoria (ϵ_{tr}). A modo de simplificación, en los siguientes apartados pertinentes al hormigón, se ha considerado que $\epsilon = \epsilon_m$.

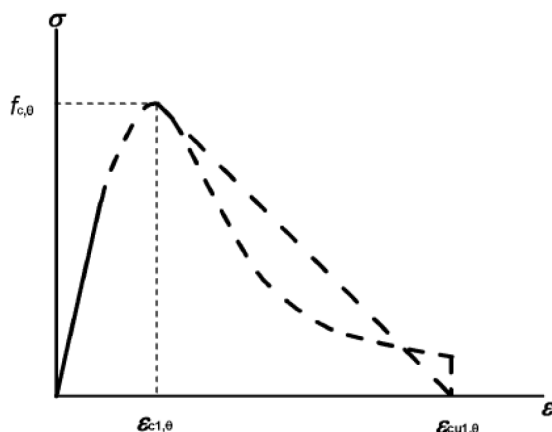
A continuación, se presentan los modelos constitutivos para la relación tensión - deformación del hormigón, de acuerdo con lo definido en la norma y el proyecto de norma antes mencionadas.

a) Relación tensión - deformación del hormigón bajo compresión según la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008

El campo de aplicación de este apartado incluye hormigones de resistencia normal, es decir, con resistencias características del hormigón, menores o iguales a 50 MPa. Además, se discrimina según el tipo de árido: silíceos o calizos. No se contemplan hormigones con áridos ligeros.

En la Figura 2.6, se muestra el modelo matemático que define la relación tensión - deformación del hormigón. Los parámetros que la definen son:

- La resistencia a compresión $f_{c,\theta}$.
- La deformación unitaria $\epsilon_{c1,\theta}$ correspondiente a $f_{c,\theta}$.
- La deformación última $\epsilon_{cu1,\theta}$.



Fuente: (CEN, 2004)

Figura 2.6 Modelo matemático para la relación tensión - deformación unitaria del hormigón comprimido a elevadas temperaturas

En la Tabla 2.1, se muestran las funciones que describen el modelo matemático de la relación tensión - deformación y su rango de aplicación.

Tabla 2.1 Formulaciones del modelo matemático para la relación tensión - deformación unitaria del hormigón comprimido a elevadas temperaturas

Fuente: (CEN, 2004)

Rango	Tensión $\sigma(\theta)$
$\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3 \cdot \epsilon \cdot f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \cdot \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\epsilon_{c1,\theta} < \epsilon \leq \epsilon_{cu1,\theta}$	Por temas numéricos, se debe adoptar una rama descendente. Se permiten modelos lineales y no lineales.

En la Tabla 2.2, se presentan los principales valores de los coeficientes de reducción de las tensiones y de las deformaciones unitarias, que definen el modelo matemático de la relación tensión - deformación del hormigón de peso normal, con áridos silíceos y calizos a temperaturas elevadas.

Tabla 2.2 Valores para los coeficientes de reducción de las tensiones y de las deformaciones unitarias del hormigón de peso normal

Fuente: (CEN, 2004)

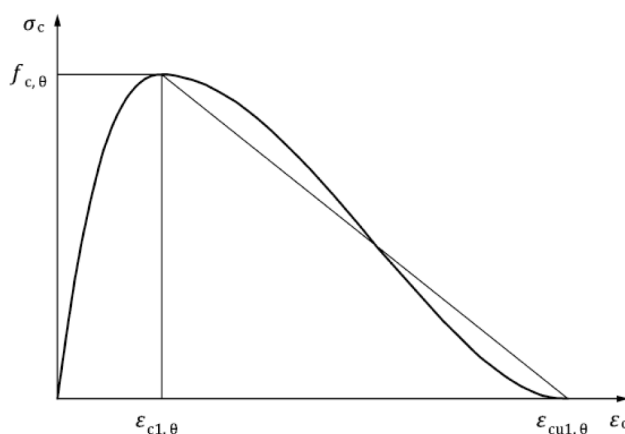
Temperatura hormigón θ_c (°C)	Áridos silíceos			Áridos calizos		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ (-)	$\epsilon_{c1,\theta}$ (-)	$\epsilon_{cu1,\theta}$ (-)	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ (-)	$\epsilon_{c1,\theta}$ (-)	$\epsilon_{cu1,\theta}$ (-)
1	2	3	4	5	6	7
20	1.00	0.0025	0.0200	1.00	0.0025	0.0200
100	1.00	0.0040	0.0225	1.00	0.0040	0.0225
200	0.95	0.0055	0.0250	0.97	0.0055	0.0250
300	0.85	0.0070	0.0275	0.91	0.0070	0.0275
400	0.75	0.0100	0.0300	0.85	0.0100	0.0300
500	0.60	0.0150	0.0325	0.74	0.0150	0.0325
600	0.45	0.0250	0.0350	0.60	0.0250	0.0350
700	0.30	0.0250	0.0375	0.43	0.0250	0.0375
800	0.15	0.0250	0.0400	0.27	0.0250	0.0400
900	0.08	0.0250	0.0425	0.15	0.0250	0.0425
1000	0.04	0.0250	0.0450	0.06	0.0250	0.0450
1100	0.01	0.0250	0.0475	0.02	0.0250	0.0475
1200	0.00	-	-	0.00	-	-

b) Relación tensión - deformación del hormigón bajo compresión según proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021

En esta última actualización, el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), contempla la relación tensión - deformación de hormigones de resistencia normal y de alta resistencia, marcando el límite entre ambas en los 70 MPa. Así también mantiene la diferenciación según el tipo de árido: silíceo y calizo. Los hormigones de este apartado corresponden a hormigones de peso normal, para hormigones con áridos ligeros se sugiere establecer un modelo en base a ensayos experimentales.

Los principales parámetros del modelo planteado son los mismos que los ya mostrados en la anterior versión de la norma. Su representación gráfica se muestra en la Figura 2.7 y los parámetros mencionados corresponden a:

- La resistencia a compresión $f_{c,\theta}$.
- La deformación unitaria $\epsilon_{c1,\theta}$ correspondiente a $f_{c,\theta}$.
- La deformación última $\epsilon_{cu1,\theta}$.



Fuente: (CEN, 2021)

Figura 2.7 Modelo matemático para la relación tensión - deformación unitaria del hormigón bajo compresión a elevadas temperaturas

Las funciones del modelo matemático representado en la Figura 2.7, son las mismas que se mostraron anteriormente en la Tabla 2.1. Sin embargo, con respecto a los coeficientes de reducción de las tensiones y de las deformaciones unitarias a aplicar en la relación tensión - deformación del hormigón de peso normal a elevadas temperaturas, éstos presentan algunos cambios en comparación a lo ya mostrado en la Tabla 2.2.

Los valores actualizados se presentan en la Tabla 2.3, donde se observa que se ha clasificado al hormigón de peso normal, según el tipo de árido y la resistencia a compresión del hormigón, agregando en esta nueva versión, los coeficientes de reducción de las tensiones de hormigones con una resistencia a compresión mayor o igual a 70 MPa. Los coeficientes de reducción de las tensiones para los hormigones menores a 70 MPa, así como todas las deformaciones unitarias independientemente de su resistencia, son los mismos a los proporcionados por la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) (ver Tabla 2.2).

Por último, en este proyecto de norma también se han presentado algunas formulaciones para el cálculo de la resistencia residual del hormigón, pero al quedar fuera del alcance de esta tesis no se han incluido.

Tabla 2.3 Valores para los coeficientes de reducción de las tensiones y de las deformaciones unitarias del hormigón de peso normal

Fuente: (CEN, 2021)

Temperatura del hormigón θ_c	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{ck}$			$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$
	$f_{ck} < 70\text{MPa}$		$f_{ck} \geq 70\text{MPa}$		
	Áridos silíceos	Áridos calizos	Cualquier tipo de árido		
(°C)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
1	2	3	4	5	6
20	1.00	1.00	1.00	0.0025	0.0200
100	1.00	1.00	1.00	0.0040	0.0225
200	0.95	0.97	0.75	0.0055	0.0250
300	0.85	0.91	0.75	0.0070	0.0275
400	0.75	0.85	0.75	0.0100	0.0300
500	0.60	0.74	0.60	0.0150	0.0325
600	0.45	0.60	0.45	0.0250	0.0350
700	0.30	0.43	0.30	0.0250	0.0375
800	0.15	0.27	0.15	0.0250	0.0400
900	0.08	0.15	0.08	0.0250	0.0425
1000	0.04	0.06	0.04	0.0250	0.0450
1100	0.01	0.02	0.01	0.0250	0.0475
1200	0.00	0.00	0.00	-	-

- Resistencia a tracción del hormigón

En la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) y en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), la resistencia a tracción del hormigón se calcula de manera idéntica.

Se establece que la resistencia a tracción del hormigón a elevadas temperaturas ($f_{ct,\theta}$), puede ser despreciada, pero en caso de ser considerada tanto en los modelos de cálculo simplificados como en los avanzados, la resistencia a tracción característica del hormigón a elevadas temperaturas puede calcularse mediante el coeficiente $k_{ct} = f_{ct,\theta} / f_{ct}$. Este coeficiente de manera simplificada puede expresarse como:

$$k_{ct} = \begin{cases} 1.0 & \text{para } 20\text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100\text{ }^\circ\text{C} \\ (600 - \theta_c) / 500 & \text{para } 100\text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 600\text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.15}$$

En la Figura 2.8, se representa gráficamente el coeficiente de reducción de la resistencia a tracción del hormigón a elevadas temperaturas, de acuerdo con la Ec. 2.15.

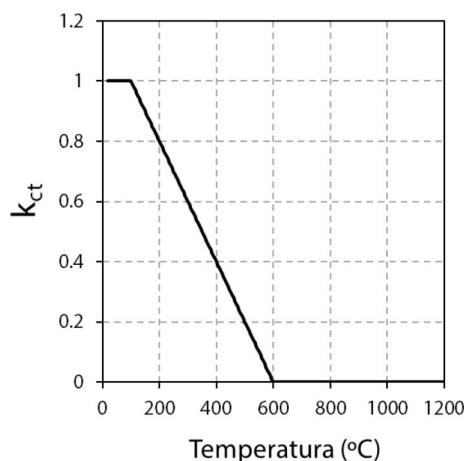


Figura 2.8 Coeficiente de reducción de tracción del hormigón (k_{ct})

2.1.2 Acero de las armaduras pasivas

Las propiedades de las barras de acero a elevadas temperaturas con las que se ha trabajado en esta tesis son las establecidas en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004). Sin embargo, tal y como se ha mencionado anteriormente, en la actualidad esta norma está en proceso de renovación con el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), donde también se ha modificado la relación tensión - deformación del acero, incorporando un nuevo parámetro, denominado resistencia equivalente ($f_{se,\theta}$), por lo que se presenta un análisis completo de lo que se estipula en ambas normativas.

La elongación térmica del acero por su parte está determinada de igual manera en las dos normas mencionadas. Las propiedades del acero se presentan a continuación.

Propiedades térmicas del acero

▪ **Elongación térmica del acero**

La elongación térmica de las armaduras de acero ϵ_{sth} pueden determinarse a partir de su longitud a 20 °C, de acuerdo con la ecuación establecida en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) y en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021) (ambas estipulan la misma ecuación). En la Figura 2.9 se muestra la gráfica de la elongación térmica del acero, dada en la Ec. 2.16.

$$\epsilon_{sth} = \begin{cases} -2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_s + 0.4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta_s^2 & \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_s \leq 750 \text{ }^\circ\text{C} \\ 11 \cdot 10^{-3} & \text{para } 750 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_s \leq 860 \text{ }^\circ\text{C} \\ -6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_s & \text{para } 860 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_s \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{Ec. 2.16}$$

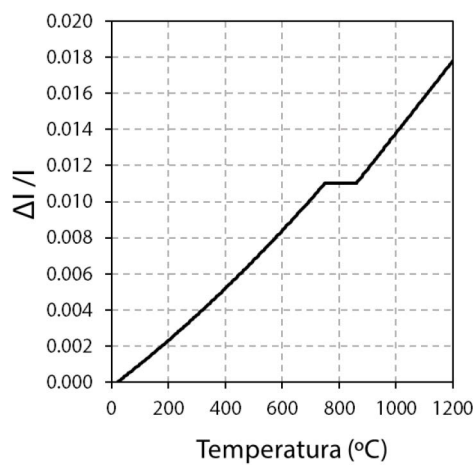


Figura 2.9 Elongación térmica del acero

Propiedades mecánicas del acero a altas temperaturas

La deformación total del acero (ϵ_{tot}), está dado por tres componentes (Espinós, 2012):

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{sth} + \epsilon_{\sigma} + \epsilon_{cr} \quad \text{Ec. 2.17}$$

donde,

ϵ_{sth} : elongación térmica del acero.

ϵ_{σ} : deformación unitaria instantánea relacionada con la tensión en el acero.

ϵ_{cr} : deformación unitaria por fluencia básica del acero.

A continuación, se presentan los modelos constitutivos del acero, los cuales representan el comportamiento mecánico del acero a altas temperaturas, establecidas en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004) y en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021). Cabe señalar que, en esta tesis, las deformaciones por fluencia básica del acero no han sido consideradas.

▪ Relación tensión - deformación del acero

a) Relación tensión - deformación del acero según la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008

De acuerdo con la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), la resistencia y deformación del acero dependen de tres parámetros principales:

- La pendiente del dominio lineal elástico $E_{s,\theta}$.
- El límite de proporcionalidad $f_{sp,\theta}$.
- El nivel máximo de tensión $f_{sy,\theta}$.

Pero, además de los tres parámetros principales, se tienen también las deformaciones unitarias correspondientes, las que se corresponden con:

- La deformación unitaria $\epsilon_{sp,\theta}$, correspondiente a la tensión $f_{sp,\theta}$.
- La deformación unitaria $\epsilon_{sy,\theta}$, correspondiente a la tensión $f_{sy,\theta}$.
- La deformación unitaria $\epsilon_{st,\theta}$, correspondiente con el final de la meseta plástica del acero.
- La deformación unitaria $\epsilon_{su,\theta}$, correspondiente con la deformación última del acero.

En la Figura 2.10 se muestra el modelo matemático de la relación tensión - deformación del acero a elevadas temperaturas. En la misma gráfica se señalan los tres parámetros y sus respectivas deformaciones unitarias. Se observa que el modelo se inicia con un régimen lineal elástico hasta llegar al límite de proporcionalidad. A continuación, hay un régimen no lineal hasta llegar al nivel máximo de tensión, produciéndose desde ese punto una deformación plástica del acero, cuya meseta plástica se mantiene en un rango hasta llegar a una deformación unitaria límite, donde posteriormente la tensión desciende linealmente hasta una deformación unitaria máxima donde la tensión es nula. En la Tabla 2.4, se presentan las

formulaciones del modelo matemático para la relación tensión - deformación del acero y los valores de sus respectivas deformaciones unitarias.

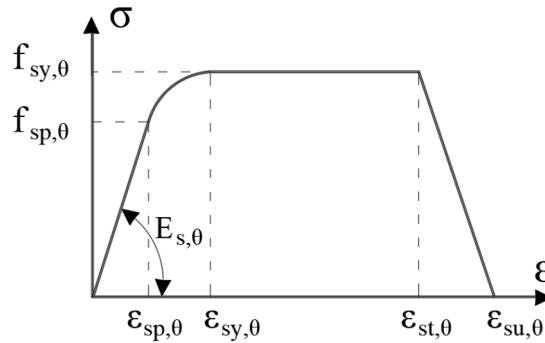


Figura 2.10 Modelo matemático para la relación tensión - deformación del acero a elevadas temperaturas

Tabla 2.4 Formulaciones del modelo matemático para la relación tensión - deformación del acero a altas temperaturas

Fuente: (CEN, 2004)

Rango	Tensión $\sigma_s(\theta_s)$	Módulo tangente
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon \cdot E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a) \cdot [a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0.5}$	$\frac{b \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a \cdot [a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0.5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} \cdot [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0.00	-
Parámetro*	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0.02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0.15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0.20$ Armadura pasiva de clase A: $\varepsilon_{st,\theta} = 0.05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0.10$	
Funciones	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c / E_{s,\theta})$ $b^2 = c \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
*La armadura pasiva de clase A se define en el anexo C de la norma EN 1992-1-1.		

Los valores de los coeficientes de reducción para la relación tensión - deformación del acero se presentan en la Tabla 2.5. Estas son válidas para aceros laminados en caliente y estirados en frío para armaduras pasivas (comprimadas y traccionadas).

Los valores presentados en la Tabla 2.5, corresponden a aceros de clase N, ya que son los usualmente recomendados. Para valores intermedios, se permite la interpolación lineal.

Tabla 2.5 Coeficientes de reducción para la relación tensión - deformación del acero de las armaduras pasivas a elevadas temperaturas

Fuente: (CEN, 2004)

Temperatura del acero θ_s (°C)	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	Laminado en caliente	Estirado en frío	Laminado en caliente	Estirado en frío	Laminado en caliente	Estirado en frío
1	2	3	4	5	6	7
20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00
200	1.00	1.00	0.81	0.92	0.90	0.87
300	1.00	1.00	0.61	0.81	0.80	0.72
400	1.00	0.94	0.42	0.63	0.70	0.56
500	0.78	0.67	0.36	0.44	0.60	0.40
600	0.47	0.40	0.18	0.26	0.31	0.24
700	0.23	0.12	0.07	0.08	0.13	0.08
800	0.11	0.11	0.05	0.06	0.09	0.06
900	0.06	0.08	0.04	0.05	0.07	0.05
1000	0.04	0.05	0.02	0.03	0.04	0.03
1100	0.02	0.03	0.01	0.02	0.02	0.02
1200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

b) Relación tensión - deformación del acero según el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021

En el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), la relación tensión - deformación del acero, está definida por cuatro parámetros principales:

- La pendiente del dominio lineal elástico $E_{s,\theta}$.
- El límite de proporcionalidad $f_{sp,\theta}$.
- El nivel máximo de tensión $f_{sy,\theta}$.
- La resistencia equivalente $f_{se,\theta}$.

Además de las tensiones y pendiente que conforman el modelo matemático de la tensión - deformación unitaria del acero, se tienen las deformaciones unitarias, que se corresponden con:

- La deformación unitaria $\epsilon_{sp,\theta}$, correspondiente a la tensión $f_{sp,\theta}$.
- La deformación unitaria $\epsilon_{se,\theta}$, correspondiente a la tensión $f_{se,\theta}$.

- La deformación unitaria $\epsilon_{sy,\theta}$, correspondiente a la tensión $f_{sy,\theta}$.
- La deformación unitaria $\epsilon_{st,\theta}$, correspondiente con el final de la meseta plástica del acero.
- La deformación unitaria $\epsilon_{su,\theta}$, correspondiente con la deformación última del acero.

El modelo matemático de la relación tensión - deformación del acero, se presenta en la Tabla 2.6 y en la Figura 2.11 se muestra su respectiva representación gráfica.

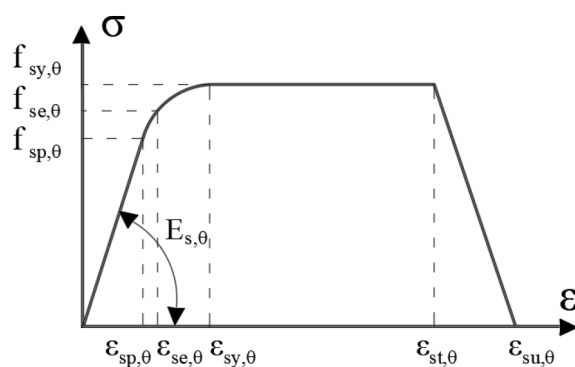


Figura 2.11 Modelo matemático para la relación tensión - deformación unitaria del acero a elevadas temperaturas

En la Figura 2.11, se representan los tres parámetros principales para la relación tensión - deformación del acero, dados en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), pero también un parámetro adicional, denominado resistencia equivalente ($f_{se,\theta}$) dado en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021). La resistencia equivalente ($f_{se,\theta}$) es la resistencia del acero para valores de deformación unitaria ubicados entre el límite de proporcionalidad ($\epsilon_{sp,\theta}$) y el del nivel máximo de tensión ($\epsilon_{sy,\theta}=2\%$). Este valor de resistencia equivalente ($f_{se,\theta}$), puede ser usado para calcular la temperatura crítica de la armadura de acero en los métodos tabulados (cláusula 6 del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021)). Del mismo modo, también puede emplearse para calcular la resistencia de las barras de acero con el nuevo método simplificado de cálculo de la resistencia al fuego de elementos estructurales de HA expuestos al fuego y bajo flexión pura o flexo - comprimidas (secciones 7.3.3 y 7.3.4 del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021)).

Los valores de los cuatro parámetros mencionados, se obtienen de la Tabla 2.7, cuyos valores en temperaturas intermedias pueden calcularse mediante interpolación lineal. Los valores corresponden a aceros laminados en caliente (o de dureza natural) y estirados en frío.

Tabla 2.6 Fórmulas para la tensión $\sigma_s(\theta_s)$ y el módulo tangente $E_{s,\theta}$ dependiente del rango de deformación del acero a altas temperaturas

Fuente: (CEN, 2021)

Rango		Tensión $\sigma_s(\theta_s)$	
1	$\epsilon_{sp,\theta}$	$\sigma_s(\theta_s) = \epsilon \cdot E_{s,\theta}$	
2	$\epsilon_{sp,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{sy,\theta}$	$\sigma_s(\theta_s) = f_{sp,\theta} - c + (b/a) \cdot [a^2 - (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon)^2]^{0.5}$	
3	$\epsilon_{sy,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{st,\theta}$	$\sigma_s(\theta_s) = f_{sy,\theta}$	
4	$\epsilon_{st,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{su,\theta}$	$\sigma_s(\theta_s) = f_{sy,\theta} \cdot [1 - (\epsilon - \epsilon_{st,\theta}) / (\epsilon_{su,\theta} - \epsilon_{st,\theta})]$	
5	$\epsilon = \epsilon_{su,\theta}$	$\sigma_s(\theta) = 0.00$	
Parámetro*		Armadura clase A	Armadura clase B y C
6	$\epsilon_{sy,\theta}$	0.02	
7	$\epsilon_{st,\theta}$	0.05	0.15
8	$\epsilon_{su,\theta}$	0.10	0.20
Funciones			
9	$a^2 = (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta}) \cdot (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta} + c / E_{s,\theta})$		
10	$b^2 = c \cdot (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2$		
11	$c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$		
*Armaduras de clase A, B y C están definidas en prEN 1992-1-1:2021, Anexo C			

Tabla 2.7 Coeficientes de reducción para la relación tensión - deformación del acero de las armaduras pasivas a elevadas temperaturas

Fuente: (CEN, 2021)

Temperatura del acero θ_s (°C)	$k_{sy,\theta} = f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$k_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$k_{se,\theta} = f_{se,\theta} / f_{yk}$	$k_{Es,\theta} = E_{s,\theta} / E_s$	
	Laminado en caliente	Estirado en frío	Laminado en caliente	Estirado en frío	Laminado en caliente o estirado en frío	Laminado en caliente	Estirado en frío
1	2	3	4	5	6	7	8
20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00
200	1.00	1.00	0.81	0.92	0.95	0.90	0.87
300	1.00	1.00	0.61	0.81	0.85	0.80	0.72
400	1.00	0.94	0.42	0.63	0.80	0.70	0.56
500	0.78	0.67	0.36	0.44	0.60	0.60	0.40
600	0.47	0.40	0.18	0.26	0.35	0.31	0.24
700	0.23	0.12	0.07	0.08	0.10	0.13	0.08
800	0.11	0.11	0.05	0.06	0.08	0.09	0.06
900	0.06	0.08	0.04	0.05	0.06	0.07	0.05
1000	0.04	0.05	0.02	0.03	0.04	0.04	0.03
1100	0.02	0.03	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02
1200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

2.2 Ensayos disponibles en la bibliografía

De acuerdo con los objetivos planteados en esta tesis doctoral, son de interés los ensayos experimentales de columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) y ASTM E-119 (ASTM, 2018) en flexión esviada, dado que serán la referencia para la calibración de los modelos desarrollados tanto térmicos como mecánicos en los sucesivos apartados de esta tesis. Para ello, en base a la bibliografía disponible, se ha dividido este apartado en dos grupos:

- Ensayos experimentales en columnas de HA bajo flexión esviada a temperatura ambiente.
- Ensayos experimentales en columnas de HA en situación de incendio bajo flexión recta y esviada.

Se han incluido ensayos a flexión esviada a temperatura ambiente y ensayos de flexión recta a altas temperaturas, debido a la casi nula disponibilidad de ensayos experimentales de columnas de HA en flexión esviada a altas temperaturas.

2.2.1 Columnas de HA a temperatura ambiente

De la bibliografía se han recopilado datos experimentales de columnas de HA bajo flexo - compresión esviada a temperatura ambiente, cuyas publicaciones han sido de gran importancia en el desarrollo de métodos de cálculo simplificados y avanzados de la capacidad portante de columnas de HA en las últimas décadas. Desde los años 60 se encuentran disponibles un importante número de informes y artículos de ensayos experimentales, publicados por investigadores como Bresler (1960), Meek (1963), Panell (1963), Parme et al. (1966) y Ramamurthy (1966). Trabajos que fueron continuados en las décadas siguientes por investigadores como Furlong (1979) y Hsu (1988), entre otros, quienes basados principalmente en las superficies de fallas de Bresler (1960), han complementado y revalidado las formulaciones simplificadas propuestas en la época. También se tienen trabajos más recientes como los publicados por Cedolin et al. (2008) y Shuaib & Saranath (1995), que han continuado con el desarrollo de nuevas formulaciones matemáticas para el cálculo de la capacidad portante de columnas cortas y esbeltas de HA bajo flexo - compresión esviada a temperatura ambiente.

Los artículos mencionados anteriormente, proporcionan un análisis de la influencia de ciertas variables relevantes sobre la resistencia de columnas de HA, así como también, nuevos métodos de cálculo y resultados experimentales. De entre estos resultados experimentales, esta tesis se centra en los siguientes:

- En la Tabla 2.8 se presentan los resultados experimentales publicados por Bresler (1960), pertenecientes a ocho columnas de HA de resistencia normal cargadas a flexo - compresión recta y esviada. Las características principales de las columnas fueron: sección rectangular de 152x203 mm, apoyos articulados, con cuatro y ocho barras, recubrimientos de hormigón de las armaduras de 25 y 44 mm, resistencia a compresión del hormigón de entre 25 a 40 MPa y excentricidades de la carga entre 0 y b (o h).

Tabla 2.8 Ensayos mecánicos de columnas cortas de HA a flexo - compresión recta y esviada a temperatura ambiente de Bresler

Fuente: (Bresler, 1960)

ID	b mm	h mm	Extr.	l m	n	Ø mm	u _s mm	f _c MPa	f _y MPa	e _z mm	e _y mm	N _{exp} kN
B-1	152	203	a-a	1.22	4	15.9	44	25.5	368.9	152	0	107
B-2	152	203	a-a	1.22	4	15.9	44	26.9	368.9	76	0	267
B-3	152	203	a-a	1.22	4	15.9	44	25.5	368.9	0	102	311
B-4	152	203	a-a	1.22	4	15.9	44	31.7	368.9	0	203	142
B-5	152	203	a-a	1.22	4	15.9	44	22.1	368.9	76	101	142
B-6	152	203	a-a	1.22	4	15.9	44	25.5	368.9	152	203	76
B-7	152	203	a-a	1.22	4	15.9	44	24.1	368.9	152	101	93
B-8	152	203	a-a	1.22	4	15.9	44	24.8	368.9	76	203	107

a-a : articulado - articulado.

- En la Tabla 2.9 por su parte, se presenta un extracto de los resultados experimentales publicados por Ramamurthy (1966), correspondientes a 33 columnas de HA bajo flexo - compresión esviada. Las características principales de las columnas fueron: sección cuadrada y rectangular con dimensiones que iban desde 152 a 304 mm, con apoyos articulados, con ocho barras, recubrimiento de hormigón de las armaduras de 25 mm, resistencia a compresión del hormigón de entre 20 a 50 MPa y excentricidades de la carga entre 15 mm y b (o h).

Tabla 2.9 Ensayos mecánicos de columnas cortas de HA a flexo - compresión esviada a temperatura ambiente de Ramamurthy

Fuente: (Ramamurthy, 1966)

ID	b mm	h mm	Extr.	l m	n	Ø mm	u _s mm	f _c MPa	f _y MPa	e _z mm	e _y mm	N _{exp} kN
A-4	203	203	a-a	2	8	12.7	25	47.9	234	41	153	284
A-5	203	203	a-a	2	8	12.7	25	42.7	234	48	178	236
A-6	203	203	a-a	2	8	12.7	25	40.3	234	53	203	172
A-8	203	203	a-a	2	8	12.7	25	31.9	234	28	76	476

Capítulo 2. Comportamiento de los materiales a altas temperaturas y ensayos disponibles

A-9	203	203	a-a	2	8	12.7	25	46.2	234	55	152	280
A-12	203	203	a-a	2	8	12.7	25	49.6	234	103	178	170
A-13	203	203	a-a	2	8	12.7	25	20.9	234	102	152	165
A-14	203	203	a-a	2	8	12.7	25	29.6	234	102	203	160
A-15	203	203	a-a	2	8	12.7	25	23.7	234	90	90	267
B-1	203	203	a-a	2	8	12.7	25	32.4	323	21	79	629
B-2	203	203	a-a	2	8	15.9	25	28.6	323	19	47	772
B-3	203	203	a-a	2	8	15.9	25	37.2	323	51	88	534
B-4	203	203	a-a	2	8	15.9	25	35.6	323	64	110	396
B-6	203	203	a-a	2	8	15.9	25	30.6	323	65	65	500
B-7	203	203	a-a	2	8	15.9	25	32.7	323	72	72	516
B-8	203	203	a-a	2	8	15.9	25	37.9	323	102	102	370
D-1	152	152	a-a	2	8	9.5	25	35.1	323	25	38	785
D-2	152	152	a-a	2	8	9.5	25	28.2	323	56	85	400
D-3	152	152	a-a	2	8	9.5	25	27.1	323	76	114	311
D-4	152	152	a-a	2	8	9.5	25	27.9	323	32	32	681
D-5	152	228	a-a	2	8	15.9	25	34.3	323	81	81	378
D-6	152	228	a-a	2	8	15.9	25	26.5	323	79	46	400
E-1	152	228	a-a	2	8	15.9	25	26	323	57	114	465
E-2	152	228	a-a	2	8	15.9	25	23.8	323	76	152	311
E-3	152	228	a-a	2	8	15.9	25	30.8	323	86	86	436
E-4	152	228	a-a	2	8	15.9	25	27.6	323	66	38	543
F-1	152	304	a-a	2	8	15.9	25	32.5	292	15	55	601
F-3	152	304	a-a	2	8	15.9	25	20	292	32	48	385
F-5	152	304	a-a	2	8	15.9	25	29.6	292	40	40	466
G-1	152	304	a-a	2	8	15.9	25	36.6	292	20	74	827
G-2	152	228	a-a	2	8	12.7	25	28	292	33	123	418
G-3	152	228	a-a	2	8	12.7	25	24	292	34	68	507
G-4	152	228	a-a	2	8	12.7	25	41.4	292	68	136	334

a-a : articulado - articulado.

Estos resultados experimentales serán parte de la validación del modelo numérico que se desarrolla en la presente tesis. El modelo que se desarrollará en los capítulos posteriores se centra en el comportamiento seccional de columnas de HA bajo flexo - compresión recta y esviada en situación de incendio. Pero debido a la casi nula existencia de resultados de ensayos experimentales disponibles en la bibliografía, que cumplan todos los requisitos requeridos (columnas cortas de HA bajo flexo - compresión esviada a altas temperaturas), cobran una relevante importancia los resultados extraídos en este apartado, ya que, aunque sean resultados a temperatura ambiente, permiten validar parte del modelo, específicamente sobre las características de columna corta de HA bajo flexo -

compresión esviada. Validación parcial que posteriormente se plantea complementar con otros resultados ensayos realizados a altas temperaturas.

Es por ello, que los resultados experimentales presentados en este apartado corresponden únicamente a columnas cortas, es decir, columnas cuyos efectos de segundo orden son despreciables en relación con los momentos resultantes de primer orden. El motivo de esta decisión es que el método de cálculo que se desarrolla en esta tesis es un método puramente seccional para columnas de HA, y por tanto, este no incluye los efectos de segundo orden.

2.2.2 Columnas de HA a altas temperaturas

Los ensayos de columnas de HA a altas temperaturas constan necesariamente de dos registros de datos:

- Registros de la variación de la temperatura en puntos de la sección transversal en un lapso, producto de un calentamiento externo.
- Registro del tiempo de la resistencia al fuego, además de las tensiones y deformaciones medidas en la columna, producto de la temperatura y la carga aplicada.

Por ello, a continuación, se ha dividido el análisis de los resultados de los ensayos en dos secciones: la primera enfocada en la parte térmica y otra sección dedicada a la parte termo - mecánica.

Datos térmicos

Los resultados de los ensayos térmicos son registros de temperaturas para diferentes tiempos de termopares ubicados en columnas de HA expuestas al fuego. Estos registros son parte de informes y/o artículos con campañas de ensayos que buscan evaluar la resistencia al fuego de las columnas.

Los informes y artículos que se han considerado y descrito en este trabajo se presentan a continuación. De estas fuentes, solo se extrajeron las características principales de las columnas ensayadas, más no los registros de las temperaturas de los termopares para cada tiempo de registro, debido a lo extenso de los datos, por lo que, si se requieren esos datos, se debe consultar directamente a los informes y artículos citados.

- El informe interno N°569 de Lie & Woollerton (1988). La batería de ensayos evaluó la resistencia al fuego de columnas de HA, considerando la influencia de las siguientes variables:

- Área de la sección transversal.
- Forma de la sección transversal (cuadrada, rectangular y circular).
- Recubrimiento de hormigón de las armaduras.
- Cuantía de armadura.
- Armadura lateral. Estribos dispuestos individualmente o en espiral.
- Mezcla de hormigón (tipo de árido).
- Contenido de humedad del hormigón.
- Condiciones de los apoyos.
- Restricción axial y rotacional de la columna.
- Nivel de carga.
- Excentricidad de la carga.
- Tiempo de exposición al fuego.

Para ello, durante los ensayos se registraron:

- Temperaturas en las columnas (lo que interesa en este apartado).
- Deflexiones en las columnas.
- Tiempos de fallo.
- Resistencia residual cuando la exposición al fuego fue corta.

En el informe en total se analizaron 41 columnas, todas de una longitud de 3.81 m. La mayoría de las columnas fueron expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018), a excepción de dos columnas, una que se rompió a temperatura ambiente y otra que estuvo expuesta a un calentamiento más intenso. Las dimensiones y características de las columnas ensayadas se muestran en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10 Extracto de la batería de ensayos de Lie & Woolerton

Fuente: (Lie & Woolerton, 1988)

Serie	Col.	b mm	h mm	HR %	f _c MPa	Árido	Nº de termopares	Modo de fallo	R _n h
I	1	305	305	5	-	silíceo	65	No	4:00
I	2	305	305	15	36.9	silíceo	66	C	2:50
I	3	305	305	70	34.2	silíceo	66	C	3:38
I	4	305	305	63	35.1	silíceo	64	C	3:40
I	5	406	406	9	40.7	silíceo	76	No	5:00
I	6	203	203	29	42.3	silíceo	57	P	3:00
I	7	305	305	74	36.1	silíceo	66	C	3:28
I	8	305	305	74	34.8	silíceo	66	C	2:26
I	9	305	305	75	38.3	silíceo	62	C	3:07
I	10	305	305	75	40.9	calizo	63	C	8:30

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

I	11	305	305	75	36.9	calizo	66	C	6:06
I	12	305	305	76	39.9	calizo	66	C	3:36
II	1	305	305	65	41.6	silíceo	42	C	5:40
II	2	305	305	75	43.6	silíceo	42	C	3:21
II	3	305	305	75	35.4	silíceo	42	C	3:30
II	4	305	305	75	52.9	silíceo	42	C	3:47
II	5	305	305	75	49.5	silíceo	42	C	3:54
II	6	305	305	79	46.6	ligero	42	P	3:08
II	7	305	305	80	42.5	ligero	26	C	4:19
II	8	305	305	61	42.6	silíceo	44	C	4:12
II	9	305	305	-	37.1	silíceo	44	C	3:45
II	10	406	406	80	38.8	silíceo	48	C	4:22
II	11	406	406	75	38.4	silíceo	48	C	4:45
II	12	406	406	68	46.2	silíceo	48	No	3:33
III	1	305	305	60	39.6	silíceo	42	C	4:02
III	2	305	305	64	39.3	silíceo	44	C	3:40
III	3	305	305	56	39.9	calizo	44	P	3:01
III	4	305	305	45	37.6	calizo	44	C	5:28
III	5	305	457	65	42.5	silíceo	28	C	5:56
III	6	203	914	58	42.1	silíceo	33	C	5:35
III	7	305	305	44	42.1	silíceo	24	P	2:50
III	8	305	305	32	42.8	silíceo	24	P	3:45
III	9	305	305	41	44.5	silíceo	23	P	3:30
III	10	305	305	64	38.8	silíceo	24	P	2:47
III	14	305	305	25	37.9	silíceo	24	P	3:03

C: fallo por compresión, P: fallo por pandeo.

- El informe interno N°601 de Lie & Irwin (1990), constaba de cuatro columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018) (a excepción de la columna N°3 cuyo calentamiento se desvió de lo programado). En la Tabla 2.11 se presenta un resumen de las principales características de las columnas ensayadas.

Tabla 2.11 Columnas experimentales de Lie & Irwin

Fuente: (Lie & Irwin, 1990)

Col.	b mm	h mm	f _c MPa	Áridos	HR %	Nº de termopares	Modo de fallo	R _n h
1	305	305	36.1	silíceo	74	66	C	3:28
2	305	305	42.6	silíceo	61	44	C	4:12
3	305	457	42.5	silíceo	65	28	C	6:36
4	203	915	42.1	silíceo	58	33	C	5:30

C: fallo por compresión.

- El informe interno de Kodur et al. (2001), consistió en una campaña de 15 columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018). En este estudio se analizaron variables como:
 - Resistencia del hormigón.
 - Tipo de árido en el hormigón.
 - Uso de fibras.
 - Tipo de fibras.
 - Nivel de carga.
 - Excentricidad de la carga (uniaxial).

Todas las columnas tenían las mismas dimensiones: una sección de 305x305 mm y una longitud de 3.81 m, además de ser expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018). Las características individuales pertinentes al análisis térmico de las columnas ensayadas se muestran la Tabla 2.12.

Tabla 2.12 Columnas experimentales de Kodur et al.

Fuente: (Kodur et al., 2001)

Col.	Fibras	Áridos	f _c MPa	R.H. %	Extr.	Nº de termopares	Modo de fallo	R _n min
TNC1	-	silíceo	40.2	90	e-e	9	C	278
TNC2	-	silíceo	40.2	51	e-e	9	C	204
TNC3	-	silíceo	40.2	92	a-a	9	C-B	90
THC4	-	silíceo	99.6	78	e-e	9	C-B	202
THC5	-	silíceo	99.6	58	e-e	9	C-B	234
THC6	-	silíceo	99.6	61	e-e	9	C-B	190
THC7	-	calizo	72.7	93	e-e	9	C-B	363
THC8	-	calizo	72.7	67	e-e	9	C-B	305
THC9	-	calizo	72.7	94	a-a	9	C-B	125
THS10	St.	silíceo	89.1	80	e-e	9	C-B	239
THS11	St.	silíceo	89.1	99	e-e	9	C-B	206
THS12	St.	silíceo	89.1	99	a-a	9	C	84
THP13	P.P	silíceo	86.6	94	e-e	9	C	271
THP14	P.P	silíceo	86.6	85	e-e	9	C-B	233
THP15	P.P	silíceo	86.6	97	a-a	9	C-B	88

St: fibras de acero, P.P: fibras de polipropileno, e-e: empotrado - empotrado, a-a: articulado - articulado, C: fallo por compresión, C-B: fallo combinado de compresión y pandeo.

Datos de resistencia al fuego de columnas de HA bajo flexo - compresión recta

Para la evaluación termo - mecánica de columnas de HA bajo flexo - compresión recta, se presentan los tiempos de resistencia al fuego de 74 columnas, los cuales consisten en un compendio de resultados experimentales de columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura. Este compendio ha sido muy utilizado por diversos investigadores del área de la resistencia al fuego, incluyendo a los comités de la norma EN 1992-1-2: 2004+AC:2008 (CEN, 2004) y del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021). En la Tabla 2.13 se presenta el compendio de ensayos, cuyos resultados experimentales corresponden a los publicados por cuatro laboratorios diferentes:

- 39 ensayos en la Universidad Técnica de Braunschweig en Alemania (TUBr) (Haß, 1986).
- 12 ensayos en la Universidad de Gante en Bélgica (RUG) (Dotreppe et al., 1997).
- Cuatro ensayos en la Universidad de Lieja en Bélgica (ULG) (Dotreppe et al., 1997).
- 19 ensayos en el Consejo Nacional de Investigación de Canadá (NRC) (Lie & Woollerton, 1988).

Los datos experimentales han sido extraídos del compendio elaborado por Gernay (2019) y publicado en el artículo *Fire resistance and burnout resistance of reinforced concrete columns*, en la revista *Fire Safety Journal*.

Las características principales de las columnas ensayadas y mostradas en la Tabla 2.13 son las siguientes: las secciones de hormigón van desde los 200x200 mm a los 406x406 mm, la configuración de armado varía entre cuatro y ocho barras, con diámetros de entre 12 a 25.5 mm, el recubrimiento de hormigón de las armaduras varía entre 23 a 48 mm, el alto de las columnas varía entre 2.1 a 5.71 m, la excentricidad de la carga se extiende entre 0 a 150 mm (flexión recta) y el rango de la resistencia a compresión del hormigón es de 24.4 a 49.5 MPa. Además, las 74 columnas de HA ensayadas a fuego fueron expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura, 55 de ellas bajo la curva ISO 834 (CEN, 2002) (columnas ensayadas en Europa) y las otras 19 bajo la curva ASTM E-119 (ASTM, 2018) (columnas ensayadas en Canadá).

Tabla 2.13 Base de datos experimental de ensayos de resistencia al fuego de columnas de HA

Fuente: (Gernay, 2019)

Lab	#	l m	Extr.	b mm	h mm	n	Ø mm	c mm	e mm	f _c MPa	f _y MPa	N _{exp} kN	R _{fi} min
TUBr	1	3.76	a-a	300	300	6	20	28	30	24.4	487	710	86
TUBr	2	3.76	a-a	300	300	6	20	28	0	24.4	487	930	84
TUBr	3	3.76	a-a	300	300	6	20	28	0	24.4	487	930	138
TUBr	4	4.76	a-a	300	300	6	20	28	30	24.4	487	650	63
TUBr	5	4.76	a-a	300	300	6	20	28	0	24.4	487	880	108
TUBr	6	5.76	a-a	300	300	6	20	28	30	24.4	487	600	61
TUBr	7	5.76	a-a	300	300	6	20	28	0	24.4	487	800	58
TUBr	8	3.76	a-a	200	200	4	20	28	0	24.4	487	420	58
TUBr	9	3.76	a-a	200	200	4	20	28	0	24.4	487	420	66
TUBr	10	4.76	a-a	200	200	4	20	28	0	24.4	487	340	48
TUBr	11	4.76	a-a	300	300	6	20	28	30	31.1	462	650	80
TUBr	12	4.76	a-a	300	300	6	20	28	30	31.1	462	650	69
TUBr	13	4.76	a-a	300	300	6	20	28	15	31.1	462	740	85
TUBr	14	4.76	a-a	200	200	4	20	28	10	31.1	462	280	49
TUBr	15	4.76	a-a	200	200	4	20	28	20	31.1	462	240	36
TUBr	16	4.76	a-a	300	300	6	20	28	90	31.1	462	460	75
TUBr	17	4.76	a-a	300	300	6	20	28	150	31.1	462	360	65
TUBr	18	4.76	a-a	200	200	4	20	28	60	31.1	462	170	49
TUBr	19	4.76	a-a	200	200	4	20	28	100	31.1	418	130	53
TUBr	20	3.8	a-a	300	300	6	20	28	30	33.6	458	845	111
TUBr	21	3.8	a-e	300	300	6	20	28	50	33.6	418	780	125
TUBr	22	5.76	a-a	200	200	4	20	28	10	32.8	443	208	40
TUBr	23	4.76	a-e	300	300	6	20	28	15	31.1	433	735	160
TUBr	24	4.76	a-e	300	300	6	20	28	150	43.7	544	355	89
TUBr	25	4.76	a-a	300	300	6	20	28	15	31.9	499	735	93
TUBr	26	4.76	a-a	300	300	6	20	28	30	38.6	449	645	135
TUBr	27	4.76	a-a	300	300	6	20	28	5	38.6	404	1224	48
TUBr	28	3.76	a-a	300	300	6	20	28	5	42.8	452	1695	57
TUBr	29	4.7	a-a	300	300	6	20	28	5	35.3	505	1548	38
TUBr	30	4.7	a-a	300	300	6	14	28	10	31.9	503	970	55
TUBr	31	4.7	a-a	300	300	6	20	28	10	31.9	526	1308	57

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

TUBr	32	4.7	a-a	300	300	6	14	28	150	31.9	503	280	49
TUBr	33	4.7	a-a	300	300	6	20	28	150	31.9	526	465	50
TUBr	34	5.71	a-a	200	200	6	14	23	100	42	480	140	31
TUBr	35	5.71	a-a	200	200	6	14	23	10	42	477	245	40
TUBr	36	5.71	a-a	200	200	6	14	23	50	42	480	172	35
TUBr	37	5.71	a-a	200	200	6	14	23	10	42	482	175	49
TUBr	38	5.71	a-a	200	200	6	14	23	50	42	485	122	52
TUBr	39	5.71	a-a	200	200	6	14	23	10	42	478	128	72
RUG	40	3.9	a-a	300	300	4	16	25	0	34.4	576	950	61
RUG	41	3.9	a-a	300	300	4	16	25	0	35.9	576	622	120
RUG	42	3.9	a-a	300	300	4	16	25	20	37	576	220	125
RUG	43	3.9	a-a	300	300	4	16	25	20	33.8	576	664	128
RUG	44	3.9	a-a	300	300	4	16	25	0	29.7	576	422	116
RUG	45	3.9	a-a	300	300	4	16	40	20	37	576	349	123
RUG	46	3.9	a-a	300	300	8	16	25	20	36.4	576	370	126
RUG	47	3.9	a-a	400	400	8	16	25	20	30	576	1650	93
RUG	48	3.9	a-a	300	200	6	12	25	20	31.6	493	300	60
RUG	49	3.9	a-a	300	200	6	12	25	20	30	493	178	120
RUG	50	3.9	a-a	300	200	6	12	35	20	32.9	493	283	60
RUG	51	3.9	a-a	300	300	6	12	35	20	32.8	493	334	120
ULg	52	2.1	a-a	300	300	4	16	25	0	32.3	576	1270	63
ULg	53	2.1	a-a	300	300	4	16	25	0	32	576	803	123
ULg	54	2.1	a-a	300	200	6	12	25	0	33.6	493	611	107
ULg	55	2.1	a-a	300	200	6	12	35	0	31.6	493	620	97
NRC	56	3.81	e-e	305	305	4	25.5	48	0	36.9	444	1333	170
NRC	57	3.81	e-e	305	305	4	25.5	48	0	34.2	444	800	218
NRC	58	3.81	e-e	305	305	4	25.5	48	0	35.1	444	711	220
NRC	59	3.81	e-e	203	203	4	20	48	0	42.3	442	169	180
NRC	60	3.81	e-e	305	305	4	25.5	48	0	36.1	444	1067	208
NRC	61	3.81	e-e	305	305	4	25.5	48	0	34.8	444	1778	146
NRC	62	3.81	e-e	305	305	4	25.5	48	0	38.3	444	1333	187
NRC	63	3.81	e-e	305	305	4	25.5	48	0	43.6	444	1044	201
NRC	64	3.81	e-e	305	305	4	25.5	48	0	35.4	444	916	210
NRC	65	3.81	e-e	305	305	4	25.5	48	0	52.9	444	1178	227
NRC	66	3.81	e-e	305	305	4	25.5	48	0	49.5	444	1067	234

Capítulo 2. Comportamiento de los materiales a altas temperaturas y ensayos disponibles

NRC	67	3.81	e-e	305	305	8	25.5	48	0	42.9	444	978	252
NRC	68	3.81	e-e	305	305	8	25.5	48	0	37.1	444	1333	225
NRC	69	3.81	e-e	406	406	8	25.5	48	0	38.8	444	2418	262
NRC	70	3.81	e-e	406	406	8	32.3	48	0	38.4	414	2795	285
NRC	71	3.81	a-e	305	305	4	25.5	48	0	39.6	444	800	242
NRC	72	3.81	a-e	305	305	4	25.5	48	0	39.3	444	1000	220
NRC	73	3.81	a-a	305	305	4	25.5	48	25	39.9	444	1000	181
NRC	74	3.81	a-e	305	305	4	25.5	48	25	37.9	444	1178	183

a-a: articulado - articulado, a-e: articulado - empotrado y e-e: empotrado - empotrado.

Datos de resistencia al fuego bajo flexo - compresión esviada

Para la evaluación termo - mecánica de columnas de HA bajo flexo - compresión esviada, se han encontrado escasas publicaciones. Solo se ha podido recabar dos artículos científicos con resultados experimentales. Un artículo publicado por investigadores de la Universidad de Coímbra en Portugal (Martins & Rodrigues, 2010) y otro publicado unos años más tarde por investigadores de la Universidad Tecnológica de Nanyang en Singapur (Tan & Nguyen, 2013). Estos resultados experimentales pertenecen a columnas de HA que tienen restringidas parcialmente su deformación térmica axial. La restricción térmica axial de las columnas no es parte de los objetivos de estudio de esta tesis, por lo cual se presentan solo por su proximidad con el objetivo de estudio de esta tesis, pero los datos no son empleados en la validación del modelo desarrollado.

Tabla 2.14 Datos de las columnas ensayadas por Martins & Rodrigues

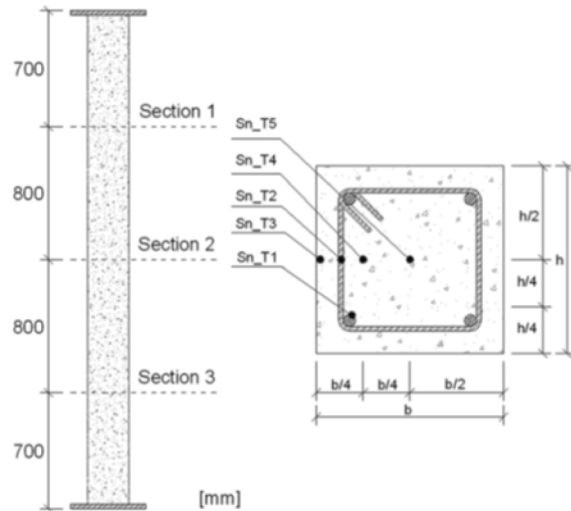
Fuente: (Martins & Rodrigues, 2010)

Referencia	h mm	b mm	l mm	Extr.	u _s mm	Nº barras	Ø	e _y , e _z mm	f _c MPa	f _y MPa
C25-16-K1-E2	250	250	3000	e-e	44	4	16	250, 250	20	500

e-e: empotrado - empotrado. Las rotaciones en los extremos fueron muy pequeñas.

K1: rigidez de la restricción parcial de las deformaciones axiales. Su valor es de 13kN/mm.

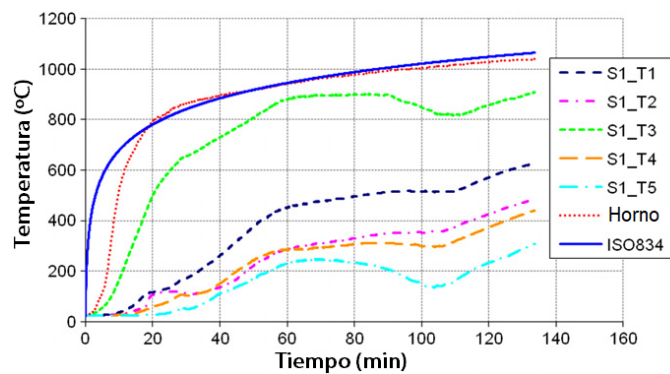
En la Tabla 2.14, se muestra que la columna de HA ensayada a flexo - compresión esviada bajo una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), corresponde a una columna de tres metros de alto y una sección de 250x250 mm, con cuatro barras de 16 mm de diámetro. Con respecto a la posición de la carga aplicada presentaba una gran excentricidad en ambos ejes principales. Además, como se mencionó anteriormente, la columna tenía una restricción parcial de la deformación axial que correspondía a una rigidez axial de 13 kN/mm.



Fuente: (Martins & Rodrigues, 2010)

Figura 2.12 Localización de los termopares en las columnas ensayadas

En la Figura 2.12 se muestra que se ubicaron termopares en tres niveles de la columna a 700 mm de cada extremo y otro a mitad de altura de la columna. En cada una de las secciones transversales, se posicionaron cuatro termopares a lo largo del eje de simetría de uno de sus lados, habiendo en total, por tanto, 12 termopares.



Fuente: adaptada de (Martins & Rodrigues, 2010)

Figura 2.13 Perfiles de temperatura

En la Figura 2.13 se observa que la temperatura registrada para el horno dentro de los primeros 20 min es inferior a la curva normalizada tiempo - temperatura ISO

834 (CEN, 2002), pero para los tiempos posteriores a 20 min, ambas curvas de calentamiento ya son casi idénticas. En cuanto a las temperaturas registradas por los termopares ubicados en la sección 1 (zona superior de la columna), se observaron ciertas disminuciones de temperaturas en algunos tiempos, lo cual se puede asociar a un mal funcionamiento de alguna parte del sistema de registro de los termopares, pero ya que fueron solo lapsos cortos, estos no afectaron en gran medida al registro de temperaturas.

Tabla 2.15 Resultados del ensayo

Fuente: (Martins & Rodrigues, 2010)

Col.	N_0 kN	N_{max} kN	N_{rest} kN	N_{max}/N_0	Restricción axial	R_{fi} min
C25-16-K1-E2	45.99	121.19	75.20	2.635	0.02	247

donde,

N_0 : carga aplicada inicial (carga de servicio).

N_{max} : fuerza axial máxima, $N_{max} = N_0 + N_{rest}$

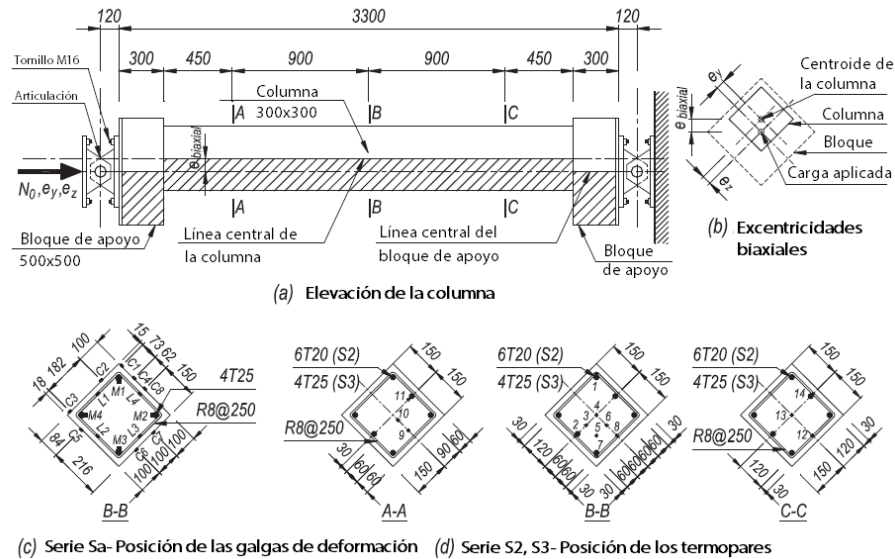
N_{rest} : fuerza restrictiva máxima.

Restricción axial : rigidez axial de las restricciones / rigidez axial de la columna.

Por lo tanto, en la Tabla 2.15 se observa que restringir parcialmente la deformación térmica axial produjo un gran aumento de la carga sobre la columna, siendo incluso la carga producida por la restricción axial mayor a la misma carga inicial aplicada.

Por su parte, Tan & Nguyen (2013) han publicado los resultados de los ensayos de seis columnas de HA bajo flexo - compresión esviada expuestas a una curva de calentamiento. En la Figura 2.14 se presenta un esquema de detalle de las seis columnas, cuyas dimensiones son iguales para todas ellas. En ella se aprecia que el montaje de la columna consta de dos partes, un bloque de HA en cada extremo y la columna entre ambos bloques. El centroide de los bloques está desplazado con respecto a al centroide de la columna, ya que de esa manera se proporcionaron las excentricidades a las cargas axiales aplicadas.

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio



Fuente: adaptada de (Tan & Nguyen, 2013)

Figura 2.14 Detalle de una columna típica de ensayo

De las características de las columnas resumidas en la Tabla 2.16, se puede recalcar que, en situación de incendio, se tenían dos configuraciones de columnas (S2 y S3), una con un armado de seis barras de 20 mm de diámetro y un hormigón con resistencia a compresión de 55.3 MPa y la otra columna con solo armadura en las esquinas, cuyo diámetro era de 25 mm y con un hormigón con resistencia a compresión de 29.3 MPa. Dentro las variables analizadas se encuentran las excentricidades de las cargas y el nivel de restricción de la deformación axial aplicada en los extremos de la columna. Además, cabe señalar que todas las columnas fueron cargadas con un mismo nivel de carga $\mu_{fi} = 0.55$.

Tabla 2.16 Datos de las columnas ensayadas

Fuente: (Tan & Nguyen, 2013)

Serie	Col.	b mm	h mm	e_z, e_y mm	Barras	f_c MPa	Propiedades de las barras	μ_{fi}	α_r
S2	C2-1-25	300	300	25, 25	6 \varnothing 20	55.3	$f_y=550$ MPa $f_u=649$ MPa $E_s=196$ GPa	55%	3.5%
	C2-2-40	300	300	40, 40					
	C2-3-60	300	300	60, 60					
S3	C3-1-25	300	300	25, 25	4 \varnothing 25	29.3	$f_y=554$ MPa $f_u=648$ MPa $E_s=201$ GPa	55%	6.0%
	C3-2-40	300	300	40, 40					
	C3-3-60	300	300	60, 60					

Nota: el recubrimiento mecánico de las armaduras es de 30mm.

donde,

$$\alpha_r = K_r / K_{col} (\%).$$

K_r : rigidez equivalente de la suma de las rigideces combinadas de la viga de acero y el marco de pruebas.

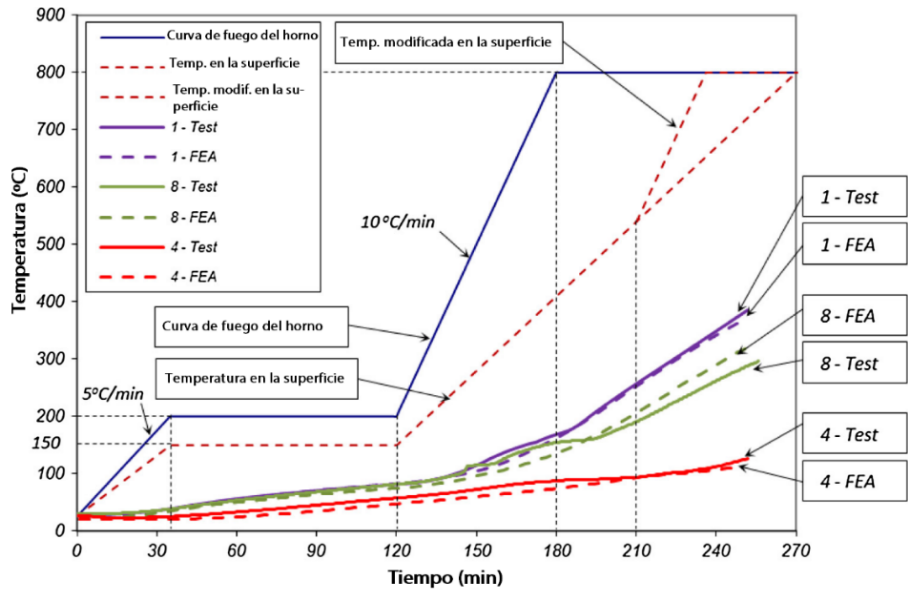
K_{col} : rigidez axial de la columna.

El calentamiento de las columnas no fue efectuado con una curva normalizada tiempo - temperatura, sino por una diferente adaptada al horno (ver Figura 2.15). En la gráfica se observa, que la curva de calentamiento tiene forma escalonada, con dos escalones, uno a 200 °C y otro a 800 °C (temperatura máxima en el calentamiento). Además de los dos escalones, la curva de calentamiento está compuesta por dos gradientes de temperaturas diferentes de 5 °C/min y 10 °C/min. Además, de los perfiles de temperaturas de la Figura 2.15, se observan que los registros térmicos del ensayo son muy similares a los obtenidos con el modelo de elementos finitos utilizado por los investigadores.

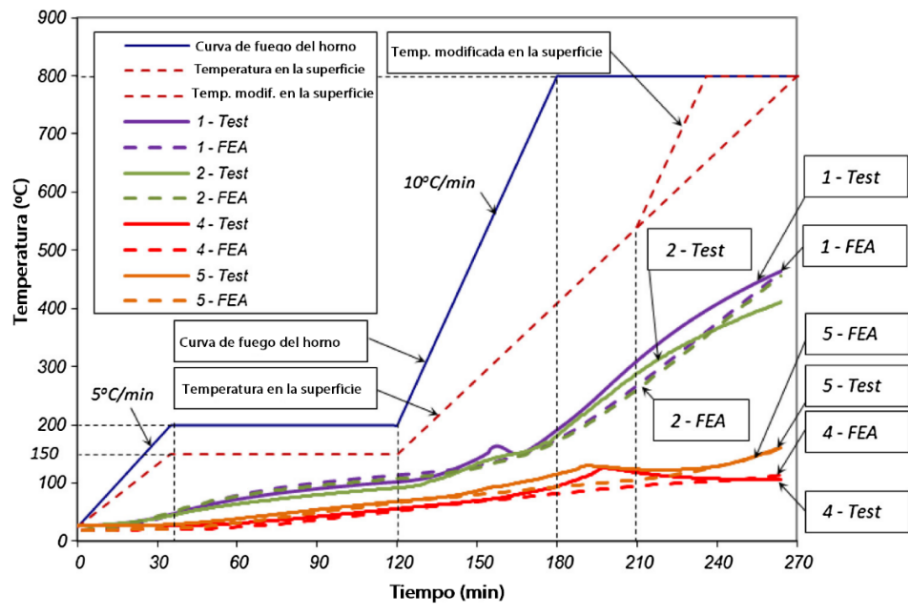
En la Tabla 2.17 y la Tabla 2.18 se presentan las restricciones aplicadas en las columnas y los tiempos de fallos de las columnas, respectivamente. En la Tabla 2.17 se observa que, para cada serie de columnas, existe una única rigidez de restricción a la deformación axial, ya que esta depende solo de la rigidez de la columna y no de la carga aplicada ni de su respectiva excentricidad.

Con respecto a los resultados obtenidos por Tan & Nguyen (2013), en la Tabla 2.18, se observa que, para un mismo nivel de carga inicial aplicado, a mayor excentricidad la carga total es menor (suma de la carga inicial y la fuerza restrictiva).

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio



(a) Test series S2



(b) Test series S3

Fuente: adaptada de (Tan & Nguyen, 2013)

Figura 2.15 Perfiles de temperatura

Tabla 2.17 Restricción axial de la rigidez experimental

Fuente: (Tan & Nguyen, 2013)

Serie	Col.	K_{col} kN/mm	K_r kN/mm	α_r
S2	C2-1-25	861.59	30.40	3.5
	C2-2-40	861.59	30.40	3.5
	C2-3-60	861.59	30.40	3.5
S3	C3-1-25	805.89	48.49	6.0
	C3-2-40	805.89	48.49	6.0
	C2-3-60	805.89	48.49	6.0

Tabla 2.18 Tiempos de fallo de los ensayos

Fuente: (Tan & Nguyen, 2013)

Serie	Col.	Carga kN	t_s^{test}	t_c^{test}	Modo de fallo
S2	C2-1-25	1150	189	219	C
	C2-2-40	920	198	253	C
	C2-3-60	650	193	248	C
S3	C3-1-25	860	196	264	C
	C3-2-40	680	181	250	C
	C2-3-60	530	168	242	C

S: fallo por estabilidad, C: combinado (fallo del material durante el pandeo).

Bibliografía

- Anderberg, Y., & Thelandersson, S. (1976). Bulletin 54: Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures. 2. Experimental investigation and material Behaviour model. (Bulletin of Division of structural Mechanics and Concrete Construction).
- ASTM. (2018). Designation: E119 - 18 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. <https://doi.org/10.1520/E0119-18>
- Bresler, B. (1960). Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending. *Journal of the American Concrete Institute*, 57(11), 481–490.
- Cedolin, L., Cusatis, G., Eccheli, S., & Roveda, M. (2008). Capacity of rectangular cross sections under biaxially eccentric loads. *ACI Structural Journal*, 105(2), 215–224.
- CEN. (2002). EN 1991-1-2:2002 + AC:2013. Acciones en estructuras - Parte 1-2: Acciones en estructuras expuestas al fuego.
- CEN. (2004). EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-2: Reglas generales - Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- CEN. (2013). EN 206:2013 + A2:2021. Hormigón. Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad.
- CEN. (2021). prEN 1992-1-2:2021-09. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.
- Dotreppe, J.-C., Franssen, J.-M., Bruls, A., Baus, R., Vandeveldel, P., Minne, R., van Nieuwenburg, D., & Lambotte, H. (1997). Experimental research on the determination of the main parameters affecting the behaviour of reinforced concrete columns under fire conditions. *Magazine of Concrete Research*, 49(179), 117–127. <https://doi.org/10.1680/mac.1997.49.179.117>

- Espinós, A. (2012). Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical slender concrete filled tubular columns [Universidad Politécnica de Valencia]. www.editorial.upv.es
- Furlong, R. (1979). Concrete columns under biaxially eccentric thrust. *Journal of the American Concrete Institute*, 76(10), 1093–1118.
- Gernay, T. (2012). Effect of transient creep strain model on the behavior of concrete columns subjected to heating and cooling. *Fire Technology*, 48(2), 313–329. <https://doi.org/10.1007/s10694-011-0222-0>
- Gernay, T. (2019). Fire resistance and burnout resistance of reinforced concrete columns. *Fire Safety Journal*, 104, 67–78. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2019.01.007>
- Harmathy, T. Z. (1970). Thermal properties of concrete at elevated temperatures. *Journal of Materials*, 5(1), 47–74.
- Haß, R. (1986). Zur praxisgerechten brandschutztechnischen beurteilung von stützen aus stahl und beton (Vol. 69) [Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, IBMB, der Technischen Universität Braunschweig - Materialprüfanstalt für das Bauwesen - MPA Braunschweig]. <https://doi.org/10.24355/dbbs.084-201310181517-0>
- Hsu, C.-T. T. (1988). Analysis and design of square and rectangular columns by equation of failure surface. *ACI Structural Journal*, 85(2), 167–179.
- Khoury, G. A., Dias, W. PS., & Sullivan, P. J. E. (1986). Deformation of concrete and cement paste loaded at constant temperatures from 140 to 724°C. *Materials and Structures*, 19(2), 97–104. <https://doi.org/10.1007/BF02481753>
- Khoury, G. A., Grainger, B. N., & Sullivan, P. J. E. (1985). Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents. *Magazine of Concrete Research*, 37(132), 131–144. <https://doi.org/10.1680/macr.1985.37.132.131>

- Kodur, V. K. R., Cheng, F. P., Wang, T. C., Latour, J. C., & Leroux, P. (2001). Fire resistance of high - performance concrete columns. <https://doi.org/http://doi.org/10.4224/20378506>
- Li, L., & Purkiss, J. (2005). Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, 40(7), 669–686. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2005.06.003>
- Lie, T. T. (1984). A procedure to calculate fire resistance of structural members. *Fire and Materials*, 8(1), 40–48. <https://doi.org/10.1002/fam.810080108>
- Lie, T. T., & ASCE Committe on Fire Protection. (1992). *ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice N° 78: Structural Fire Protection*.
- Lie, T. T., & Irwin, R. J. (1990). Internal Report N° 601: Evaluation of the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross-sections. <https://doi.org/10.4224/20359214>
- Lie, T. T., & Woollerton, J. L. (1988). Internal Report N° 569: Fire resistance of reinforced concrete columns: Test results. <https://doi.org/10.4224/20386656>
- Martins, A. M. B., & Rodrigues, J. P. C. (2010). Fire resistance of reinforced concrete columns with elastically restrained thermal elongation. *Engineering Structures*, 32(10), 3330–3337. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.07.005>
- Meek, J. (1963). Ultimate Strength of Columns with Biaxially Eccentric Loads. *Journal of the American Concrete Institute*, 60, 1053–1064.
- Panell, F. N. (1963). Failure surfaces for members in compression and biaxial bending. *Journal of the American Concrete Institute*, 60(1), 129–140.
- Parme, A., Nieves, J., & Gouwens, A. (1966). Capacity of reinorced rectangular columns subject to biaxial bending. *Journal of the American Concrete Institute*, 63(9), 911–924.

- Ramamurthy, L. N. (1966). Investigation of the ultimate strength of square and rectangular columns under biaxially eccentric loads. *ACI Symposium Publication*, 13, 263–298.
- Shuaib, H. A., & Saranath, L. W. (1995). Model for behavior of slender reinforced concrete columns under biaxial bending. *ACI Structural Journal*, 92(2), 188–198.
- Tan, K.-H., & Nguyen, T.-T. (2013). Experimental behaviour of restrained reinforced concrete columns subjected to equal biaxial bending at elevated temperatures. *Engineering Structures*, 56, 823–836. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.06.013>
- Terro, M. (1998). Numerical Modeling of the Behavior of Concrete Structures in Fire. *ACI Structural Journal*, 95(2). <https://doi.org/10.14359/538>
- Yin, J., Zha, X., & Li, L. (2006). Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tube columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 62(7), 723–729. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.11.011>

Capítulo 3

ANÁLISIS TÉRMICO SECCIONAL DE COLUMNAS DE HA

El primer paso para elaborar el modelo de cálculo avanzado termo - mecánico, objeto de esta tesis, es desarrollar el modelo térmico que permita conocer la distribución seccional de temperaturas, empleando las propiedades presentadas en el capítulo anterior.

Por tanto, este Capítulo 3 está dividido en tres apartados generales. El primero introduce los principios del análisis térmico, donde se presentan los aspectos básicos de la transferencia de calor en la ingeniería de protección contra incendios y se contextualiza el problema térmico que se necesita resolver. En el segundo apartado se presenta una revisión bibliográfica de los métodos avanzados de análisis térmico más destacados, con particular desarrollo del método térmico de diferencias finitas, ya que este método formará parte del modelo avanzado descrito en el Capítulo 5. Por último, en el tercer apartado se analizan los métodos simplificados más importantes recogidos en la bibliografía y se comparan sus resultados.

3.1 Principios del análisis térmico

La ingeniería de protección contra incendios se basa principalmente en los conceptos básicos de temperatura, calor y flujo de calor. Los cuales son descritos por Wickström (2016) en el libro titulado *Temperature calculation in fire safety engineering*, del cual se ha extraído el marco teórico que se presenta a continuación.

Asociado a los conceptos básicos de la transferencia de calor, se tienen tres clasificaciones que permiten determinar los diferentes casos posibles en el análisis térmico, siendo estos:

- Los modos de transferencia de calor.
- Las condiciones de contorno.
- Las condiciones térmicas.

3.1.1 Modos de transferencia de calor

Los modos de transferencia de calor son los mecanismos por los cuales se puede transmitir el calor de un cuerpo a otro, los cuales son:

- Conducción.
- Convección.
- Radiación.

En general, la transferencia de calor puede dividirse en dos etapas, una primera que engloba la transferencia de calor desde la fuente de calor hasta la superficie del cuerpo receptor, y una segunda etapa que consiste en la transferencia de calor en el interior del cuerpo calentado. Para la primera etapa la transferencia de calor puede ocurrir por convección o por radiación o por ambas en paralelo. Por contraparte, para la segunda etapa, la transferencia de calor se lleva a cabo por conducción. Un ejemplo aplicado a esta tesis es el que ocurre con una columna de HA en una situación accidental de incendio, donde el calor generado por una fuente de calor se transmite hasta las caras superficiales de la columna por convección y radiación, y luego interiormente en la sección continúa penetrando por medio de la conducción, aumentando la temperatura interna de la columna.

Conducción

La conducción es la transferencia de calor de un punto a otro en el interior de un sólido o fluido, debido a una diferencia de temperaturas. Esta energía calórica se transfiere a nivel molecular, sin recurrir a un desplazamiento de masa. (Espinós, 2012)

De manera generalizada, la conducción térmica en el interior de un sólido puede expresarse con la ecuación de Fourier de intercambio de calor, definido en un sistema de coordenadas cartesianas como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \cdot \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + Q = \rho \cdot c_p \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{Ec. 3.1}$$

donde,

{x, y, z} : vector en coordenadas cartesianas.

θ : temperatura.

λ : conductividad térmica del material.

Q : generación interna de calor por unidad de volumen

ρ : densidad del material.

c_p : calor específico del material.

t : tiempo.

Además, para una dimensión, se tiene que el flujo de calor por conducción por unidad de área (q), está dada por la Ec. 3.2.

$$q_x = -\lambda \cdot \frac{d\theta}{dx} \quad \text{Ec. 3.2}$$

donde,

$\frac{d\theta}{dx}$: gradiente térmico

Convección

La convección es la transferencia de calor de un lugar a otro mediante el desplazamiento de un fluido. En la transferencia de calor por convección es indispensable el movimiento de parte de la masa del fluido. Este movimiento de las partículas de un fluido, tanto con ventilación forzada como natural, se produce a causa de una diferencia de temperaturas en el fluido, lo que desencadena en una diferencia de densidades entre dos lugares dentro del fluido, empujando la masa del fluido más caliente hacia la masa del fluido más frío. (Espinós, 2012)

El flujo neto de calor por convección por unidad de área ($\dot{h}_{net,c}$) sobre una superficie expuesta a un calentamiento, de acuerdo tanto con lo expresado por Wickström (2016), como por la norma EN 1991-1-2:2002+AC:2013 (CEN, 2002), está determinado por la Ec. 3.3.

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_s) \quad \text{Ec. 3.3}$$

donde,

α_c : coeficiente de transferencia de calor por convección.

θ_g : temperatura del gas en la proximidad del elemento expuesto.

θ_s : temperatura de la superficie del elemento.

El coeficiente de transferencia de calor por convección (α_c) depende de la curva de calentamiento expuesta.

Radiación

La transferencia de calor por radiación no requiere de ningún medio intermediario, ya que la energía térmica se propaga por medio de ondas electromagnéticas, las cuales pueden viajar en presencia de materia y también en el vacío del espacio. (Espinós, 2012)

La forma básica del flujo de calor por unidad de área por radiación está dada por la Ec. 3.4. (Wickström, 2016)

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \epsilon_m \cdot \sigma \cdot [\theta_r^4 - \theta_s^4] \quad \text{Ec. 3.4}$$

También se tiene que de acuerdo con lo estipulado en la norma EN 1991-1-2:2002+AC:2013 (CEN, 2002), la componente de radiación del flujo neto de calor por unidad de área ($\dot{h}_{\text{net,r}}$) está dada por la Ec. 3.5.

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \Phi \cdot \epsilon_m \cdot \epsilon_f \cdot \sigma \cdot [\theta_r^4 - \theta_s^4] \quad \text{Ec. 3.5}$$

donde,

Φ : factor de forma.

ϵ_m : emisividad en la superficie del elemento.

ϵ_f : emisividad del fuego.

σ : constante de Stefan - Boltzmann

θ_r : temperatura efectiva de radiación del fuego, en K.

θ_s : temperatura de la superficie del elemento, en K.

Por último, cuando se tiene transferencia de calor por convección y radiación en paralelo, como por ejemplo en un incendio, se tiene que el flujo neto de calor (\dot{h}_{net}) sobre la superficie del elemento esta dado por:

$$\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h}_{\text{net,c}} + \dot{h}_{\text{net,r}}$$

Ec. 3.6

donde,

$\dot{h}_{\text{net,c}}$ y $\dot{h}_{\text{net,r}}$ están dadas por la Ec. 3.3 y la Ec. 3.5, respectivamente.

3.1.2 Condiciones de contorno

En un análisis térmico se tienen principalmente tres tipos de condiciones de contorno, los cuales son los valores iniciales (valores en el borde del sólido) con los cuales se inicia el análisis de la transferencia de calor en el interior del sólido calentado (por conducción). Las tres condiciones de borde principales son:

- 1) Temperatura superficial constante.
- 2) Flujo de calor superficial constante.
- 3) Condición de convección superficial.

El primer tipo de condición de contorno es conocida como condición de contorno de Dirichlet. Esta condición de contorno consta de una temperatura prescrita constante en la superficie (ver Figura 3.1a). Por su parte, la segunda condición de contorno es conocida como condición de contorno de Neumann. En este caso la condición de contorno consiste en prescribir un flujo de calor constante en la superficie (ver Figura 3.1b). Por último, la tercera condición de contorno suele recibir el nombre de condición de contorno de Robin, pero también es conocido como condición de contorno natural o ley de enfriamiento de Newton. Para esta tercera condición de contorno, el flujo de calor en la superficie depende de la diferencia de temperaturas entre la temperatura del fluido circundante y la temperatura actual de la superficie (ver Figura 3.1c).

En la Figura 3.1, se tiene:

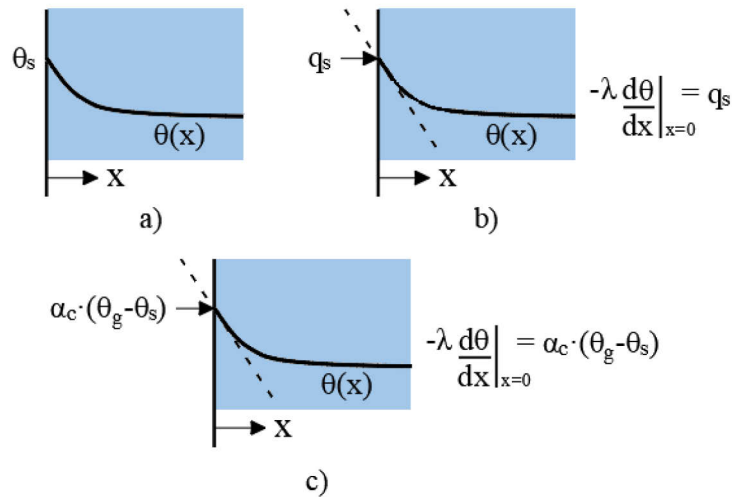
θ_s : temperatura en la superficie.

q_s : flujo de calor por unidad de área en la superficie (borde).

$\theta(x)$: temperatura en función de la profundidad a lo largo del eje x.

θ_g : temperatura del gas.

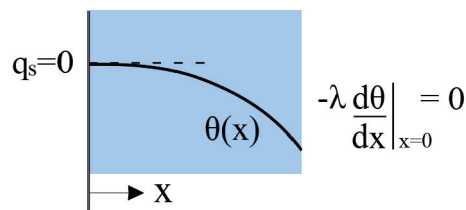
α_c : coeficiente de transferencia de calor por convección.



Fuente: adaptadas de (Wickström, 2016)

Figura 3.1 Condiciones principales de contorno: a) temperatura superficial constante; b) flujo superficial constante; c) condición de convección superficial

Además de los tres tipos de condiciones de contorno, se pueden encontrar otros subgrupos de ellos, tales como las mostradas en la Tabla 3.1. En esta tabla resumen se muestra que para la condición dos, existe un caso particular, que es cuando la superficie (borde) es adiabática, es decir, está perfectamente aislada o el borde es una línea de simetría térmica (ver Figura 3.2). Además, se expande la condición de contorno tres para incluir la radiación.



Fuente: adaptada de (Wickström, 2016)

Figura 3.2 Condición de contorno de una superficie adiabática o aislada

Tabla 3.1 Resumen de los tres tipos de condiciones de contorno y sus subdivisiones

Fuente: adaptadas de (Wickström, 2016)

Nº	Tipo de condición de contorno	Fórmula
1	Temperatura superficial constante	$\theta_{x=x_0} = \theta_s$
2a	Flujo de calor superficial constante	$-\lambda \frac{d\theta}{dx} \Big _{x=0} = q_s$
2b	Superficie adiabática o aislada	$-\lambda \frac{d\theta}{dx} \Big _{x=0} = 0$
3a	Condición de contorno natural (convección prescrita)	$-\lambda \frac{d\theta}{dx} \Big _{x=0} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_s)$
3b	Condición de contorno natural (convección y radiación prescritas, con igual temperatura de la radiación y del gas)	$-\lambda \frac{d\theta}{dx} \Big _{x=0} = \alpha_c \cdot (\theta_f - \theta_s) + \epsilon_s \cdot \sigma \cdot (\theta_f^4 - \theta_s^4)$
3c	Condición de contorno natural (convección y radiación prescritas, con diferente temperatura de la radiación y del gas)	$-\lambda \frac{d\theta}{dx} \Big _{x=0} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_s) + \epsilon_s \cdot \sigma \cdot (\theta_r^4 - \theta_s^4)$

De la Tabla 3.1 se puede mencionar que según Wickström (2016), la condición de contorno del tipo 3b es la que se debería aplicar con la curva normalizada tiempo - temperatura (CEN, 2002). Asimismo, de acuerdo con lo dispuesto en la norma EN 1991-1-2:2002+AC:2013 (CEN, 2002), a modo de simplificación, se puede considerar que la temperatura del gas (θ_g) y de radiación (θ_r) son iguales ($\theta_r = \theta_g = \theta_f$), cuando los elementos están totalmente rodeados por el fuego.

3.1.3 Condiciones térmicas

El flujo de calor puede darse en un estado estacionario y no estacionario (o transitorio). La conducción térmica estacionaria se da cuando el suministro de calor es constante en el tiempo. En cambio, una conducción térmica no estacionaria se da cuando el suministro de calor es variable en el tiempo, por lo cual, la temperatura en el cuerpo depende tanto de las propiedades térmicas del material, como de la posición y del tiempo.

Condición de calor en estado estacionario

Para explicar de manera simple esta condición de calor, se presenta un caso práctico de análisis térmico de una pared plana. Tomando como partida la ecuación de Fourier de intercambio de calor (Ec. 3.1) y simplificado además para una sola dimensión x , se tiene que la derivada del flujo de calor por conducción es igual a cero (Ec. 3.7).

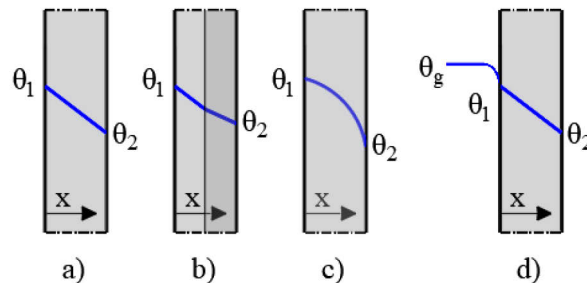
$$\frac{d}{dx} \left(\lambda \cdot \frac{d\theta}{dx} \right) = 0 \quad \text{Ec. 3.7}$$

Posteriormente al desarrollar la Ec. 3.7, para una pared plana que recibe un flujo constante de calor por unidad de área, se tiene:

$$q_x = \lambda \cdot \frac{(\theta_1 - \theta_2)}{L} \quad \text{Ec. 3.8}$$

con L: espesor de la pared

En la Figura 3.3 se muestra la distribución de temperaturas en una pared plana con una condición estacionaria, para diferentes casos. En la Figura 3.3a, se observa que, para una conductividad térmica constante, la distribución de temperaturas es lineal. Además, en la Figura 3.3b, se observa que a mayor conductividad térmica menor es la pendiente de distribución de temperatura. Por otro lado, en caso de que la conductividad térmica varíe con la temperatura, la distribución de temperaturas deja de ser lineal (Figura 3.3c). Por último, en la Figura 3.3d, se muestra la distribución de temperatura desde un gas (transmisión por convección) hasta el final de una pared (transmisión por conducción).



Fuente: adaptadas de (Wickström, 2016)

Figura 3.3 Distribución de temperatura en una pared plana con una condición de calor estacionaria: a) conductividad constante; b) dos materiales con baja y alta conductividad (constantes); c) conductividad aumenta con la temperatura; d) un gas y una pared plana

Para facilitar en análisis térmico cuando se tienen diferentes medios o materiales, dispuestos en serie, como lo visto en la Figura 3.3b y la Figura 3.3d, se procede a realizar un análisis térmico análogo a un circuito eléctrico. Es así como se entabla el concepto de resistencia térmica. La resistencia térmica para una pared plana y un gas están dados por la Ec. 3.9 y la Ec. 3.10, respectivamente.

$$R_{\lambda} = \frac{L}{\lambda} \quad \text{Ec. 3.9}$$

$$R_a = \frac{1}{\alpha_c} \quad \text{Ec. 3.10}$$

Entonces, la resistencia térmica total para el caso b y caso d de la Figura 3.3, se tendría una resistencia térmica total igual a lo dispuesto en la Ec. 3.11 y la Ec. 3.12. Por lo tanto, mediante el uso de la resistencia térmica, se tiene que la ecuación de flujo de calor para el caso b y d, están dados por la Ec. 3.13 y Ec. 3.14.

$$R_{\text{tot},b} = R_{\lambda,1} + R_{\lambda,2} \rightarrow R_{\text{tot},b} = \frac{L_1}{\lambda_1} + \frac{L_2}{\lambda_2} \quad \text{Ec. 3.11}$$

con los subíndices 1 y 2, correspondientes a los materiales 1 y 2.

$$R_{\text{tot},d} = R_{\lambda} + R_a \rightarrow R_{\text{tot},d} = \frac{L}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_c} \quad \text{Ec. 3.12}$$

$$q_x = \frac{(\theta_1 - \theta_2)}{R_{\text{tot},b}} \quad \text{Ec. 3.13}$$

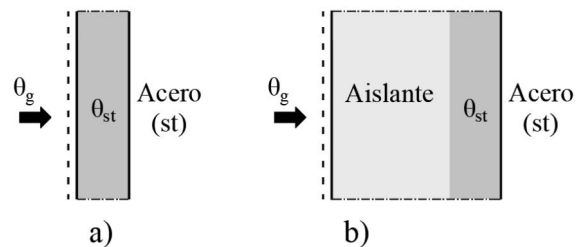
$$q_x = \frac{(\theta_g - \theta_2)}{R_{\text{tot},d}} \quad \text{Ec. 3.14}$$

Condición de calor en estado transitorio

Un cuerpo expuesto a condiciones térmicas transitorias, su temperatura cambia progresivamente en el tiempo. Esta velocidad de calentamiento depende de las propiedades del material, tales como: la densidad, el calor específico y la conductividad térmica. Para resolver estos casos, existen casos particulares mediante métodos analíticos, pero usualmente se necesita de un análisis numérico. Para usar soluciones analíticas es indispensable asumir que las propiedades del material son constantes. Entre los casos que se pueden resolver con métodos analíticos se tienen (Wickström, 2016):

- Cuerpos con alta conductividad térmica (ejemplo metales).
- Cuerpos donde para un lapso se puede asumir como de espesor semi - infinito.

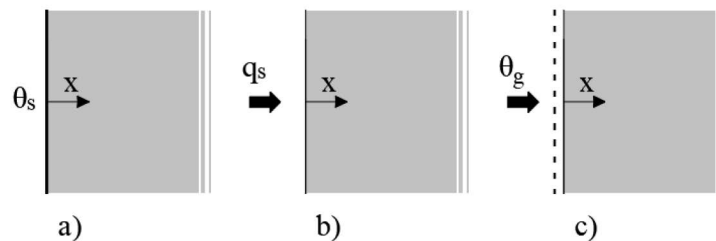
El problema por resolver para el primer caso consiste prácticamente en determinar la temperatura o el flujo de calor en su superficie, ya que, dada su alta conductividad térmica, independiente de la posición, se puede asumir una temperatura única del material, es decir, sería un problema cero - dimensional. En la Figura 3.4 se muestran dos casos de este tipo de problemas que tienen soluciones analíticas, tales como una barra de acero expuesta directamente al fuego o también una barra de acero protegida (aislada) contra el fuego (estos dos no son los únicos casos con soluciones analíticas, siempre y cuando su tamaño / espesor sea reducido).



Fuente: adaptadas de (Wickström, 2016)

Figura 3.4 Problemas cero - dimensional: a) acero sin protección; b) acero protegido

En cuanto al segundo caso de sólidos semi - infinitos estos son en la práctica un cuerpo idealizado, el cual según Wickström (2016) puede ser asumido en gran cantidad de casos y escenarios de ingeniería de protección contra incendios (sin olvidar que las propiedades térmicas del material son consideradas como constantes). La justificación a la aseveración planteada se debe a que estos eventos de situación de incendio suelen ser de corta duración, por lo cual no le da tiempo al calor de penetrar la totalidad del cuerpo. Existen soluciones analíticas para casos con los tres tipos de condiciones de contorno (ver Figura 3.5).



Fuente: adaptadas de (Wickström, 2016)

Figura 3.5 Cuerpos semi - infinitos con las tres principales condiciones de borde: a) primer tipo; b) segundo tipo; c) tercer tipo

3.1.4 Métodos de análisis térmico

En los apartados anteriores se ha presentado una breve explicación de todos los contextos en lo que puede posicionarse un análisis térmico en la ingeniería de protección contra incendios, tales como los modos de transferencia de calor, las condiciones de contorno y las condiciones térmicas. Lo cual ha permitido ubicar en qué marco teórico se encuentran los elementos estructurales de estudio en esta tesis.

Cabe recordar que el objetivo de esta tesis doctoral es estudiar el comportamiento a flexión esviada de columnas rectangulares de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) o similares. Por lo cual, de acuerdo con los principios del análisis térmico previamente presentados, se puede concluir que los casos de interés en esta tesis poseen las siguientes características:

- Transferencia de calor:

Transferencia de calor por conducción en su interior y por radiación y convección desde la fuente de calor hasta la superficie (borde) del elemento.

- Condiciones de contorno:

De acuerdo con la Tabla 3.1, el tipo de condición de contorno sería del tipo 3b, es decir, en su superficie (borde) recibe calor por medio de la convección y la radiación. Además, se puede asumir que la temperatura del gas y de radiación son iguales, ya que se expone el elemento a una curva normalizada tiempo - temperatura. (CEN, 2002)

- Condiciones térmicas:

Los casos de estudio se encuentran enmarcadas a una condición de estado transitorio, donde la temperatura del elemento depende de la curva de calentamiento, de las propiedades térmicas del material (variables), de la posición y del tiempo.

- Geometría:

Los casos de estudio son columnas de hormigón armado, las cuales son analizadas seccionalmente tanto térmica como mecánicamente. Se ha considerado que a lo largo de toda la longitud de la columna se recibe la misma cantidad de calor, además de que la columna completa posee las mismas características, y, por tanto, el análisis térmico se ha reducido a un problema bidimensional. También en el caso específico de las barras de acero de las armaduras, estas han sido consideradas como cero - dimensional, debido a su pequeña sección transversal y alta conductividad térmica.

Acotado el análisis térmico a solo los casos de interés de esta tesis, a continuación, se presentan de manera general los métodos aplicables de análisis térmico en columnas de HA, los cuales son presentados de manera extensa en los apartados siguientes. Se tienen principalmente:

- Métodos avanzados de análisis térmico.
- Métodos simplificados de análisis térmico.

Métodos avanzados de análisis térmico

En esta tesis se presentan tres métodos avanzados de análisis térmico, donde solo los dos primeros se basan en fundamentos físicos, para los cuales se introducirán sus principios a continuación.

- Método de diferencias finitas

El método de diferencias finitas se basa en cálculos numéricos, siendo expresados de manera general mediante un caso de una dimensión. De acuerdo con lo descrito por Wickström (2016), se tiene que, para un incremento pequeño de tiempo (Δt), esta se define como:

$$\Delta t^{j+1} = t^{j+1} - t^j \quad \text{Ec. 3.15}$$

y para un incremento de temperatura ($\Delta\theta$) se tiene:

$$\Delta\theta^{j+1} = \theta^{j+1} - \theta^j \quad \text{Ec. 3.16}$$

Asumiendo al incremento de tiempo como constante, se puede escribir la ecuación de diferencia finita siguiente:

$$\theta^{j+1} - \theta^j = \Delta\theta^{j+1} \approx \frac{A}{V \cdot c_p \cdot \rho} \cdot q_{\text{tot}}^j \cdot \Delta t \quad \text{Ec. 3.17}$$

donde,

A: área expuesta.

V: volumen.

c_p : calor específico del material.

ρ : densidad del material.

q_{tot}^j : flujo de calor por unidad de área en el incremento de tiempo j.

En la Ec. 3.18 y la Ec. 3.19, se presentan las ecuaciones para determinar la temperatura en el tiempo de un problema de una dimensión (considerando un espesor adimensionado), así como propiedades térmicas variables con la temperatura. En la Figura 3.6 se muestra el esquema del problema en una dimensión.

Para la temperatura de elementos ubicados en la superficie (borde), se tiene:

$$\theta_m^{j+1} = \theta_m^j + \frac{A_m}{V_m \cdot (c_{p,m} \cdot \rho_m)^j} \cdot \left(\epsilon \cdot \sigma \cdot (\theta_r^{j4} - \theta_m^{j4}) + \alpha_c \cdot (\theta_g^j - \theta_m^j) \right) \cdot \Delta t$$

Ec. 3.18

con $m = 1$

Para la temperatura de elementos ubicados en el interior de la sección, se tiene:

$$\theta_m^{j+1} = \theta_m^j + \frac{A_m}{V_m \cdot (c_{p,m} \cdot \rho_m)^j} \cdot \left(\frac{\lambda_m^j}{\Delta x} \cdot (\theta_{m+1}^j - \theta_m^j) \right) \cdot \Delta t$$

Ec. 3.19

con $m > 1$

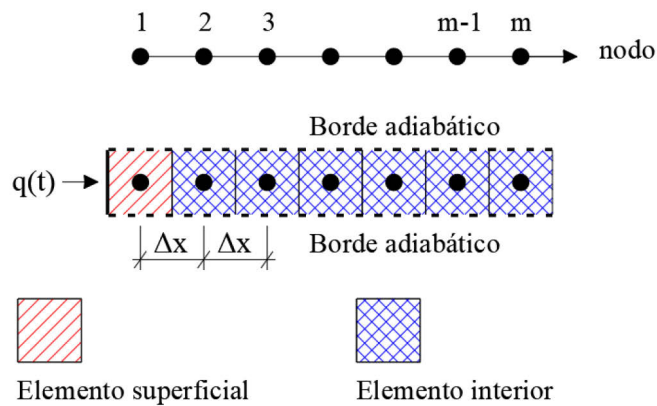
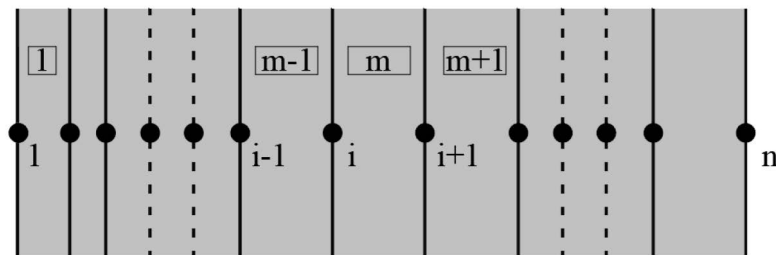


Figura 3.6 Esquema de mallado genérico para un análisis térmico en una dimensión con diferencias finitas

En el apartado de métodos avanzados de análisis térmico, se presenta de manera extensa el modelo de diferencias finitas de Lie & Irwin (1990, 1993), donde se establece un análisis térmico en dos dimensiones de una sección rectangular de hormigón, aplicando un mallado triangular en los bordes y cuadrado en el interior.

- Método de elementos finitos

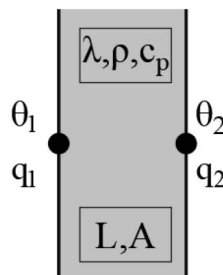
En la actualidad los códigos más poderosos de análisis térmico y estructural se basan en el método de elementos finitos (Wickström, 2016). A continuación, se derivan las ecuaciones básicas para un caso de una dimensión. En la Figura 3.7, se ilustra el caso de un caso de una dimensión.



Fuente: adaptada de (Wickström, 2016)

Figura 3.7 Un muro dividido en elementos unidimensionales numerados con m:s y con los nodos numerados con i:s

En la Figura 3.7 se muestra un muro dividido en elementos unidimensionales, en los cuales se considera que la temperatura varía linealmente entre nodos. Además, se consideran las propiedades del material única en todo el elemento (ver Figura 3.8). Si se considera al elemento unidimensional (interior o en la superficie) con un largo L , los flujos de calor a los nodos estarían dados por la Ec. 3.20 y la Ec. 3.21, y de manera matricial en la Ec. 3.22.



Fuente: adaptada de (Wickström, 2016)

Figura 3.8 Un elemento unidimensional con nodos numerados como 1 y 2, con una longitud L y un área A . El elemento tiene una conductividad térmica λ , un calor específico c_p y una densidad ρ

$$q_1 = \frac{\lambda}{L} \cdot (\theta_1 - \theta_2) \quad \text{Ec. 3.20}$$

y

$$q_2 = -\frac{\lambda}{L} \cdot (\theta_1 - \theta_2) \quad \text{Ec. 3.21}$$

o en forma matricial como:

$$\bar{q}^e = \bar{\lambda}^e \cdot \bar{\theta}^e \quad \text{Ec. 3.22}$$

donde,

\bar{q}^e : vector del flujo de calor en los nodos del elemento.

$\bar{\lambda}^e$: matriz de la conducción térmica del elemento.

$\bar{\theta}^e$: vector de la temperatura de los nodos del elemento.

Para la suposición dada de una dimensión, el área de la sección es constante y se asume igual a la unidad. Entonces, de acuerdo con lo señalado por Wickström (2016), la matriz de la conductividad térmica, el vector de la temperatura y el vector del flujo de calor, estarían dados por la Ec. 3.23, la Ec. 3.24 y la Ec. 3.25, respectivamente.

$$\bar{\lambda}^e = \begin{bmatrix} \lambda_{11}^e & \lambda_{12}^e \\ \lambda_{21}^e & \lambda_{22}^e \end{bmatrix} = \frac{\lambda}{L} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 3.23}$$

$$\bar{\theta}^e = \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 3.24}$$

$$\bar{q}^e = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 3.25}$$

De manera similar la matriz de la capacidad calorífica (C) del elemento puede ser definida por una capacidad calorífica agrupada en los nodos del elemento. La matriz está dada por la Ec. 3.26.

$$\bar{C}^e = \frac{L \cdot c_p \cdot \rho}{2} \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 3.26}$$

En general la ecuación de balance de calor de manera matricial está dado por la Ec. 3.27.

$$\bar{\lambda} \cdot \bar{\theta} + \bar{C} \cdot \dot{\bar{\theta}} = \bar{Q} \quad \text{Ec. 3.27}$$

donde,

$\dot{\bar{\theta}}$: matriz de la derivada de la temperatura con respecto al tiempo en el nodo.

Para resolver numéricamente la ecuación de balance de calor (Ec. 3.27), se puede aproximar la derivada de la temperatura con respecto al tiempo como:

$$\dot{\bar{\theta}} \approx \frac{\Delta \bar{\theta}}{\Delta t} = \frac{\bar{\theta}^{j+1} - \bar{\theta}^j}{\Delta t} \quad \text{Ec. 3.28}$$

Donde $\bar{\theta}^j$ es el vector de la temperatura en el nodo en el paso de tiempo j y Δt es el incremento de tiempo seleccionado. Por lo tanto, la Ec. 3.27, puede expresarse como:

$$\bar{\lambda} \cdot \bar{\theta} + \bar{C} \cdot \left[\frac{\bar{\theta}^{j+1} - \bar{\theta}^j}{\Delta t} \right] = \bar{Q} \quad \text{Ec. 3.29}$$

Por lo tanto, el vector de temperatura en el tiempo $j+1$, sería:

$$\bar{\theta}^{j+1} = \bar{\theta}^j + \Delta t \cdot \bar{C}^{-1} \cdot \left[\bar{Q} - \bar{\lambda} \cdot \bar{\theta}^j \right] \quad \text{Ec. 3.30}$$

Por último, como la matriz de la capacidad térmica es supuestamente diagonal en este caso, la solución a la ecuación de equilibrio de calor es explícita, es decir, se puede resolver fila por fila sin necesidad de resolver el sistema de ecuaciones.

- Redes neuronales

Es un análisis térmico basado procedimientos matemáticos derivados del procesamiento de datos, no se fundamenta en las leyes de la termodinámica. Una breve explicación de su metodología junto con algunos usos prácticos de análisis térmicos efectuados con ella, se presentan en el apartado 3.2.3.

Métodos simplificados de análisis térmico

Los métodos simplificados de análisis térmico para una condición de estado transitorio de columnas de HA suelen considerar a las propiedades térmicas de los materiales como constantes y tienen aplicaciones restringidas de acuerdo con la curva de calentamiento a la que se exponga. En el apartado 3.3, se desarrollan de

manera extendida, tres métodos simplificados de análisis térmico para curvas normalizadas tiempo - temperatura (ASTM, 2018; CEN, 2002), siendo estos:

- Método de Wickström (1987).
- Método de Kodur et al. (2013).
- Método propuesto en prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021).

Los dos primeros métodos simplificados han sido extraídos de artículos científicos disponibles en la bibliografía (Kodur et al., 2013; Wickström, 1987) y el tercero de la normativa europea (CEN, 2021).

En los siguientes apartados se desarrollan de manera extendida los métodos avanzados y simplificados de análisis térmico, presentados de manera resumida en este apartado. Además, en el último apartado del capítulo se presenta un caso experimental extraído de la bibliografía, al cual se le aplican los tres métodos simplificados de análisis térmico mencionado y se comparan los resultados obtenidos con respecto a los registros experimentales.

3.2 Métodos de cálculo avanzado de análisis térmico

En este apartado se describen tres métodos de cálculo avanzado de análisis térmico de secciones de hormigón armado frente al fuego:

- Método de diferencias finitas.
- Método de elementos finitos.
- Redes neuronales.

De los tres métodos avanzados mencionados, solo el método de diferencias finitas se ha desarrollado de manera extensiva, los otros dos métodos solo se han descrito de manera superficial. Esto se debe a que, en el Capítulo 5 de la presente tesis, el método de diferencia finitas de Lie & Irwin (1990) forma parte del modelo avanzado del cálculo seccional de columnas de HA en situación de incendio, desarrollado.

3.2.1 Método de diferencias finitas

En este apartado se presenta el método de diferencias finitas propuesto por Lie & Irwin (1990, 1993) para secciones rectangulares de hormigón. Este método es un modelo multifase, específicamente, un modelo higró - térmico, que, para un tiempo dado de exposición a un calentamiento, es capaz de determinar la humedad contenida y la temperatura interior de una sección de hormigón. Por ello, estos modelos consideran al hormigón seco y al contenido de humedad por separado, a diferencia de lo que ocurre con otros modelos que consideran un único material, siendo este el hormigón húmedo. En los modelos que consideran al hormigón húmedo como un único material, sus propiedades térmicas se establecen en función de su humedad, como, por ejemplo, las estipuladas para el hormigón en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004).

En la década de los noventa, Lie & Irwin (1990, 1993) publicaron el informe interno: *Evaluation of the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross - sections* y el artículo: *Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross - section*. En este informe y artículo, se presentó un método de diferencias finitas para el análisis térmico seccional de elementos de hormigón armado expuestos al fuego. Las formulaciones fueron los resultados de un conjunto de estudios ejecutados entre el Consejo Nacional de Investigación de Canadá y la Asociación de Cementos Portland, el cual conllevó a la realización de un extenso programa de pruebas de más de 40 columnas de HA a escala real. Entre las que se incluían columnas de sección transversal rectangular, con las cuales se validaron los modelos matemáticos planteados para el cálculo de la distribución de temperaturas en la sección y la resistencia mecánica del

elemento, ambas bajo una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018), la cual se aproximó con:

$$\theta_f = 20 + 750 \cdot (1 - \exp(-3.796 \cdot \sqrt{t})) + 170.41 \cdot \sqrt{t}$$

con θ_f en °C y t en h

Ec. 3.31

Mallado de la sección transversal

La sección transversal se subdivide en elementos triangulares en los bordes y en cuadrados en las zonas interiores. En la Figura 3.9, se muestra que la temperatura representativa de cada elemento interior (superficie cuadrada) se ubica en el centro del elemento y para los elementos de superficie triangular, en el centro de la hipotenusa. Por simetría, para calentamientos por las cuatro caras basta con calcular un cuarto de la sección.

El tamaño de cada elemento de la malla está en función de $\Delta\xi$, el cual es un valor impuesto por el investigador que depende de la precisión requerida y el tiempo de cálculo máximo que se disponga. El sistema de coordenadas (z,y) en el mallado, está dado por la Ec. 3.32 y la Ec. 3.33.

$$z = (n - 1) \cdot \Delta\xi / \sqrt{2}$$

Ec. 3.32

$$y = (m - 1) \cdot \Delta\xi / \sqrt{2}$$

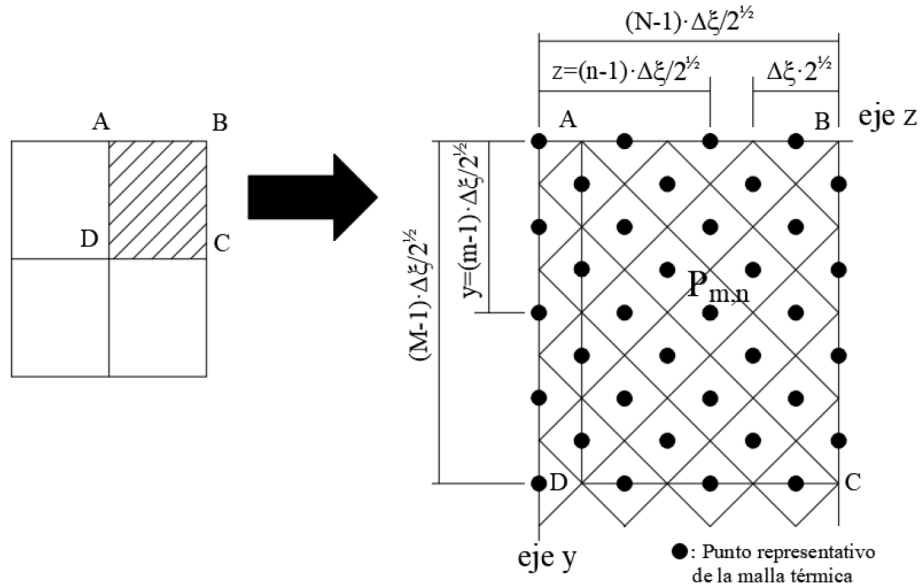
Ec. 3.33

donde,

$\Delta\xi$: ancho de la malla.

n y m : corresponden a la ubicación del elemento con respecto al eje z e y, respectivamente.

N y M : corresponden al valor máximo que puede adoptar n y m, respectivamente (ver Figura 3.9).



Fuente: adaptada de (Lie & Irwin, 1990)

Figura 3.9 Malla para el análisis térmico en $\frac{1}{4}$ de la sección

Observación: En la Figura 3.9, el cuarto de sección de la columna de hormigón corresponde al cuadrilátero formado por los puntos A, B, C y D.

Ecuaciones para los bordes de la sección

En las ecuaciones mostradas a continuación se asume que la exposición al fuego es por las cuatro caras, y, por tanto, en todas las caras hay contacto directo con el fuego. En este método de Lie & Irwin (1990), la curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119, está dado por:

$$\theta_f^j = 20 + 750 \cdot 1 - (\exp(-3.796 \cdot \sqrt{t})) + 170.41 \cdot \sqrt{t} \quad \text{Ec. 3.34}$$

θ_f^j la temperatura del fuego en °C, para un tiempo $t = j \cdot \Delta t$; t en h

Para los elementos en los bordes de la sección a lo largo del eje z, la temperatura en el tiempo $t = (j + 1) \cdot \Delta t$, corresponde a:

$$\theta_{1,n}^{j+1} = \theta_{1,n}^j + \frac{2 \cdot \Delta t \cdot 3600}{[(\rho_c \cdot c_p)_{1,n}^j + \rho_w \cdot c_w \cdot \varphi_{1,n}^j] \cdot (\Delta \xi)^2} \cdot \left\{ \left(\frac{\lambda_{c_{2,(n-1)}}^j + \lambda_{c_{1,n}}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{2,(n-1)}^j - \theta_{1,n}^j) + \left(\frac{\lambda_{c_{2,(n+1)}}^j + \lambda_{c_{1,n}}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{2,(n+1)}^j - \theta_{1,n}^j) + \sqrt{2} \cdot \varepsilon_f \cdot \varepsilon_c \cdot \sigma \cdot \Delta \xi \cdot [(\theta_f^j + 273)^4 - (\theta_{1,n}^j + 273)^4] + \sqrt{2} \cdot \Delta \xi \cdot \alpha_c \cdot (\theta_f^j - \theta_{1,n}^j) \right\} \quad \text{Ec. 3.35}$$

donde,

$\theta_{m,n}^j$: temperatura promedio del hormigón en la celda (m,n) para un instante de tiempo j, en °C.

ρ_c : densidad del hormigón, en kg/m³, para una temperatura $\theta_{m,n}^j$.

c_p : calor específico del hormigón, en J/(kg°C), para una temperatura $\theta_{m,n}^j$.

$(\rho_c \cdot c_p)_{m,n}^j$: capacidad térmica del hormigón para una temperatura $\theta_{m,n}^j$, el cual corresponde a multiplicar la densidad por el calor específico.

ρ_w : densidad del agua, en kg/m³.

c_w : calor específico del agua, en J/(kg°C).

$\varphi_{m,n}^j$: concentración de humedad en el hormigón (fracción del volumen). 0.05 en las columnas evaluadas por Lie & Irwin.

$\Delta \xi$: ancho de la malla, en m.

$\lambda_{c_{m,n}}^j$: conductividad térmica del hormigón, en W/(m°C), para una temperatura $\theta_{m,n}^j$.

ε_f : emisividad del fuego en el horno: 0.75 (adimensional).

ε_c : emisividad del hormigón: 0.8 (adimensional).

σ : constante de Stefan - Boltzmann, en W/(m²K⁴).

α_c : coeficiente de convección: 25 W/(m²K).

θ_f^j : temperatura del fuego en el instante j.

Para los elementos en los bordes de la sección a lo largo del eje y, la temperatura en el tiempo $t = (j + 1) \cdot \Delta t$, viene dada por:

$$\begin{aligned} \theta_{m,N}^{j+1} = & \theta_{m,N}^j + \frac{2 \cdot \Delta t \cdot 3600}{[(\rho_c \cdot c_p)_{m,N}^j + \rho_w \cdot c_w \cdot \varphi_{m,N}^j] \cdot (\Delta \xi)^2} \cdot \left\{ \left(\frac{\lambda_{c(m-1),(N-1)}^j + \lambda_{c m,N}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m-1),(N-1)}^j - \theta_{m,N}^j) + \left(\frac{\lambda_{c(m+1),(N-1)}^j + \lambda_{c m,N}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m+1),(N-1)}^j - \theta_{m,N}^j) + \sqrt{2} \cdot \varepsilon_f \cdot \varepsilon_c \cdot \sigma \cdot \Delta \xi \cdot \right. \\ & \left. [(\theta_f^j + 273)^4 - (\theta_{m,N}^j + 273)^4] + \sqrt{2} \cdot \Delta \xi \cdot \alpha_c \cdot (\theta_f^j - \theta_{m,N}^j) \right\} \end{aligned} \quad \text{Ec. 3.36}$$

Con respecto a las ecuaciones entregadas en artículo original, se han incorporado en esta tesis el calentamiento de la superficie por efecto de la convección y un factor 3600 que compatibiliza todas las unidades de las variables involucradas en las ecuaciones.

Ecuaciones para el interior de la sección

Para los elementos en la zona interior de la sección de hormigón, la temperatura en el tiempo $t = (j + 1) \cdot \Delta t$, está dada por:

$$\begin{aligned} \theta_{m,n}^{j+1} = & \theta_{m,n}^j + \frac{\Delta t \cdot 3600}{[(\rho_c \cdot c_p)_{m,n}^j + \rho_w \cdot c_w \cdot \varphi_{m,n}^j] \cdot (\Delta \xi)^2} \cdot \left[\left(\frac{\lambda_{c(m-1),(n-1)}^j + \lambda_{c m,n}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m-1),(n-1)}^j - \theta_{m,n}^j) \right. \\ & + \left(\frac{\lambda_{c(m+1),(n-1)}^j + \lambda_{c m,n}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m+1),(n-1)}^j - \theta_{m,n}^j) + \left(\frac{\lambda_{c(m-1),(n+1)}^j + \lambda_{c m,n}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m-1),(n+1)}^j - \theta_{m,n}^j) \\ & \left. + \left(\frac{\lambda_{c(m+1),(n+1)}^j + \lambda_{c m,n}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m+1),(n+1)}^j - \theta_{m,n}^j) \right] \end{aligned} \quad \text{Ec. 3.37}$$

Ecuaciones auxiliares

Debido a la simplificación que se aplicó al método por efectos de la simetría, se necesitan dos ecuaciones auxiliares, las cuales están dadas por:

Línea A-D

$$\theta_{m,1}^{j+1} = \theta_{m,3}^{j+1} \quad \text{Ec. 3.38}$$

Línea C-D

$$\theta_{(M+1),n}^{j+1} = \theta_{(M-1),n}^{j+1} \quad \text{Ec. 3.39}$$

Efectos de la humedad interna

El método de diferencias finitas de Lie & Irwin (1990) considera la variación del contenido de humedad en los poros internos y externos del hormigón. Esta variación de la humedad absorbe parte del calor suministrado para el cambio de fase líquido - gaseoso.

Para los elementos ubicados en el límite entre el fuego y el hormigón a lo largo del eje z, el volumen de humedad está dado por:

$$V_{1,n} = \frac{(\Delta\xi)^2}{2} \cdot \varphi_{1,n} \quad \text{Ec. 3.40}$$

donde,

$V_{1,n}$: volumen de agua atrapado (m^3) por unidad de longitud (m), en la celda (1,n).

$\varphi_{1,n}$: concentración de humedad en el hormigón (fracción del volumen), en la celda (1,n).

$\Delta\xi$: ancho de la malla, en m.

A partir de una ecuación de balance de calor se deriva que, por unidad de longitud de la columna, el Volumen $\Delta V_{1,n}$ evaporado en el tiempo Δt desde el elemento de hormigón, considerando además la radiación y convección del fuego, se obtiene de:

$$\Delta V_{1,n} = \frac{3600 \cdot \Delta t}{\rho_w \cdot \lambda_w} \cdot \left\{ \left(\frac{\lambda_{c2,(n-1)}^j + \lambda_{c1,n}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{2,(n-1)}^j - \theta_{1,n}^j) + \left(\frac{\lambda_{c2,(n+1)}^j + \lambda_{c1,n}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{2,(n+1)}^j - \theta_{1,n}^j) \right. \\ \left. + \sqrt{2} \cdot \varepsilon_f \cdot \varepsilon_c \cdot \sigma \cdot \Delta\xi \cdot [(\theta_f^j + 273)^4 - (\theta_{1,n}^j + 273)^4] + \sqrt{2} \cdot \Delta\xi \cdot \alpha_c \cdot (\theta_f^j - \theta_{m,N}^j) \right\} \quad \text{Ec. 3.41}$$

donde,

$\Delta V_{1,n}$: volumen evaporado de agua por unidad de longitud de la columna, en m^3/m .

Δt : lapso, en h.

λ_w : calor de vaporización del agua, en J/kg; $\lambda_w = 2.3 \cdot 10^6$ J/kg.

Para los elementos ubicados en el límite entre el fuego y el hormigón a lo largo del eje y, el volumen inicial de humedad está dado por:

$$V_{m,N} = \frac{(\Delta\xi)^2}{2} \cdot \varphi_{m,N} \quad \text{Ec. 3.42}$$

A partir de una ecuación de equilibrio térmico puede deducirse que, por unidad de longitud de la columna, el volumen $\Delta V_{m,N}$ evaporado en el tiempo Δt desde el elemento de hormigón corresponde a:

$$\Delta V_{m,N} = \frac{3600 \cdot \Delta t}{\rho_w \cdot \lambda_w} \cdot \left\{ \left(\frac{\lambda_{c(m-1),(N-1)}^j + \lambda_{c_{m,N}}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m-1),(N-1)}^j - \theta_{m,N}^j) + \left(\frac{\lambda_{c(m+1),(N-1)}^j + \lambda_{c_{m,N}}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m+1),(N-1)}^j - \theta_{m,N}^j) + \sqrt{2} \cdot \varepsilon_f \cdot \varepsilon_c \cdot \sigma \cdot \Delta \xi \cdot [(\theta_f^j + 273)^4 - (\theta_{m,N}^j + 273)^4] + \sqrt{2} \cdot \Delta \xi \cdot \alpha_c \cdot (\theta_f^j - \theta_{m,N}^j) \right\} \quad \text{Ec. 3.43}$$

Para los elementos de hormigón dentro de la sección transversal de la columna, el volumen inicial de humedad viene dado por:

$$V_{m,n} = \frac{(\Delta \xi)^2}{2} \cdot \varphi_{m,n} \quad \text{Ec. 3.44}$$

Del mismo modo, tal como para los elementos de hormigón superficiales, se puede derivar que, por unidad de longitud de la columna, el volumen $\Delta V_{m,n}$ evaporado en el tiempo Δt está dado por:

$$\Delta V_{m,n} = \frac{3600 \cdot \Delta t}{\rho_w \cdot \lambda_w} \cdot \left[\left(\frac{\lambda_{c(m-1),(n-1)}^j + \lambda_{c_{m,n}}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m-1),(n-1)}^j - \theta_{m,n}^j) + \left(\frac{\lambda_{c(m+1),(n-1)}^j + \lambda_{c_{m,n}}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m+1),(n-1)}^j - \theta_{m,n}^j) + \left(\frac{\lambda_{c(m-1),(n+1)}^j + \lambda_{c_{m,n}}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m-1),(n+1)}^j - \theta_{m,n}^j) + \left(\frac{\lambda_{c(m+1),(n+1)}^j + \lambda_{c_{m,n}}^j}{2} \right) \cdot (\theta_{(m+1),(n+1)}^j - \theta_{m,n}^j) \right] \quad \text{Ec. 3.45}$$

Una manera más simplificada de considerar la variación de la humedad en los poros del hormigón se muestra en el artículo publicado por Reddy et al. (2015). Los cuales, basados en la evidencia experimental, concluyeron que el agua de los poros del hormigón hierve entre los 100 °C y 140 °C, hasta evaporarse completamente, es decir, de manera muy simplificada se podría modelar como:

$$\varphi(\theta_c) = \begin{cases} \varphi_0 & \theta_c \leq 100 \text{ °C} \\ \varphi_0 \cdot \left[1 - \frac{\theta_c - 100}{40} \right] & 100 \text{ °C} < \theta_c \leq 140 \text{ °C} \\ 0 & \theta_c > 140 \text{ °C} \end{cases} \quad \text{Ec. 3.46}$$

siendo φ_0 el contenido de humedad inicial

Por lo tanto, la Ec. 3.46 es una alternativa a las ecuaciones propuestas por Lie & Irwin (1990), para el cálculo de la variación de humedad en la sección de hormigón.

También es importante señalar que la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004), permite superponer el calor latente debido a la evaporación del agua libre a la ecuación de modelado del calor específico del hormigón. Por lo tanto, si se trabaja con las ecuaciones del calor específico que ya tienen en sus bases considerado este calor latente, se deberá suponer en el hormigón una humedad inicial igual a cero ($\varphi_0=0$) en las ecuaciones de incremento de temperatura formuladas de Lie & Irwin (1990), sino se estaría duplicando el calor absorbido por la variación de la humedad.

3.2.2 Método de elementos finitos

En el apartado 3.1.4 se han presentado los fundamentos del método de elementos finitos aplicado al análisis térmico. A continuación, se presentan los principales códigos específicos y comerciales de elementos finitos que permiten determinar la distribución de temperaturas de un elemento estructural de hormigón armado.

Los *softwares* de elementos finitos que permiten un análisis térmico de elementos de hormigón armado expuestos a una curva de calentamiento se pueden dividir principalmente en dos categorías:

- *Software* especialmente diseñado para problemas de ingeniería estructural en situaciones accidentales de incendio.
- Paquetes de elementos finitos de uso general que también pueden modelar los efectos de los calentamientos en estructuras.

Los dos principales *softwares* especialmente diseñados para incendios son Vulcan (Rose et al., 1998) y SAFIR (Franssen, 2005). Tal y como comenta Law (2010) en su tesis doctoral, estos dos programas fueron probados y validados por investigadores de las Universidades de Sheffield (Foster et al., 2007) y Lieja (Franssen, 2005), respectivamente. Por último, los paquetes de *software* de propósito general que se pueden aplicar al campo de la ingeniería estructural contra incendios principalmente son Abaqus (Simulia Corp, 2012) y ANSYS (ANSYS Inc., 2021). Recientemente, el *software* DIANA FEA (DIANA FEA BV, 2021) también se está expandiendo hacia el análisis térmico de estructuras de hormigón, es así como ya se ha incluido un módulo de cálculo de losas de hormigón armado bajo fuego. También con el *software* DIANA FEA se han construido subrutinas para el cálculo de la resistencia al fuego de la madera, como las realizadas en su tesis doctoral por Hopkin (2011). En la Figura 3.10, se presenta un ejemplo con las isotermas obtenidas con Abaqus (Simulia Corp, 2012), para una sección de hormigón expuesta por tres de sus caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002).

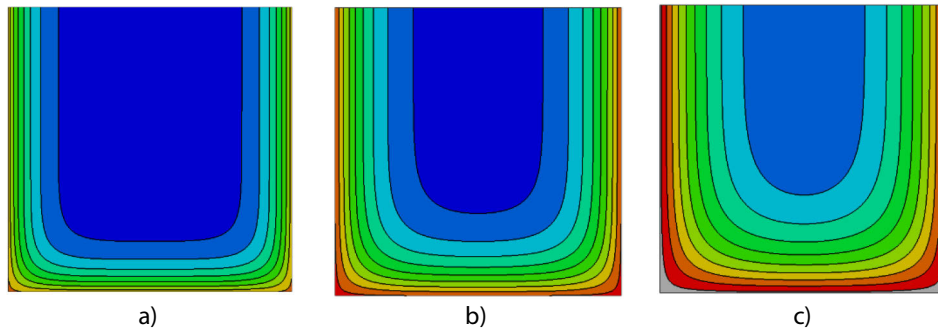


Figura 3.10 Isothermas obtenidas con Abaqus de una sección de hormigón expuesta por tres caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002): a) 30 min; b) 60 min; c) 120 min

3.2.3 Redes neuronales artificiales

Las redes neuronales artificiales, con sus siglas en inglés: ANNs, son un procedimiento matemático que tiene como objetivo simular el comportamiento de las neuronas biológicas, al recibir, procesar y transmitir información como redes neuronales del cerebro humano, es decir, imitan la arquitectura del cerebro y del sistema nervioso. Una neurona artificial puede realizar una operación matemática simple y/o puede comparar dos valores. Cada una recibe datos, se recopilan y procesan a través de funciones de activación preespecificadas y entregan un resultado o dato de salida, que posteriormente puede corresponder al dato de entrada de otra neurona en la capa siguiente. (Ahmad et al., 2021; Al-Khaleefi et al., 2002; Hisham et al., 2021; Liu & Zhang, 2020; Mukherjee & Nag Biswas, 1997)

La arquitectura de una red neuronal artificial (ANN) está conformado por neuronas ordenadas en capas y por conexiones, que unen las neuronas entre capas subsiguientes (no se unen neuronas dentro de la misma capa o entre capas intercaladas). Las capas de neuronas se pueden dividir en tres (Figura 3.11)(Liu & Zhang, 2020; Mukherjee & Nag Biswas, 1997):

- capa de entrada,
- capas ocultas y
- capa de salida.

La capa de entrada es la capa de neuronas (o también llamados nodos), que reciben la información externa y su número depende del número de variables de entrada (un nodo es igual a una variable de entrada). La primera capa oculta recibe la información de la capa de entrada y las siguientes capas ocultas reciben la información de la capa anterior. El número de neuronas y capas ocultas determinan el rendimiento de la red neuronal, pero su número óptimo para un problema está

definido solo en base a la experiencia y a prueba y error. Por último, la capa de salida recibe la información de la última capa oculta, y su número de neuronas es igual al número de variables de salida del problema. Las neuronas de las capas ocultas y de salida, son neuronas artificiales operativas, es decir, que procesan la información recibida a través de una función de activación preespecificada. Además, las redes neuronales artificiales permiten el autoaprendizaje, mediante un proceso de entrenamiento que consiste en establecer los pesos de las conexiones entre nodos. Esta asignación del peso de las conexiones, se realizan minimizando el error entre la salida deseada y la salida real, iniciando con valores de pesos aleatorios. Por lo tanto, para que una red neuronal artificial sea operativa, se necesita previamente entrenar con una batería de resultados obtenidos por otras fuentes, tales como ensayos reales o numéricos. (Ahmad et al., 2021; Al-Khalefi et al., 2002; Hisham et al., 2021; Liu & Zhang, 2020; Mukherjee & Nag Biswas, 1997)

$$Y = f(\sum_{i=1}^n w_i \cdot X_i + b)$$

Ec. 3.47

donde,

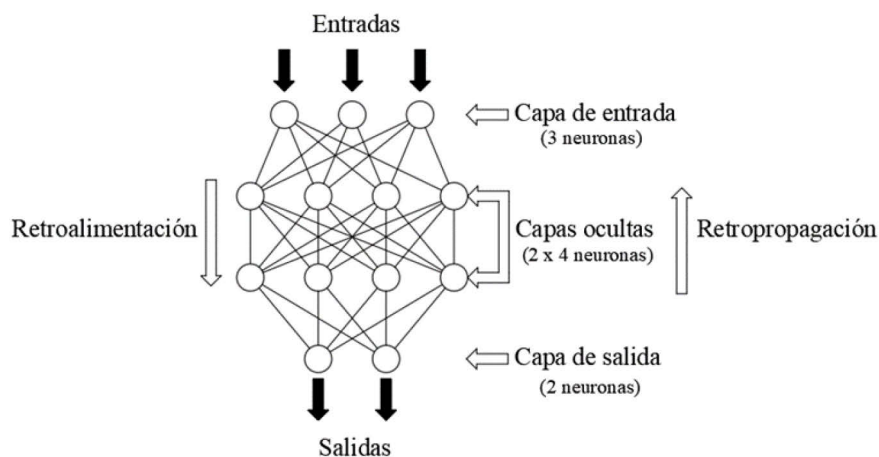
X_i : valor de entrada desde la capa previa.

w_i : valor del peso para X_i .

b : sesgo para la neurona.

f : función de activación.

Y : valor de salida.

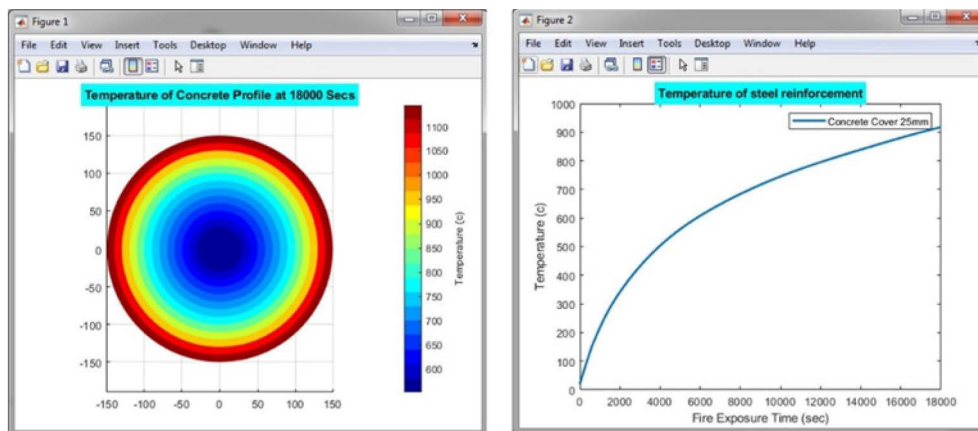


Fuente: adaptada de (Liu & Zhang, 2020; Mukherjee & Nag Biswas, 1997)

Figura 3.11 Ejemplo de arquitectura de una red neuronal

En el ámbito de la ingeniería civil, las redes neuronales artificiales están siendo cada vez más utilizadas, es así como, por ejemplo, investigadores de la Universidad de Benha (Hisham et al., 2021), ya lo han aplicado para predecir la temperatura en columnas de hormigón armado envueltas en polímeros de fibras reforzadas (FRP). En la Figura 3.12 se muestran unos de sus resultados obtenidos mediante redes neuronales artificiales. También existen publicaciones de aplicaciones de las redes neuronales artificiales para la predicción de:

- El comportamiento mecánico uniaxial del hormigón a altas temperaturas, como las efectuadas por investigadores del Instituto Indio de Tecnología (Mukherjee & Nag Biswas, 1997).
- La capacidad de momento de losas de hormigón armado frente al fuego, realizadas por investigadores de la Universidad de Nigde (Erdem, 2010).
- El *spalling* explosivo en hormigones armados que contienen fibras de polipropileno, que están expuestas a curvas de calentamientos, realizados por investigadores de la Universidad de Chongqing y la Universidad de Hong Kong (Liu & Zhang, 2020).
- Entre otros.



Fuente: (Hisham et al., 2021)

Figura 3.12 Gráficas de salida del *software* desarrollado

3.3 Métodos simplificados de análisis térmico

En este apartado se describen tres métodos simplificados de análisis térmico de secciones de hormigón armado frente al fuego:

- Método de Wickström.
- Método de Kodur et al.
- Método propuesto en prEN 1992-1-2:2021.

3.3.1 Método de Wickström

Este método simplificado de análisis térmico, lo presentó Wickström (1987) en el artículo titulado *A very simple method for estimating temperature in fire exposed concrete structures*. Este método está diseñado para calcular fácilmente la temperatura de secciones de hormigón de resistencia normal, bajo una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) e incendios naturales. Las fórmulas simplificadas se estimaron en base a los resultados obtenidos de los cálculos computacionales con el método de elementos finitos.

El modelo simplificado presentado por Wickström (1987) considera propiedades del hormigón tales como: el calor específico (c_p), la densidad (ρ_c) y la conductividad térmica (λ_c). Además del tipo de curva de calentamiento: normalizado ISO 834 y naturales, este último determinado por un coeficiente de abertura (depende de la ventilación y las dimensiones del recinto) y la inercia térmica de los cerramientos del recinto.

A efectos de simplificar los cálculos, este método permite asumir como constantes las propiedades del hormigón, quedando definidas estas como:

- $c_p = 1000 \text{ J/(kgK)}$.
- $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$.
- $\lambda_c = 1.0 \text{ W/(mK)}$.

En caso de que las predicciones de temperaturas necesiten de mayor precisión y/o tengan propiedades térmicas diferentes a las antes señaladas, en el artículo publicado por Wickström (1987) se encuentran las fórmulas sin simplificar.

Además de las simplificaciones señaladas, las formulaciones para el caso de un incendio natural, que trabajan con un tiempo escalado de exposición al fuego, no se presentan en este trabajo, al no ser parte de los objetivos propuestos.

Aplicando estas simplificaciones, a continuación, se presentan las fórmulas propuestas por Wickström (1987), para una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002).

El método simplificado de Wickström (1987) se conforma de tres pasos:

- 1) Determinar la curva de calentamiento (θ_f).
- 2) Calcular la temperatura de la superficie de la sección (θ_w).
- 3) Determinar la temperatura en un punto interior de la sección (θ_z).

La curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834, según Wickström (1987), está dado por:

$$\theta_f = 345 \cdot \log(480 \cdot t + 1)$$

con t en h **Ec. 3.48**

Nota: con esta expresión $\theta_f(t=0) = 0$ °C. Distinto a lo actualmente descrito en la norma EN 1991-1-2:2002+AC:2013 (CEN, 2002), en el cual se agrega un +20 °C, es decir, un desplazamiento vertical de 20 °C, con lo que $\theta_f(t=0) = 20$ °C. Pero, ya que Wickström (1987) tiene ajustado su método simplificado con la Ec. 3.48, al aplicar este método, se deberá usar la curva de calentamiento normalizada propuesta en la Ec. 3.48.

Como segundo paso, la determinación de la temperatura en la superficie de la sección (θ_w) está dada por:

$$\theta_w = \eta_w \cdot \theta_f$$

con 20 °C $\leq \theta_w \leq \theta_f$ **Ec. 3.49**

$$\eta_w = 1 - 0.0616 \cdot t^{-0.88}$$

con $0 \leq \eta_w \leq 1$; t en h **Ec. 3.50**

Finalmente, el incremento de la temperatura en el interior de la sección (θ_z), está dado por:

$$\theta_z = \eta_z \cdot \theta_w$$

con 20 °C $\leq \theta_z \leq \theta_f$ **Ec. 3.51**

$$\eta_z = 0.18 \cdot \ln(t / z^2) - 0.81$$

con $0 \leq \eta_z \leq 1$; t en h; z en m **Ec. 3.52**

La expresión matemática para η_z debe limitarse entre 0 y 1, ya que físicamente ese es el rango de variación de temperaturas dentro de la sección, con $\eta_z = 1$, cuando la temperatura es igual a la de la superficie y $\eta_z = 0$, cuando en un punto interior no hay variación de la temperatura debido al calentamiento externo.

Las fórmulas planteadas anteriormente corresponden a un calentamiento unidireccional, sin que haya interacciones de calentamiento por dos caras opuestas.

En caso de que haya una superposición de temperaturas, estos estarán definidos por η_z , quedando como:

$$\eta_z = \eta_z^{\text{izquierda}} + \eta_z^{\text{derecha}} \quad \text{Ec. 3.53}$$

Donde, las distancias se miden desde el borde de cada lado hacia el punto interior a calcular. Por ejemplo, si una pared tiene un ancho d , η_z estaría dado como:

$$\eta_z = [0.18 \cdot \ln(t/z^2) - 0.81]^{\text{izquierda}} + [0.18 \cdot \ln(t/(d-z)^2) - 0.81]^{\text{derecha}} \quad \text{Ec. 3.54}$$

El límite de influencia de $\eta_z(\delta)$, corresponde cuando $\eta_z = 0$, siendo, por tanto:

$$\delta = (\exp(-4.5) \cdot t)^{0.5} \quad \text{Ec. 3.55}$$

con t en h; δ en m

Por lo tanto, puede darse la superposición de temperaturas en algún punto interior de una sección calentada por dos caras opuestas, cuando la distancia entre las dos caras opuestas (d) sea menor al doble de δ (ejemplo gráfico en la Figura 3.13).

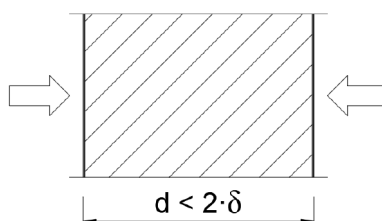


Figura 3.13 Distancia mínima entre dos superficies para que exista superposición de temperaturas

De igual manera puede existir una superposición entre dos caras perpendiculares como en la esquina de una columna, ante lo cual, la ecuación para ello está dada por:

$$\theta_{zy} = \left(\eta_w \cdot (\eta_z + \eta_y - 2 \cdot \eta_z \cdot \eta_y) + \eta_z \cdot \eta_y \right) \cdot \theta_f \quad \text{Ec. 3.56}$$

con $0 \leq \eta_w \leq 1$; $0 \leq \eta_z \leq 1$; $0 \leq \eta_y \leq 1$; $20^\circ\text{C} \leq \theta_{zy} \leq \theta_f$

En resumen, para un tiempo dado, en una sección transversal calentada por las cuatro caras (caso más complejo), existen cuatro escenarios posibles (Figura 3.14): a) no hay superposición de temperaturas entre dos caras opuestas; b) hay superposición de temperaturas entre las caras opuestas arriba y abajo; c) hay superposición de

temperaturas entre las caras opuestas izquierda y derecha; d) hay superposición de temperaturas entre las cuatro caras.

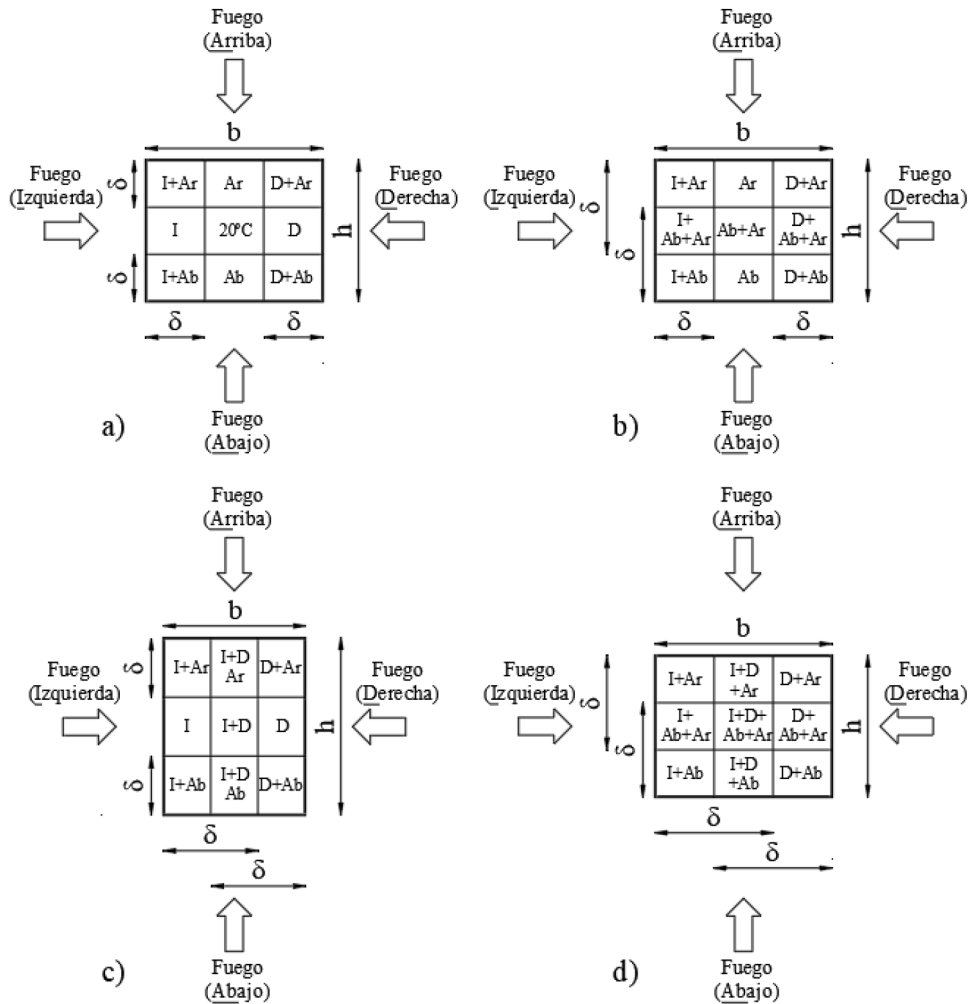


Figura 3.14 Regiones de calentamientos en el interior de una sección, en función de δ

Si para el escenario d) de la Figura 3.14, quisiéramos calcular la temperatura en la región central de la sección, se observa que en este existe un calentamiento proveniente de las cuatro caras. Por lo cual, el cálculo de la temperatura de un punto de esa región correspondería a:

$$\eta_z = \eta_z^{\text{izquierda}} + \eta_z^{\text{derecha}}$$

con $0 \leq \eta_z^{\text{izquierda}} \leq 1; 0 \leq \eta_z^{\text{derecha}} \leq 1$

Ec. 3.57

$$\eta_y = \eta_y^{\text{abajo}} + \eta_y^{\text{arriba}}$$

con $0 \leq \eta_y^{\text{abajo}} \leq 1; 0 \leq \eta_y^{\text{arriba}} \leq 1$

Ec. 3.58

$$\eta_z = [0.18 \cdot \ln(t/z^2) - 0.81]^{\text{izquierda}} + [0.18 \cdot \ln(t/(b-z)^2) - 0.81]^{\text{derecha}}$$

con t en h; b y z en m

Ec. 3.59

$$\eta_y = [0.18 \cdot \ln(t/y^2) - 0.81]^{\text{abajo}} + [0.18 \cdot \ln(t/(h-y)^2) - 0.81]^{\text{arriba}}$$

con t en h; h e y en m

Ec. 3.60

Finalmente, solo basta reemplazar la Ec. 3.59, la Ec. 3.60 y la Ec. 3.50 en la Ec. 3.56 y se obtiene la temperatura en un punto con coordenadas (z, y), ubicado en la región central y que se está calentando por el fuego en sus cuatro caras.

3.3.2 Método de Kodur et al.

Es similar al método planteado por Wickström (1987), salvo que expande su aplicación a hormigones que el método original de Wickström no es capaz de diferenciar. Este método simplificado de análisis térmico de una sección de hormigón fue elaborado en el Departamento de Ingeniería Civil y ambiental de la Universidad Estatal de Michigan, encabezados por V.K.R. Kodur y cuyo trabajo fue publicado el año 2013 (Kodur et al., 2013). A diferencia del método de Wickström (1987), este método permite calcular la temperatura de hormigones de alta resistencia, además de los de resistencia normal, así como también diferenciar entre si se tiene áridos silíceos o calizos en su composición. Este método se desarrolló estadísticamente con los resultados obtenidos por una herramienta de elementos finitos programada y validada por los autores.

Este método tiene unas formulaciones para casos de transferencia de calor en una dimensión y en dos dimensiones, al igual que el método de Wickström (1987).

Para un calentamiento en una dimensión, se tiene:

$$\theta_z = c_1 \cdot \eta_z \cdot (a \cdot t^n)$$

Ec. 3.61

donde,

c_1 : coeficiente que depende del tipo de hormigón y árido.

$a \cdot t^n$: curva normalizada tiempo - temperatura: ISO 834 o ASTM E-119.

a : coeficiente que depende del tipo de incendio (ver Tabla 3.2).

t : tiempo en h.

n : exponente que depende del tipo de incendio (ver Tabla 3.2).

η_z : coeficiente que describe la variación de temperatura según tiempo y ubicación. Está dado por la Ec. 3.62.

$$\eta_z = 0.155 \cdot \ln(t / z^{1.5}) - 0.348 \cdot z^{0.5} - 0.371$$

con $0 \leq \eta_z \leq 1$; con t en h; z en m **Ec. 3.62**

En la Tabla 3.2, se muestran los coeficientes según el tipo de curva normalizada tiempo - temperatura: ISO 834 (CEN, 2002) y ASTM E-119 (ASTM, 2018).

Tabla 3.2 Coeficientes según la curva de calentamiento

Fuente: (Kodur et al., 2013)

Tipo de incendio	a	n
ISO 834	935	0.168
ASTM E-119	910	0.148

El presente método simplificado también considera los calentamientos en dos direcciones perpendiculares (dos dimensiones), cuando por ejemplo una viga o columna se calienta en dos caras perpendiculares entre ellas. La temperatura de un punto interior de la sección de hormigón con un calentamiento bidireccional (2D), está dado por:

$$\theta_{zy} = c_2 \cdot \left(-1.481 \cdot \eta_z \cdot \eta_y + 0.985 \cdot (\eta_z + \eta_y) + 0.017 \right) \cdot (a \cdot t^n)$$

con $0 \leq \eta_z \leq 1$; $0 \leq \eta_y \leq 1$; t en h **Ec. 3.63**

donde,

c_2 : coeficiente que depende del tipo de hormigón y árido (ver Tabla 3.3).

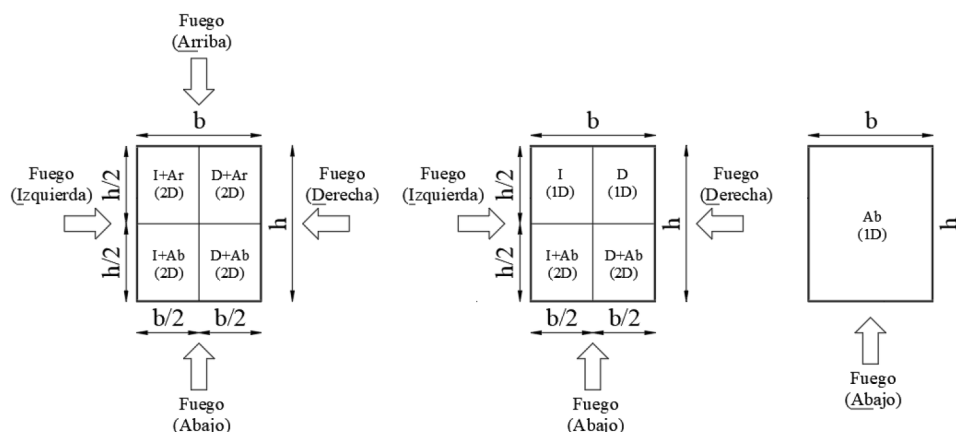
En la Tabla 3.3 se muestran los valores de los coeficientes en función de la resistencia del hormigón y tipo de árido.

Tabla 3.3 Coeficientes según características del hormigón y áridos

Fuente: (Kodur et al., 2013)

Resistencia del hormigón	Tipo de árido	C_1	C_2
Normal	calizo	1.00	1.00
	silíceo	1.12	1.12
Alta	calizo	1.01	1.06
	silíceo	1.12	1.20

Anteriormente, con el método simplificado de Wickström se debía calcular la profundidad de penetración del calor (δ) para determinar si existían superposiciones de calentamientos entre caras opuestas o para limitar hasta donde influye el calentamiento bidireccional en una esquina. En cambio, con este método solo se reduce a considerar todos los límites en mitad de la sección, tal y como se muestra en la Figura 3.15.



Fuente: adaptada de (Kodur et al., 2013)

Figura 3.15 Regiones de calentamientos para una sección con cuatro, tres y una cara de exposición al fuego

Limitaciones de aplicación del método y soluciones propuestas

Este método no considera la posible superposición de calentamientos entre dos caras opuestas, ante lo cual solo recomienda usar el método con secciones con dimensiones mayores a 200 mm.

Para solucionar algunas de las limitaciones encontradas en el método propuesto por Kodur et al. (2013), a continuación, se presenta un análisis del método y propuestas de solución.

Se observó que este método entrega valores erróneos muy cerca del borde, tanto para calentamientos en una dimensión (1D) como en dos dimensiones (2D). Para un punto interior de la sección próximo al borde, expuesto a un calentamiento unidireccional, este método sobreestima la temperatura, con valores incluso superiores a la de la curva de calentamiento. Para un calentamiento bidireccional (2D) como podría ocurrir en una esquina, ocurre lo contrario subestima la temperatura y con la profundidad va incrementando la temperatura hasta un máximo y luego comienza a disminuir, como lógicamente debería ocurrir desde el borde hacia el interior (ver Figura 3.17). Lo descrito anteriormente, se demuestra para dos puntos con igual distancia desde la superficie (x en mm), uno con un calentamiento bidireccional (2D) y otro unidireccional (1D) (ver Figura 3.16). Se analizó la temperatura en función de la profundidad (x), considerando una sección de hormigón de resistencia normal, áridos silíceos y una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834. Los resultados de la comparación se muestran en la Figura 3.17.

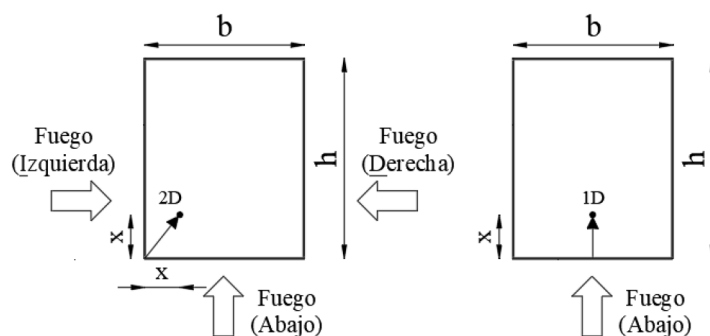


Figura 3.16 Esquema de puntos a analizar con el método de Kodur et al.

En la Figura 3.17, se observa que las temperaturas en coordenadas muy cercanas a la superficie contienen los errores planteados anteriormente y que el rango de estos errores de predicción aumenta con el tiempo de exposición al fuego. Para el caso de un calentamiento 2D (línea negra continua) debería ser una curva siempre decreciente, pero próximo a la superficie eso no ocurre, por lo que este error es propio del método y no se puede resolver totalmente, pero sí parcialmente limitando $\eta_z \leq 1$ (ver Figura 3.18). Es así como para 0.5 h, en los primeros 5 mm, este método infravalora las temperaturas y para el caso de 3 h, ocurre lo mismo hasta los 20 mm. Para un calentamiento 1D (línea negra discontinua), es decreciente para toda

profundidad, como correspondería físicamente, pero tiende a sobreestimar la temperatura por sobre la temperatura del fuego. Esto es fácilmente solucionable, limitando superiormente las temperaturas predichas en el interior de la sección a la temperatura del fuego (ver Figura 3.18). Este error para 0.5 h ocurre hasta los 2 mm y a 3 h hasta los 8 mm, por lo cual no es relevante.

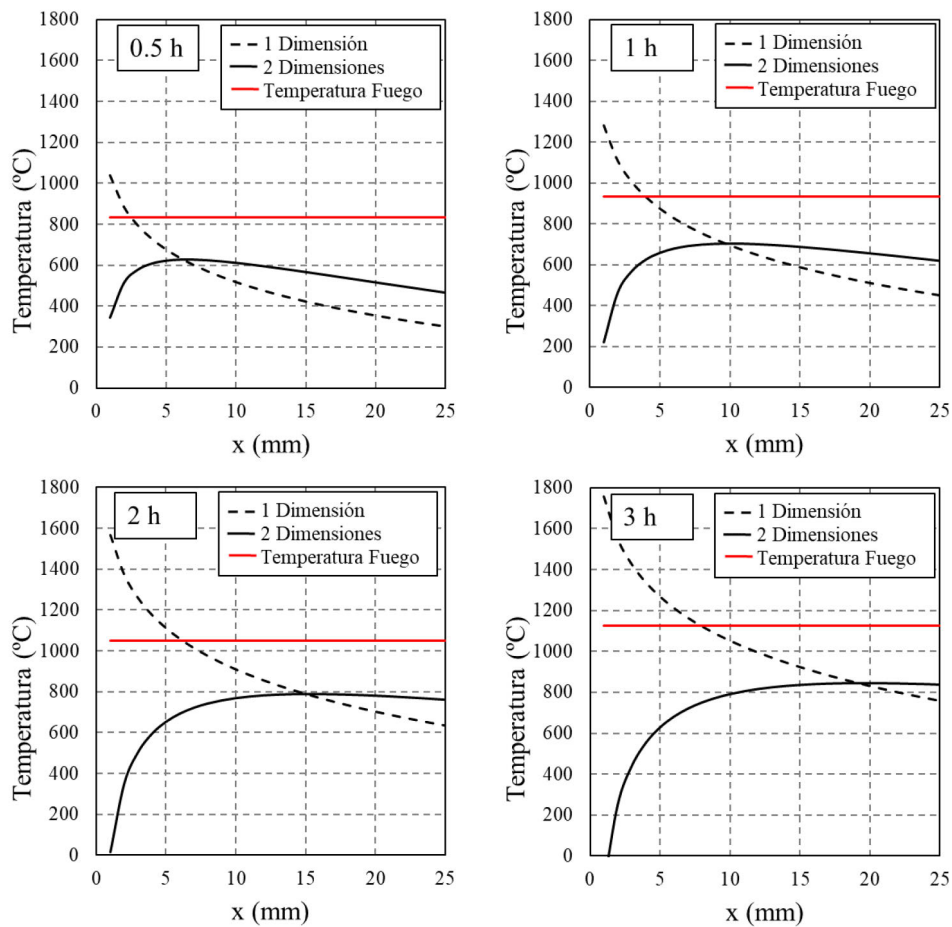


Figura 3.17 Resultados del análisis térmico para tiempos de 0.5 h, 1 h, 2 h y 3 h en función del calentamiento y la profundidad

Por lo tanto, las limitaciones que se necesitan imponer para reducir los errores en los extremos son:

- Limitaciones en los coeficientes: $0 \leq \eta_z \leq 1$ y $0 \leq \eta_y \leq 1$
- Limitaciones en las temperaturas: $20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_z \leq a \cdot t^n$ y $20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_{zy} \leq a \cdot t^n$

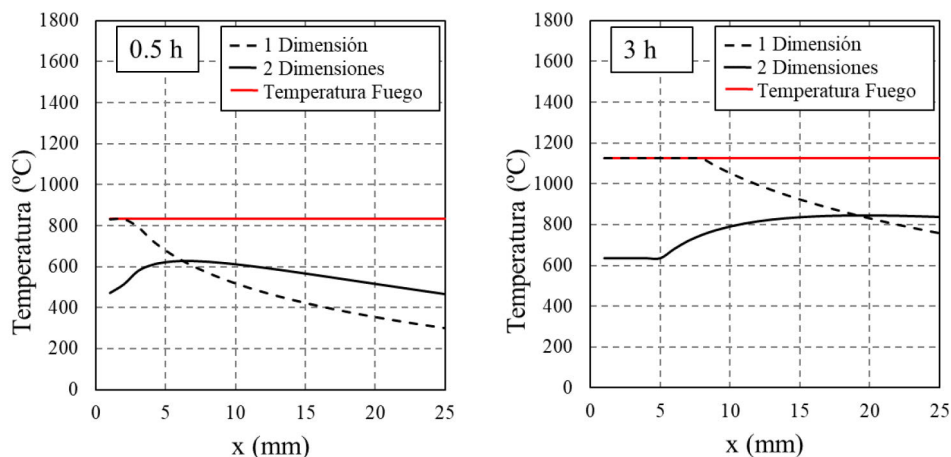


Figura 3.18 Correcciones al método de Kodur. Exposición al fuego de 0.5 h y 3 h

3.3.3 Método propuesto en prEN 1992-1-2:2021

El recientemente publicado proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), entrega un nuevo método simplificado para obtener los perfiles de temperatura o la temperatura de un punto interior de una sección de hormigón, expuesta a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002).

Las fórmulas simplificadas están basadas en los siguientes supuestos:

- La emisividad relativa de la superficie del hormigón es 0.7.
- La conductividad térmica del hormigón está dada por las propiedades térmicas del hormigón establecidas en prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021).
- El calor específico del hormigón está establecido con un 1.5% de humedad, de acuerdo con las propiedades térmicas del hormigón dadas en prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021).
- El factor de convección es $25 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ K})$.

El presente método simplificado de análisis térmico de secciones de hormigón tiene el siguiente campo de aplicación:

- Exposición al fuego por una cara.
- Exposición al fuego por dos caras opuestas.

- Exposición al fuego por dos caras adyacentes.
- Exposición al fuego por tres caras.
- Exposición al fuego por cuatro caras.
- Además, el método permite analizar térmicamente secciones rectangulares y circulares. En este trabajo solo se describirán las fórmulas para una sección rectangular.

Calentamiento por una cara

Para el caso más simple de calentamiento unidireccional, se tiene:

$$\theta(z, R_{fi}) = \theta_1(z, R_{fi}) + 20^\circ\text{C} \quad \text{Ec. 3.64}$$

donde,

$\theta(z, R_{fi})$: temperatura de un punto interior a la sección a una distancia z (en m) y un tiempo de exposición al fuego R_{fi} (en s).

$\theta_1(z, R_{fi})$: temperatura de un punto interior a la sección a una distancia z (en m), producto del calentamiento por una cara un tiempo de exposición al fuego R_{fi} (en s), dada por:

$$\theta_1(z, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (R_{fi} - \Delta R_{fi})}{60} \right) \cdot \exp \left(-z \cdot \sqrt{\frac{0.9 \cdot k}{R_{fi}}} \right) \quad \text{Ec. 3.65}$$

donde,

R_{fi} : tiempo de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002)(en s), $R_{fi} \geq 1800$ s.

ΔR_{fi} : representa muy simplificada el retraso en la temperatura entre la superficie de la sección de hormigón y el recinto del incendio, como una aproximación a los efectos de la convección y radiación. $\Delta R_{fi} = 720$ s.

z : distancia desde la superficie expuesta, en m.

$k = \rho_c \cdot c_p / \lambda_c$: (ρ_c : densidad del hormigón, c_p : calor específico del hormigón; λ_c : conductividad térmica del hormigón).

$k = 3.3 \cdot 10^6$ s/m² (valor calibrado a las curvas de temperaturas).

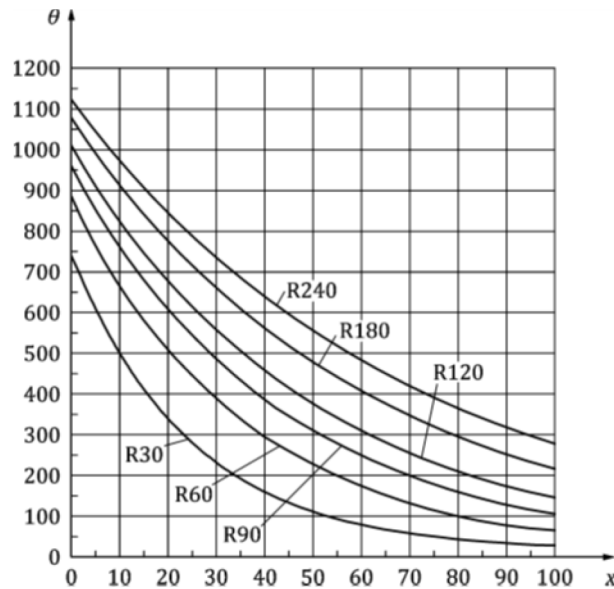
En el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), se establecen unos espesores mínimos de los elementos de hormigón expuestos por una cara, para aplicar este método simplificado con la Ec. 3.64 y la Ec. 3.65, los cuales se muestran en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Espesores mínimos de los elementos de hormigón expuestos por una cara

Fuente: (CEN, 2021)

Resistencia al fuego (min)	R _{fi} 30	R _{fi} 60	R _{fi} 90	R _{fi} 120	R _{fi} 180	R _{fi} 240
Espesor mínimo del elemento de hormigón, expuesto por una cara (mm)	60	70	100	120	150	200

En la Figura 3.19 se muestran algunos perfiles de temperaturas para distancias desde 0 a 100 mm de un miembro de hormigón para tiempos de 30 a 240 min.



Fuente: (CEN, 2021)

Figura 3.19 Perfiles de temperatura para una exposición al fuego por una cara (espesor de 200 mm) para R_{fi} 30 a R_{fi} 240

Calentamiento por dos caras opuestas

Cuando existe una exposición al fuego por dos caras opuestas, puede haber superposición de temperaturas. Estos casos pueden ser calculados con:

$$\theta_2(z, R_{fi}) = \theta_1(z, R_{fi}) + \theta_1(b - z, R_{fi}) \quad \text{Ec. 3.66}$$

$$\theta_2(y, R_{fi}) = \theta_1(y, R_{fi}) + \theta_1(h - y, R_{fi}) \quad \text{Ec. 3.67}$$

Cabe destacar que dado que la Ec. 3.65 incorpora la distancia dentro de una función exponencial, está siempre variará entre 0 y 1, por lo que no hace falta trazar límites de aplicación a la Ec. 3.66 y la Ec. 3.67, salvo las dimensiones de la sección.

En la Figura 3.20 se muestran los casos donde aplicar la Ec. 3.66 y la Ec. 3.67, siendo el caso A y caso B, respectivamente. Finalmente, la temperatura para los casos A y B, se obtienen con la Ec. 3.68 y la Ec. 3.69, respectivamente.

$$\theta(z, R_{fi}) = \theta_2(z, R_{fi}) + 20 \text{ °C} \quad \text{Ec. 3.68}$$

$$\theta(y, R_{fi}) = \theta_2(y, R_{fi}) + 20 \text{ °C} \quad \text{Ec. 3.69}$$

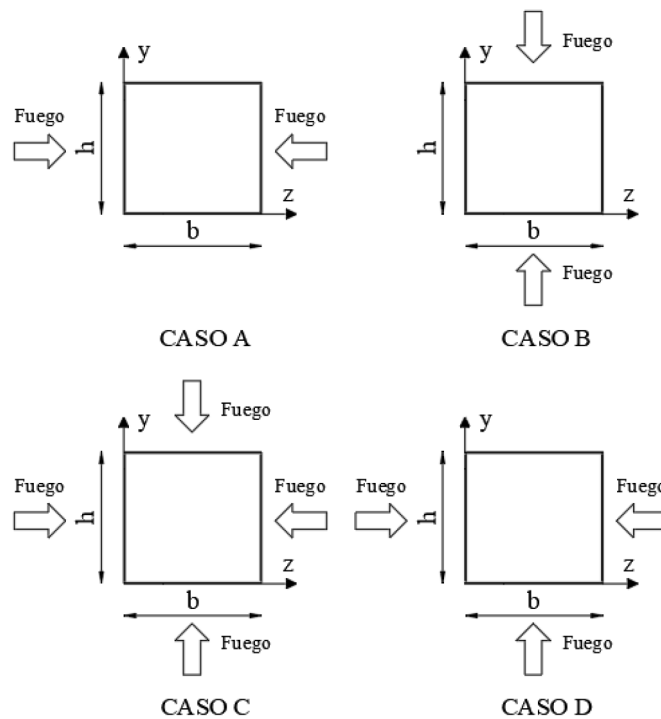


Figura 3.20 Sistema coordinado para secciones expuestas por dos caras opuestas, cuatro caras y tres caras

Calentamiento por cuatro caras

Este caso es una combinación de superposición de calentamientos de caras opuestas por los dos ejes, además de un calentamiento por caras adyacentes, principalmente en las esquinas. Corresponde al caso C de la Figura 3.20 y su fórmula completa está dada por:

$$\theta(z, y, R_{fi}) = \theta_2(z, R_{fi}) + \theta_2(y, R_{fi}) - \frac{\theta_2(z, R_{fi}) \cdot \theta_2(y, R_{fi})}{\theta_1(0, R_{fi})} + \Delta\theta(z', y', R_{fi}) + 20 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Ec. 3.70}$$

donde,

$\theta_1(0, R_{fi})$: corresponde a la Ec. 3.65 con un valor de $z=0$, es decir, aplicado a la superficie de la sección.

$\Delta\theta(z', y', R_{fi})$: corresponde a la contribución local en las esquinas, producto del calentamiento de dos caras adyacentes. Las coordenadas (z', y') se miden desde la superficie hacia el centro, de manera que cada esquina corresponde a $(0,0)$, tal y como se muestra en la Figura 3.21. Con la Ec. 3.71 se calcula este aporte de calor.

$$\Delta\theta(z', y', R_{fi}) = \left(345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{8 \cdot R_{fi}}{60} \right) - \theta_1(0, R_{fi}) \right) \cdot \frac{(a_c - z') \cdot (a_c - y')}{a_c^2} \quad \text{Ec. 3.71}$$

El efecto esquina con este método se considera solo hasta una distancia a_c , la cual es igual a:

- $a_c = 0.04$ m para tiempos de exposición al fuego ≤ 60 min.
- $a_c = 0.10$ m para tiempos de exposición al fuego > 60 min.

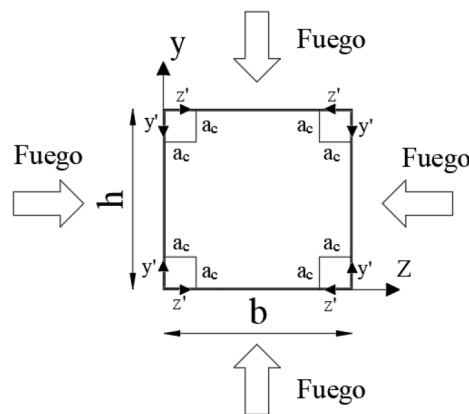


Figura 3.21 Sistema de coordenadas para el calentamiento en las esquinas

Calentamiento por tres caras

Un calentamiento en tres caras se muestra en la Figura 3.20, caso D. La Ec. 3.72 muestra como determinar la temperatura en estos casos.

$$\theta(z, y, R_{fi}) = \theta_2(z, R_{fi}) + \theta_1(y, R_{fi}) - \frac{\theta_2(z, R_{fi}) \cdot \theta_1(y, R_{fi})}{\theta_1(0, R_{fi})} + \Delta\theta(z', y', R_{fi}) + 20 \text{ °C} \quad \text{Ec. 3.72}$$

En un calentamiento por tres caras de una sección rectangular de hormigón, solo tiene dos esquinas que reciben un calentamiento por caras adyacentes, por lo tanto, el término $\Delta\theta(z', y', R_{fi})$ solo se aplica para las esquinas $(z,y) = (0,0)$ y $(z,y) = (b,0)$.

3.4 Ejemplo aplicado de análisis térmico

En este apartado se aplican los tres métodos simplificados de análisis térmico que se presentaron en el apartado 3.3. Se evaluarán unos mismos casos de estudio con cada uno de los métodos simplificados y se realizará una comparación de resultados.

En los anexos de la tesis se presenta el desarrollo paso a paso de uno de los casos de estudio tratados en este apartado, con cada uno de los tres métodos simplificados de análisis térmico.

Datos de los casos

La sección de hormigón armado a analizar se muestra en la Figura 3.22, la que se corresponde con la columna N°2 de la batería de ensayos desarrollada por Lie & Irwin (1990). De la cual, se analizarán las temperaturas en dos posiciones, en una esquina (termopar #23) y a media cara (termopar #16).

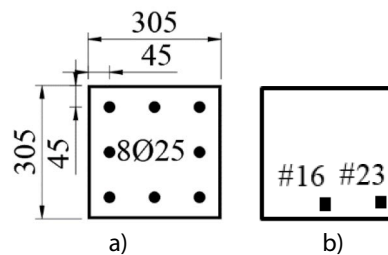


Figura 3.22 Sección de HA: a) dimensiones; b) posición de los termopares

Otras características relevantes del caso a analizar son:

- Hormigón de resistencia normal con áridos silíceos.
- Exposición por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018).
- Posición de los termopares: #16 ($z= 153, y= 38$) mm y #23 ($z= 278, y= 27$) mm, con el origen en la esquina inferior izquierda.

A modo de comparar los resultados obtenidos con los métodos simplificados de análisis térmico, expuestos en este capítulo, se determinará la temperatura en los termopares #16 y #23 de la columna N°2 de Lie & Irwin (1990), para tiempos de 30, 60, 90 y 120 min de exposición al fuego y además se compararán con los resultados experimentales extraídos del informe de ensayo experimental.

Resultados

En la Figura 3.23, se presentan los resultados obtenidos en la posición del termopar #16, el cual debido a su ubicación se ha calentado principalmente unidireccionalmente. En la Tabla 3.5, además se muestran las predicciones obtenidas con cada método simplificado de análisis térmico (MST), así como el de los registros de temperaturas de los termopares (exp), incluyendo el cálculo del error de la predicción, el cual está definido por la Ec. 3.73.

$$\text{Error} = \theta_{\text{MST}} / \theta_{\text{exp}}$$

Ec. 3.73

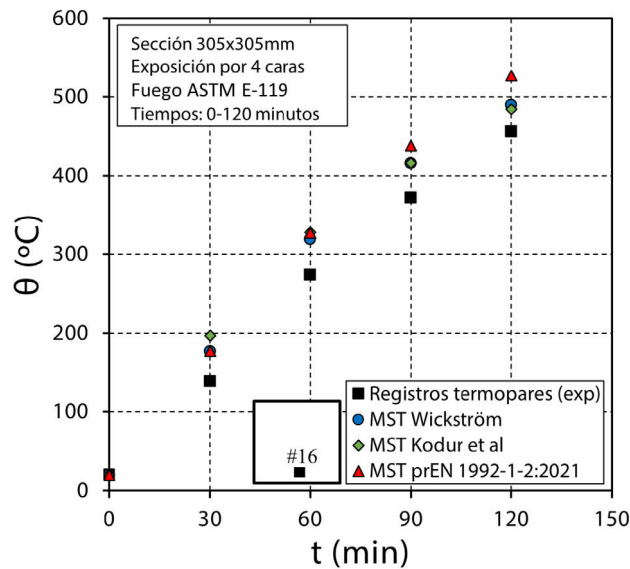


Figura 3.23 Comparación de temperaturas en la posición del termopar #16

Tabla 3.5 Predicciones y errores en las temperaturas en la posición del termopar #16

Tiempo (min)	Registro θ_{exp} (°C)	MST Wickström		MST Kodur et al.		MST prEN 1992-1-2:2021	
		θ_{MST} (°C)	error	θ_{MST} (°C)	error	θ_{MST} (°C)	error
0	20	20	1.00	20	1.00	20	1.00
30	138	177	1.28	197	1.43	177	1.28
60	274	319	1.16	328	1.2	327	1.19
90	372	415	1.12	416	1.12	438	1.18
120	456	489	1.07	484	1.06	527	1.16

En la Figura 3.23, se observa que las predicciones obtenidas con los tres métodos simplificados de análisis térmico (MST) son seguras, y además entre ellas, presentan resultados similares. Lo cual se puede ver también en la Tabla 3.5, ya que los errores son mayores a 1.0 en todos los casos. Por lo que se puede concluir que, para un calentamiento unidireccional en secciones de hormigón de resistencia normal y áridos silíceos, los resultados obtenidos con los métodos simplificados son seguros.

En paralelo, en la Figura 3.24 y en la Tabla 3.6, de manera similar se presentan los resultados obtenidos en la posición del termopar #23, el cual fue calentado bidireccionalmente debido a su ubicación en una esquina. El error calculado para estas predicciones también está definido por la Ec. 3.73.

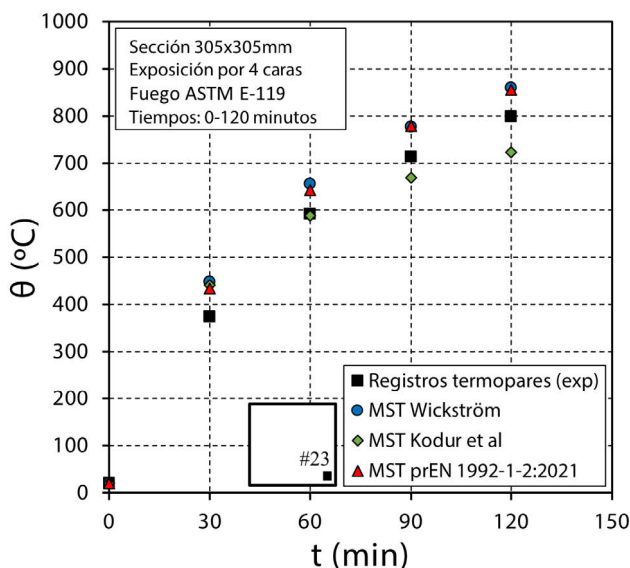


Figura 3.24 Comparación de temperaturas en la posición del termopar #23

Tabla 3.6 Predicciones y errores en las temperaturas en la posición del termopar #23

Tiempo min	Registro θ_{exp} (°C)	MST Wickström		MST Kodur et al.		MST prEN 1992-1-2:2021	
		θ_{MST} (°C)	error	θ_{MST} (°C)	error	θ_{MST} (°C)	error
0	20	20	1.00	20	1.00	20	1.00
30	374	448	1.20	441	1.18	434	1.16
60	591	656	1.11	588	0.99	644	1.09
90	714	777	1.09	669	0.94	779	1.09
120	799	860	1.08	723	0.91	855	1.07

Con respecto a los resultados de las predicciones de temperaturas en el punto ubicado en una esquina de la sección, que recibe calor de dos direcciones, se puede concluir que para los métodos simplificados de análisis térmico de Wickström (1987) y del proyecto de norma prEN 1992:1-2:2021 (CEN, 2021), han sido seguros en todos los casos. Por el contrario, los resultados obtenidos con el método simplificado de Kodur et al. (2013), han sido inseguras para tiempos mayores a 60 min.

En general, de acuerdo con lo mostrado en la Tabla 3.6, se puede concluir que las predicciones de temperaturas obtenidas para tiempos de exposición al fuego mayores a 30 min, independientemente del método simplificado de análisis térmico aplicado (de los tres presentados), pueden considerarse como precisos, ya que tienen un error acotado de solo un $\pm 10\%$.

Bibliografía

- Ahmad, A., Ostrowski, K. A., Maślak, M., Farooq, F., Mehmood, I., & Nafees, A. (2021). Comparative study of supervised machine learning algorithms for predicting the compressive strength of concrete at high temperature. *Materials*, 14(15), 4222. <https://doi.org/10.3390/ma14154222>
- Al-Khaleefi, A. M., Terro, M. J., Alex, A. P., & Wang, Y. (2002). Prediction of fire resistance of concrete filled tubular steel columns using neural networks. *Fire Safety Journal*, 37(4), 339–352. [https://doi.org/10.1016/S0379-7112\(01\)00065-0](https://doi.org/10.1016/S0379-7112(01)00065-0)
- ANSYS Inc. (2021). ANSYS. <https://www.ansys.com>
- ASTM. (2018). Designation: E119 - 18 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. <https://doi.org/10.1520/E0119-18>
- CEN. (2002). EN 1991-1-2:2002 + AC:2013. Acciones en estructuras - Parte 1-2: Acciones en estructuras expuestas al fuego.
- CEN. (2004). EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-2: Reglas generales - Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- CEN. (2021). prEN 1992-1-2:2021-09. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.
- DIANA FEA BV. (2021). DIANA Finite Element Analysis. DIANA Documentation release 10.5. <https://dianafea.com>
- Erdem, H. (2010). Prediction of the moment capacity of reinforced concrete slabs in fire using artificial neural networks. *Advances in Engineering Software*, 41(2), 270–276. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2009.07.006>
- Espinós, A. (2012). Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical slender concrete filled tubular columns [Universidad Politécnica de Valencia]. www.editorial.upv.es

- Foster, S., Chladná, M., Hsieh, C., Burgess, I., & Plank, R. (2007). Thermal and structural behaviour of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire. *Fire Safety Journal*, 42(3), 183–199. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2006.07.002>
- Franssen, J.-M. (2005). SAFIR: A thermal/structural program for modeling structures under fire. *Engineering Journal - American Institute of Steel Construction Inc*, 42, 143–158.
- Hisham, M., Hamdy, G. A., & El-Mahdy, O. O. (2021). Prediction of temperature variation in FRP-wrapped RC columns exposed to fire using artificial neural networks. *Engineering Structures*, 238, 112219. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112219>
- Hopkin, D. (2011). The fire performance of engineered timber products and systems [PhD. Thesis]. Loughborough University.
- Kodur, V. K. R., Yu, B., & Dwaikat, M. M. S. (2013). A simplified approach for predicting temperature in reinforced concrete members exposed to standard fire. *Fire Safety Journal*, 56, 39–51. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2012.12.004>
- Law, A. H. (2010). The assessment and response of concrete structures subject to fire [PhD. Thesis]. The University of Edinburgh.
- Lie, T. T., & Irwin, R. J. (1990). Internal Report N° 601: Evaluation of the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross-sections. <https://doi.org/10.4224/20359214>
- Lie, T. T., & Irwin, R. J. (1993). Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section. *ACI Structural Journal*, 90(1), 52–60. <https://doi.org/10.4224/40001435>
- Liu, J.-C., & Zhang, Z. (2020). Neural network models to predict explosive spalling of PP fiber reinforced concrete under heating. *Journal of Building Engineering*, 32, 101472. <https://doi.org/10.1016/j.job.2020.101472>

- Mukherjee, A., & Nag Biswas, S. (1997). Artificial neural networks in prediction of mechanical behavior of concrete at high temperature. *Nuclear Engineering and Design*, 178(1), 1–11. [https://doi.org/10.1016/S0029-5493\(97\)00152-0](https://doi.org/10.1016/S0029-5493(97)00152-0)
- Reddy, D. v., Sobhan, K., Liu, L., & Young, J. D. (2015). Size effect on fire resistance of structural concrete. *Engineering Structures*, 99, 468–478. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.05.015>
- Rose, P. S., Bailey, C. G., Burgess, I. W., & Plank, R. J. (1998). The influence of floor slabs on the structural performance of the cardington frame in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 46, 310–311.
- Simulia Corp. (2012). *Abaqus/ Standard version 6.12 Analysis User's Manual*.
- Wickström, U. (1987). A very simple method for estimating temperature in fire exposed concrete structures.
- Wickström, U. (2016). *Temperature calculation in fire Safety engineering* (U. Wickström, Ed.; Vol. 1). Springer Nature.

Capítulo 4

RESISTENCIA AL FUEGO DE COLUMNAS DE HA

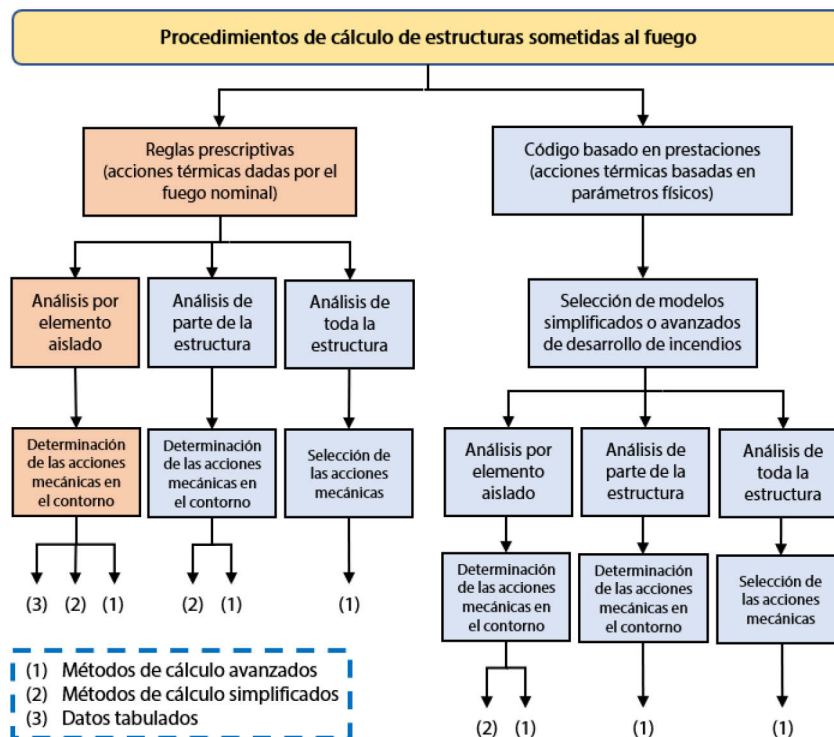
Entre los objetivos principales de esta tesis se encuentra elaborar un método de cálculo avanzado y uno simplificado para columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura. Por ello, en el Capítulo 4 se presentan los procedimientos de cálculo disponibles en la bibliografía, aplicables a columnas de HA sometidas al fuego, estableciendo así un estado de arte con el cual se pretende contextualizar los métodos de cálculo que se desarrollarán en esta tesis. Cabe mencionar que los procedimientos de cálculo avanzado, y también algunos procedimientos de cálculo simplificados de la resistencia al fuego de columnas de HA, requieren de la aplicación de las propiedades de los materiales a altas temperaturas (vistas en el Capítulo 2) y de la realización de un análisis térmico previo (Capítulo 3). Ambos aspectos, a los que se hará referencia en este Capítulo 4, ya se han abordado detalladamente en capítulos anteriores.

4.1 Introducción

El objetivo principal de un procedimiento de cálculo de estructuras sometidas al fuego es asegurar que la estructura o parte de ella se comporte adecuadamente ante un incendio real en un edificio. De acuerdo con la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b), estos procedimientos de cálculo pueden dividirse en dos enfoques (Figura 4.1):

- 1) Enfoque prescriptivo.
- 2) Enfoque basado en prestaciones.

El enfoque prescriptivo se basa en fuegos nominales (curva normalizada tiempo - temperatura) y se determinan las acciones térmicas de acuerdo con ellos. Por otro lado, el enfoque basado en prestaciones utiliza modelos de incendios avanzados o simplificados empleando la ingeniería de protección contra incendios, cuyas acciones térmicas se obtienen en base a parámetros físicos y químicos. (CEN, 2004b)



Fuente: adaptada de (CEN, 2004b)

Figura 4.1 Procedimientos alternativos de cálculo de estructuras sometidas al fuego

En la Figura 4.1 se observa que independientemente del modelo de incendio utilizado: curvas normalizadas tiempo - temperatura (prescriptivo) o modelos más reales de desarrollo de incendios (basado en prestaciones), los procedimientos de cálculo pueden aplicarse a diferentes niveles: solo a un elemento aislado (columna, viga o losa), una subestructura (pórticos, entramados, etc.) o a la estructura completa. En los casos de análisis por elemento aislado y por subestructura, es imprescindible definir las acciones mecánicas de contorno, tales como los grados de libertad de los apoyos (y su variación con la temperatura), las restricciones térmicas e interacción con el resto de la estructura. Así también para un análisis global de la estructura se deben seleccionar las acciones mecánicas a considerar según sea el caso.

Para todos los problemas mostrados en la Figura 4.1, se pueden aplicar métodos de cálculo avanzado, siendo esta la única alternativa en caso de analizar una estructura completa. Por su parte para subestructuras, además de los métodos de cálculo avanzado, en el caso de una exposición a curvas normalizadas tiempo - temperatura, podrían aplicarse para ciertos casos algún método de cálculo simplificado (si se tiene a disposición uno). Por último, en el caso del análisis de un elemento estructural aislado, para el enfoque basado en prestaciones podrían aplicarse métodos de cálculo avanzado o simplificado (si existen) y para el enfoque basado en calentamientos por fuegos nominales, se tienen métodos de cálculo avanzado, simplificado y también tabulados. Sobre estos últimos, la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b) y también el Código estructural (MITMA, 2021), facilitan dos métodos tabulados, dos métodos simplificados y los principios que deben cumplir los métodos avanzados.

De la clasificación de procedimientos de cálculo de estructuras sometidas al fuego (Figura 4.1), en los siguientes apartados se profundizará en los procedimientos con enfoque prescriptivo aplicados a un elemento estructural aislado (cuadros de texto de color naranja en la Figura 4.1), específicamente para el cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura, presentándose para ello tres tipos de métodos de cálculo: avanzados, simplificados y tabulados (ver Figura 4.2).

Sobre los métodos de cálculo avanzado, en este capítulo solo se presentan generalidades, ya que en el Capítulo 5 se explicarán en mayor detalle. En cuanto a los métodos de cálculo simplificado, se presentan cinco métodos diferentes, tres de ellos recogidos de la bibliografía científica (Dotreppe et al., 1999; Kodur & Raut, 2012; Tan & Yao, 2003) y otros dos recogidos de normativas europeas (CEN, 2004b, 2021a). Seguidamente, se presentan los métodos tabulados disponibles en la normativa europea, dadas en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b), la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (CEN, 2019) y el proyecto de norma EN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021a). Por último, al final de capítulo se presenta un caso aplicado de cálculo de la

resistencia al fuego, resuelto con los métodos de cálculo simplificado y tabulados descritos en los apartados siguientes (mostrados también en la Figura 4.2).

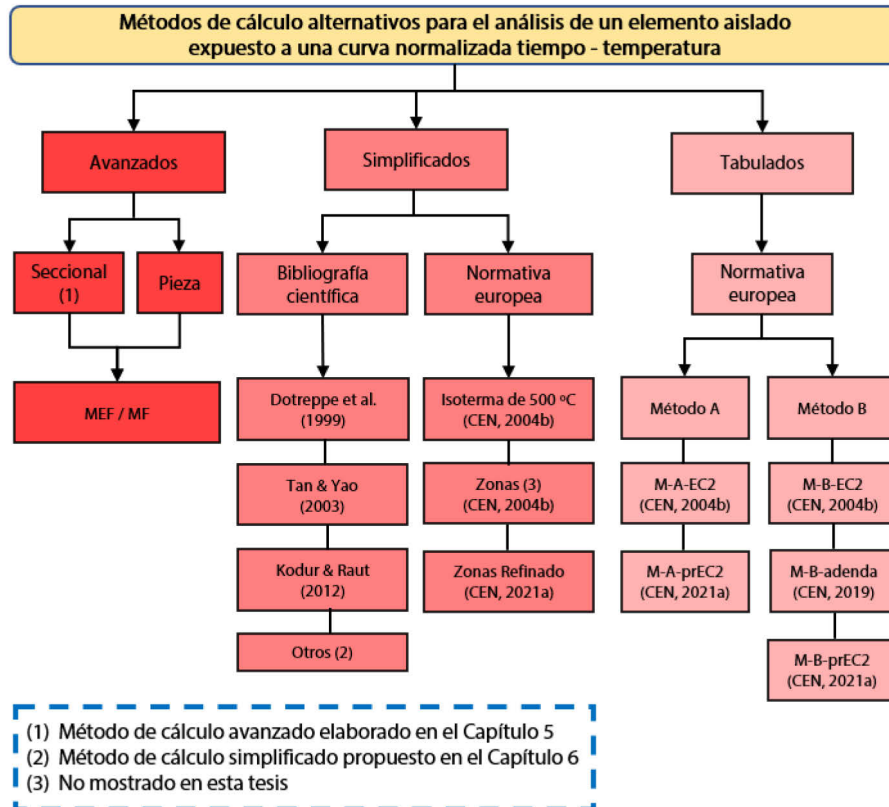


Figura 4.2 Métodos de cálculo con un enfoque prescriptivo aplicados a un elemento estructural aislado (columnas de HA)

4.2 Métodos de cálculo avanzado de la resistencia al fuego

En este apartado no se profundizará en la teoría ni aplicación de los métodos de cálculo avanzado de la resistencia al fuego de columnas de HA, sino solo se presentarán los principios para el cálculo avanzado de estructuras de hormigón según lo dispuesto en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b) y en su análogo español el Código estructural (MITMA, 2021). Es primordial conocerlos al construir cualquier método de cálculo avanzado de la resistencia al fuego de columnas de HA, como por ejemplo para programas de elementos finitos o modelos numéricos de fibras. Un método de cálculo avanzado es desarrollado en detalle en esta tesis, el cual se presenta en el Capítulo 5.

4.2.1 Generalidades

Los métodos de cálculo avanzado de la resistencia al fuego tienen como objetivo modelar de manera realista el comportamiento de estructuras expuestas al fuego. Para ello se deben basar en el comportamiento físico fundamental de los materiales y del fenómeno del incendio, de manera tal, de obtener una buena aproximación del comportamiento real de la estructura en una situación accidental de incendio. (CEN, 2004b; MITMA, 2021)

Los métodos de cálculo avanzado están compuestos por dos modelos de cálculo, los cuales van acoplados entre ellos:

- Modelo avanzado de cálculo térmico.
- Modelo avanzado de cálculo mecánico.

Con los métodos de cálculo avanzado de la resistencia al fuego se pueden modelar cualquier curva de calentamiento y tipo de sección transversal, siempre que se conozca el comportamiento de los materiales en el rango de temperaturas y velocidades de calentamiento requeridos. (CEN, 2004b; MITMA, 2021)

4.2.2 Respuesta térmica

Por respuesta térmica, se conoce al desarrollo (incremento o disminución) y distribución de la temperatura en el interior de los elementos estructurales calentados. Por lo tanto, es un análisis térmico de materiales, el cual debe basarse en los principios e hipótesis aceptados en la teoría de la transferencia de calor. Además, los modelos térmicos deben considerar (CEN, 2004b; MITMA, 2021):

- Las acciones térmicas pertinentes, como, por ejemplo, restricciones a la expansión térmica o la interacción entre elementos estructurales contiguos.

- La migración de la humedad en el interior del hormigón o de las capas de protección, pueden considerarse explícitamente a través de un modelo higró - térmico, o considerarse implícitamente en el material (ejemplo definir las propiedades térmicas del hormigón húmedo), o también puede despreciarse, quedando los resultados del lado de la seguridad.
- La armadura dispuesta en el interior de un elemento de hormigón puede despreciarse en el análisis térmico, debido a su reducida área transversal y alta conductividad.

4.2.3 Respuesta mecánica

La respuesta mecánica de una columna de HA expuesta a una curva de calentamiento, es decir la tensión, depende de la deformación unitaria (ϵ_{tot}) impuesta, la cual en una situación de incendio está dada por (CEN, 2004b; MITMA, 2021):

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{th} + \epsilon_{\sigma} + \epsilon_{cr} + \epsilon_{tr} \quad \text{Ec. 4.1}$$

donde,

ϵ_{th} : deformación unitaria térmica.

ϵ_{σ} : deformación unitaria instantánea dependiente de la tensión.

ϵ_{cr} : deformación unitaria por fluencia básica.

ϵ_{tr} : deformación unitaria por fluencia transitoria.

Como se ha mencionado, la tensión depende de la deformación unitaria dada en la Ec. 4.1, sobre la que se puede observar, que se incluyen las deformaciones unitarias producto del aumento de la temperatura y los gradientes de la temperatura, tales como la deformación térmica y la fluencia transitoria, además de las propias deformaciones existentes a temperatura ambiente, tales como la instantánea dependiente de la tensión y la de fluencia básica dependiente del tiempo.

En la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b) y en su análogo español el Código estructural (MITMA, 2021), también se incluyen algunas instrucciones que deben y/o pueden considerarse en los modelos avanzados de cálculo mecánico, entre las que se tienen:

- Deben basarse en principios e hipótesis conocidos de la teoría de la mecánica estructural, es decir, en la relación tensión - deformación - temperatura de los materiales implicados. Cuyos modelos constitutivos sean probados y aceptados, tales como las dispuestas en normativas pertinentes (CEN, 2004b, 2021a), y las publicadas en artículos científicos revisadas por pares.
- Las deformaciones en el estado límite último pueden limitarse para asegurar la compatibilidad entre todas las partes de la estructura.

- El modelo mecánico debe considerar, si procede, los efectos geométricos no lineales, imperfecciones geométricas y el comportamiento no lineal de los materiales, incluyendo los efectos de carga y descarga sobre la rigidez de la estructura.
- Se permite la evaluación de la capacidad portante mediante un análisis plástico, tanto para los elementos individuales como partes de una estructura o la estructura completa expuestas al fuego.
- La capacidad de rotación plástica de secciones de HA debería estimarse teniendo en cuenta las deformaciones unitarias últimas $\varepsilon_{cu1,\theta}$ (deformación unitaria última del hormigón) y $\varepsilon_{su,\theta}$ (deformación unitaria última del acero para armaduras pasivas). $\varepsilon_{cu1,\theta}$ también puede definirse como variable en función de la armadura de confinamiento dispuesta.
- Se debe prestar atención al *spalling* o desprendimiento del recubrimiento de hormigón en las zonas comprimidas de una sección, especialmente si está directamente expuesta al fuego.
- Se deben comprobar las condiciones de borde en el análisis de elementos aislados o por partes de la estructura, diseñando los detalles constructivos en de manera tal de evitar el fallo debido a la pérdida del apoyo adecuado para los elementos.

4.2.4 Validación

Todo método avanzado de cálculo térmico y mecánico debe validarse con resultados de ensayos relevantes. Estos resultados pueden referirse a temperaturas, deformaciones y tiempos de resistencia al fuego. Así también, se deben comprobar los parámetros considerados como críticos en la ingeniería de protección contra incendios, tales como, la longitud de pandeo, el tamaño de las secciones, recubrimientos, cuantías o el nivel de carga. (CEN, 2004b; MITMA, 2021)

4.3 Métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego

En este apartado se describen cinco métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego de columnas de hormigón armado:

- Método simplificado de Dotreppe et al.
- Método simplificado de Tan & Yao.
- Método simplificado de Kodur & Raut.
- Método simplificado de la isoterma de 500 °C.
- Método de las zonas refinado del prEN 1992-1-2:2021.

Nota: El método simplificado de la isoterma de 500 °C (CEN, 2004b) y el método simplificado de las zonas refinado del prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021a) requieren un análisis térmico seccional previo. Así también hay que destacar, que solo el método simplificado de Kodur & Raut (2012), permite el cálculo directo de la resistencia al fuego de columnas de HA sometidas a cargas axiales con doble excentricidad.

4.3.1 Método simplificado de Dotreppe et al.

Dotreppe et al. (1999) publicaron un artículo técnico en la *ACI Structural Journal*, titulado: *Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions*. En este artículo se presenta un método de cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA expuestas al fuego, elaborado en base al programa de elementos finito SAFIR y validado con resultados experimentales de investigadores de las Universidades de Gante y Lieja en Bélgica, la Universidad Técnica de Braunschweig en Alemania y la Estación de investigación de incendios en Ottawa, Canadá. (Dotreppe et al., 1999)

Este método simplificado de cálculo de la resistencia al fuego no requiere de un análisis térmico seccional previo, ni del cálculo seccional de la columna, ya que la reducción de las propiedades de los materiales debido a las altas temperaturas, así como el cálculo de la capacidad portante de la columna (incluido los efectos de segundo orden) se resuelven directamente con fórmulas empíricas.

Campo de aplicación

El campo de aplicación del método simplificado de Dotreppe et al. (1999) es el siguiente:

- Columnas bajo unas curvas de calentamiento tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b), ASTM E-119 (ASTM, 2018) y ULC S101 (ULC, 2014) (técnicamente idéntico a ASTM (2018)).

- Columnas de HA bajo flexo - compresión recta.
- Hormigones de resistencia normal con áridos silíceos.
- La esbeltez mecánica de la columna es: $\lambda \leq 100$.
- El área de la sección transversal es: $0.04 \text{ m}^2 \leq A_c \leq 0.2 \text{ m}^2$.
- $h / b \geq 1/2$ (con $h \leq b$).
- La excentricidad de la carga es: $10 \text{ mm} \leq e \leq h / 2$.
- El recubrimiento de hormigón de las armaduras es: $20 \text{ mm} \leq c \leq 50 \text{ mm}$.

Aplicación del método

Este método de cálculo se puede aplicar con dos enfoques diferentes:

- 1) Determinar la carga axial máxima que resiste la columna de HA para un tiempo de exposición al fuego ($N_{Rd,fi}$).
- 2) Determinar el tiempo de resistencia al fuego de una columna de HA bajo una carga determinada (R_{fi}).

Las ecuaciones para aplicar este método simplificado son las mismas en ambos casos, pero para determinar el tiempo de resistencia al fuego (R_{fi} , caso dos) es necesario como mínimo calcular la carga axial máxima para tres tiempos de resistencia al fuego diferentes y posteriormente interpolar cuadráticamente para determinar así el tiempo exacto de resistencia al fuego de la columna.

En la Ec. 4.2 se muestra la expresión de cálculo general del método, donde la carga axial máxima que resiste una columna de HA expuesta al fuego depende de un par de factores de reducción y de la carga axial máxima que resiste la columna considerando solo efectos de primer orden.

$$N_{Rd,fi} = \gamma(t) \cdot \eta(\lambda) \cdot N_{uc}(t) \quad \text{Ec. 4.2}$$

donde,

$\gamma(t)$: factor de reducción que tiene en cuenta los efectos del *spalling*.

$\eta(t)$: factor de reducción que depende de los efectos de segundo orden.

$N_{uc}(t)$: carga axial máxima que resiste una columna de HA, teniendo en cuenta solo los efectos de primer orden.

t : tiempo de exposición al fuego, en h.

El factor de reducción $\gamma(t)$ representa la acción del *spalling* y se considera que, para tiempos de cero a 30 min, se produce una reducción lineal hasta llegar a un máximo de 0.85, es decir, a los 30 min se pierde un 15% de la capacidad resistente de la columna (Ec. 4.3).

$$\gamma(t) = \begin{cases} 1 - 0.3 & t \leq 0.5 \text{ h} \\ 0.85 & t > 0.5 \text{ h} \end{cases} \quad \text{Ec. 4.3}$$

Con respecto al factor de reducción $\eta(\lambda)$, este recoge los efectos de la esbeltez y la excentricidad de la carga. En la Ec. 4.4 se muestra la expresión matemática para calcular $\eta(\lambda)$, donde a su vez también es necesario determinar $\chi(\lambda)$ mediante una de las ecuaciones dadas entre la Ec. 4.5 y la Ec. 4.7.

$$\eta(\lambda) = \chi(\lambda) / \left(1 + (10 \cdot e / h) / \left(\frac{1}{\chi(\lambda)} - 3 \cdot 10^{-5} \cdot \lambda^2 \right) \right) \quad \text{Ec. 4.4}$$

donde,

e : excentricidad de la carga, en mm.

h : menor dimensión de la sección transversal, en mm.

λ : esbeltez mecánica de la columna.

$$\chi(\lambda) = 1 - \frac{\lambda}{100} \quad \text{Para } \lambda \leq 20 \quad \text{Ec. 4.5}$$

con c en mm

$$\chi(\lambda) = 0.8 \cdot \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} \cdot \left(\frac{225 - c}{200} \right)^5 \quad \text{Para } 20 < \lambda \leq 70 \quad \text{Ec. 4.6}$$

con c en mm

$$\chi(\lambda) = 0.8 \cdot \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} \cdot \left(\frac{20}{\lambda} \right) \cdot \left(\frac{225 - c}{200} \right)^5 \quad \text{Para } \lambda > 70 \quad \text{Ec. 4.7}$$

con c en mm

Con respecto a $N_{uc}(t)$ para un tiempo de exposición al fuego, esta depende del aporte del hormigón y de las barras de acero, donde cabe señalar que ambas disminuyen su resistencia por el calentamiento de la columna. De manera muy simplificada se modelan estas reducciones en la resistencia de los materiales en términos de $\beta_1(t)$ y $\beta_2(t)$. En la Ec. 4.8 se muestra la expresión para el cálculo de $N_{uc}(t)$ y en las ecuaciones desde la Ec. 4.9 a la Ec. 4.12, las expresiones de cálculo de sendos coeficientes de reducción.

$$N_{uc}(t) = \beta_1(t) \cdot A_c \cdot f_c + \beta_2(t) \cdot A_s \cdot f_y \quad \text{Ec. 4.8}$$

con f_c y f_y en MPa; A_c y A_s en mm^2

$$\beta_1(t) = \frac{1}{\sqrt{1 + (a_1 \cdot t)^2}}$$

con t en h

Ec. 4.9

$$a_1 = 0.3 \cdot A_c^{-0.5}$$

con A_c en m^2

Ec. 4.10

$$a_2 = A_c^{-0.25}$$

con A_c en m^2

Ec. 4.11

$$\beta_2(t) = 1 - \frac{0.9 \cdot t}{0.046 \cdot c + 0.111} \geq 0$$

con c en mm; t en h

Ec. 4.12

4.3.2 Método simplificado de Tan & Yao

Investigadores de la Universidad Tecnológica de Nanyang (Tan & Yao, 2003), publicaron en el año 2003 en la *Journal of Structural Engineering* (ASCE) un método simplificado para predecir la resistencia al fuego de columnas de HA bajo un calentamiento normalizado por las cuatro caras. Se usó el programa de elementos finitos SAFIR (Franssen, 2005) (validado con resultados experimentales) para elaborar las ecuaciones del método propuesto. Este método tenía como objetivo extender la aplicación del método de cálculo de la resistencia última de columnas de HA a temperatura ambiente recomendada por el *American Concrete Institute* (ACI Committee 318, 2014).

Este método simplificado no requiere de un análisis térmico seccional previo, ya que las propiedades reducidas de los materiales se obtienen directamente de fórmulas empíricas dadas anteriormente por Dotreppe et al. (1999) y también por los autores. Pero sí se requiere del cálculo seccional y capacidad portante de la columna de HA, incluido los efectos de segundo orden.

Además, hay que mencionar que el método simplificado de Tan & Yao (2003), ha sido extendido para calentamientos asimétricos: para una, dos y tres caras expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b) y similares. Trabajo publicado por Tan & Yao (2004), pero en esta tesis no se profundizará en este.

Campo de aplicación

El campo de aplicación del método simplificado de Tan & Yao (2003) es el siguiente:

- Columnas de HA calentadas por una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b) o ASTM E-119 (ASTM, 2018).
- Columnas bajo flexo - compresión recta.
- Hormigones de resistencia normal con áridos silíceos.
- La sección debe ser cuadrada o rectangular.
- La esbeltez mecánica de la columna es: $\lambda \leq 100$.
- El área de la sección transversal es: $0.04 \text{ m}^2 \leq A_c \leq 0.36 \text{ m}^2$.
- La excentricidad de la carga es: $e \leq h / 2$.
- El recubrimiento de hormigón de las armaduras es: $20 \text{ mm} \leq c \leq 60 \text{ mm}$.

Aplicación del método

El método propuesto por Tan & Yao (2003), se compone de tres pasos:

- 1) Determinar las propiedades de los materiales a un tiempo determinado de exposición al fuego, a través del cálculo de unos factores de reducción.
- 2) Determinar el punto de fallo en el balanceo.
- 3) Determinar la carga de falla (incluye efectos de segundo orden) por prueba y error (iterativo).

- 1) Determinar las propiedades de los materiales a un tiempo determinado de exposición al fuego, a través del cálculo de unos factores de reducción:

Para el primer paso de este método, Tan & Yao (2003) hacen uso de los factores de reducción del hormigón $\beta_c(t)$ y de las barras de acero $\beta_{yc}(t)$, propuestos por Dotreppe et al. (1999), tal y como se muestra en la Ec. 4.13 y la Ec. 4.14, respectivamente. Sin embargo Tan & Yao (2003) detallan que el factor de reducción de la resistencia de las barras de acero propuesto por Dotreppe et al. (1999), solo es válido para barras de esquina, es decir, barras de acero que se calientan por dos caras perpendiculares entre sí. Por ello, proponen otro factor de reducción, aplicable para las barras de acero que reciben calor desde una sola cara (Ec. 4.15).

$$\beta_c(t) = \gamma(t_{iso}) / \sqrt{1 + (0.3 \cdot A_c^{-0.5} \cdot t_{iso})^{A_c^{-0.25}}} \quad \text{Ec. 4.13}$$

con A_c en m^2 ; t_{iso} en h

$$\beta_{yc}(t) = \gamma(t_{iso}) \cdot (1 - 0.9 \cdot t_{iso} / (0.046 \cdot c + 0.11)) \geq 0$$

con c en mm; t_{iso} en h

Ec. 4.14

$$\beta_{ym}(t) = \gamma(t_{iso}) \cdot (1 - 0.78 \cdot t_{iso} / (0.05 \cdot c + 0.1)) \geq 0$$

con c en mm; t_{iso} en h

Ec. 4.15

donde,

$\beta_c(t)$: factor de reducción de la resistencia del hormigón.

$\beta_{yc}(t)$: factor de reducción de la resistencia del acero de las barras de esquina.

$\beta_{ym}(t)$: factor de reducción de la resistencia del acero de las barras calentada por solo una cara.

t_{iso} : tiempo de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b), en h.

En el factor de reducción de la resistencia del hormigón y de las barras de acero mostradas en la Ec. 4.13, la Ec. 4.14 y la Ec. 4.15, se incorporan también los efectos del *spalling* mediante el factor $\gamma(t_{iso})$ definido en la Ec. 4.16. En estas expresiones se aprecia que el tiempo (t_{iso}) está vinculado a la curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b), por lo que en caso de aplicarse para una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018), se necesita un factor de ajuste del tiempo (α_{iso}), tal y como se propone en la Ec. 4.17 y la Ec. 4.18.

$$\gamma(t_{iso}) = \begin{cases} 1 - 0.3 \cdot t_{iso} & \leq 0.5 \text{ h} \\ 0.85 & > 0.5 \text{ h} \end{cases}$$

Ec. 4.16

donde,

$\gamma(t_{iso})$: factor de reducción que toma en cuenta los efectos del *spalling*.

En resumen, el factor de reducción $\gamma(t_{iso})$ mostrado en la Ec. 4.16, solo es aplicable si se cumple con las siguientes condiciones:

- Árido silíceo.
- Exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b) y también ASTM E-119 (ASTM, 2018), aplicando la Ec. 4.18.
- Sección transversal rectangular con $b / h < 2$, donde b y h son el ancho y la altura de la sección transversal, respectivamente.

El factor de ajuste del tiempo está dado por:

$$\alpha_{\text{iso}} \cong \frac{t_{\text{iso}}(\theta_f)}{t_{\text{ASTM}}(\theta_f)} \quad \text{Ec. 4.17}$$

donde,

$t(\theta_f)$: tiempo necesario para alcanzar la temperatura θ_f según las curvas normalizadas tiempo - temperatura ISO 834 o ASTM E-119.

$$\alpha_{\text{iso}} = \begin{cases} 1.0 & \text{para una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834} \\ 0.9 & \text{para una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119} \end{cases} \quad \text{Ec. 4.18}$$

Por lo tanto, a modo de simplificar las notaciones del tiempo (t), se tiene que, $t = 1.0 \cdot t$, si la columna está expuesta a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b) o $t = t / 0.9$, si la columna está expuesta a una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018).

A parte de los factores de reducción extraídos del artículo de Dotreppe et al. (1999) y el factor para las armaduras calentadas por una sola dirección, propuesto por los autores, se proponen también dos nuevos factores de reducción, un factor de reducción aplicado al módulo de elasticidad del acero (β_{ES}) y un factor de reducción para el producto entre el módulo de elasticidad del hormigón y la inercia de la sección de hormigón (β_{Ecl}).

En concreto, para el acero de las barras, se definen dos factores diferentes de reducción en función de la posición de las barras en la sección transversal, tal y como se presenta en la Ec. 4.19.

$$\beta_{\text{ES}}(t) = \begin{cases} 0.8 \cdot \beta_{\text{yc}}^2(t) + 0.2 \cdot \beta_{\text{yc}}(t) & \text{Para armaduras de esquina} \\ 0.8 \cdot \beta_{\text{ym}}^2(t) + 0.2 \cdot \beta_{\text{ym}}(t) & \text{Para armaduras en mitad de cara} \end{cases} \quad \text{Ec. 4.19}$$

El factor de reducción para la rigidez e inercia de la sección de hormigón, se presentan en la Ec. 4.20, donde se observa que depende del área de la sección transversal, del tiempo y del factor de reducción de la resistencia del hormigón (Ec. 4.13).

$$\beta_{\text{Ecl}}(t) = (1.1 \cdot A_c^{0.15})^t \cdot \beta_c(t) \quad \text{Ec. 4.20}$$

con A_c en m^2 ; t en h

En resumen, las propiedades reducidas de los materiales producto de la temperatura de acuerdo con Tan & Yao (2003), serían:

$$f_c(t) = \beta_c(t) \cdot f_c \quad \text{Ec. 4.21}$$

$$f_{yc}(t) = \beta_{yc}(t) \cdot f_y \quad \text{Ec. 4.22}$$

$$f_{ym}(t) = \beta_{ym}(t) \cdot f_y \quad \text{Ec. 4.23}$$

$$E_s(t) = \beta_{E_s}(t) \cdot E_s \quad \text{Ec. 4.24}$$

$$(E_c \cdot I)(t) = \beta_{E_c I}(t) \cdot (E_c \cdot I) \quad \text{Ec. 4.25}$$

donde,

$(E_c \cdot I)$: producto del módulo de elasticidad del hormigón (E_c) y el momento de inercia de la sección transversal (I), a temperatura ambiente.

Por último, Tan & Yao (2003) establecen que los valores de la deformación unitaria del hormigón en la fibra más comprimida $\epsilon_{c0}(t)$ que se adoptan al aplicar su método simplificado, son función del tiempo de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b), cuyos valores se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Valores de $\epsilon_{c0}(t)$

Fuente: (Tan & Yao, 2003)

Temperatura del gas θ (°C)	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
t (min)	0	0.16	0.29	0.69	1.45	2.95	5.87	11.6	22.7	44.3	86.5
$\epsilon_{c0}(\theta) \cdot 10^{-3}$	3.0	4.0	5.0	6.5	8.0	10.0	13.0	14.5	15.0	15.5	15.5

2) Determinar el punto de fallo en el balanceo:

Una vez obtenidas las propiedades reducidas de los materiales, se procede al siguiente paso, correspondiente al cálculo del punto de fallo del balanceo. En flexo - compresión recta, Tan & Yao (2003) han establecido un nuevo esquema simplificado para determinar las fuerzas y momentos resistentes de una sección de HA a elevadas temperaturas. Este esquema de fuerzas y deformaciones unitarias se asemeja al diagrama rectangular usado en el cálculo de la resistencia de secciones de HA a temperatura ambiente. En la Figura 4.3a se muestra el diagrama de deformaciones;

en la Figura 4.3b el diagrama de fuerzas; y en la Figura 4.3c el diagrama de fuerzas, aplicando la simplificación del bloque rectangular a elevadas temperaturas propuesta por los autores.

Como ya se ha mostrado anteriormente la obtención de las deformaciones unitarias de la Figura 4.3, solo falta por determinar la expresión de cálculo de la profundidad del eje neutro en el balanceo $c_b(t)$, la cual se muestra a continuación en la Ec. 4.26.

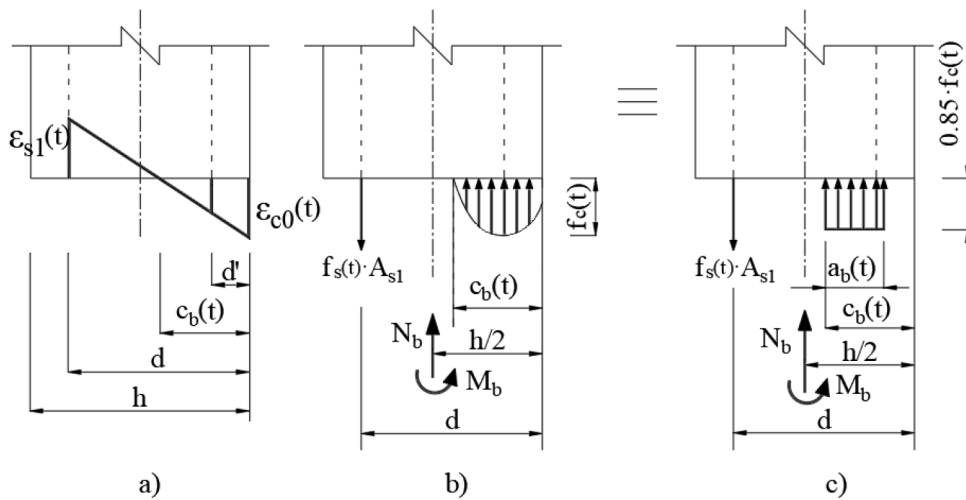
$$c_b(t) = (h - u_s) \cdot \epsilon_{c0}(t) / (\epsilon_{c0}(t) + \epsilon_{s1}(t)) \quad \text{Ec. 4.26}$$

con h en mm; u_s en mm

donde,

$\epsilon_{s1}(t)$: deformación unitaria del acero a un tiempo t . Es igual a $\epsilon_y(t)$, cuando se calcula en el punto de balanceo.

$\epsilon_{c0}(t)$: deformación unitaria del hormigón en la fibra más comprimida.



Fuente: adaptada de (Tan & Yao, 2003)

Figura 4.3 Diagramas de deformaciones unitarias y fuerzas a altas temperaturas

En cuanto al diagrama de fuerzas con el bloque rectangular propuesto por Tan & Yao (2003), se describen seguidamente las simplificaciones realizadas:

- El largo del bloque rectangular $a_b(t)$, se define en la Ec. 4.27 y su largo se mide desde el valor de $c_b(t)$ hacia la fibra más comprimida de hormigón (no se mide desde el borde).

- El alto del bloque rectangular es igual a 0.85 veces la resistencia del hormigón a un tiempo t.
- $f_s(t)$ es igual a la tensión del acero a un tiempo t. En el balanceo $f_s(t) = f_y(t)$.
- A_{s1} es el área de acero de las barras de la fila de armadura más traccionadas, en mm^2 .
- N_b es el axial de balanceo, Ec. 4.29, en kN.
- M_b es el momento de balanceo, Ec. 4.30, en kNm.
- b es el ancho de la sección transversal de hormigón, en mm. Nótese que no varía con el tiempo de exposición al fuego con este método propuesto.
- h es la altura de la sección transversal de hormigón, en mm.

$$a_b(t) = \beta_1 \cdot c_b(t) \quad \text{Ec. 4.27}$$

con $c_b(t)$ en mm

donde,

β_1 : factor de reducción del largo del bloque rectangular de compresión a altas temperaturas, propuesto por Tan & Yao (2003). En la Ec. 4.28 se muestra la expresión matemática para calcularla.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \cdot (f_c(t) / 6.9 - 4) \quad \text{Ec. 4.28}$$

con $0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$; $f_c(t)$ en MPa

Para una configuración donde la sección de HA cuenta con una fila de armadura de compresión y una fila de armadura de tracción, en la Ec. 4.29 y la Ec. 4.30 se muestran las expresiones de cálculo para el punto de fallo en el balanceo.

$$N_b(t) = [0.85 \cdot f_c(t) \cdot a_b(t) \cdot b + A_{s0} \cdot f_s'(t) - A_{s1} \cdot f_y(t)] \cdot 10^{-3} \quad \text{Ec. 4.29}$$

$$M_b(t) = \left[0.85 \cdot f_c(t) \cdot a_b(t) \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{a_b(t)}{2} - c_b(t) \right) + A_{s0} \cdot f_s'(t) \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_{s1} \cdot f_y(t) \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} \quad \text{Ec. 4.30}$$

donde,

A_{s1} : área de acero de las barras de la fila de armadura más traccionada, en mm^2 .

A_{s0} : área de acero de las barras de la fila de armadura comprimida, en mm^2 .

$f_s'(t)$: tensión de las barras de acero comprimidas en un tiempo t, en MPa.

$f_y(t)$: tensión máxima del acero en tracción a un tiempo t, en MPa.

- 3) Determinar la carga de fallo (incluye efectos de segundo orden) por prueba y error (iterativo):

Después de determinar la resistencia de la columna en el punto de fallo de balanceo, se evalúan los efectos del pandeo. Debido a la exposición al fuego, la rigidez efectiva de la sección de HA ($E_c \cdot I$) se deteriora. Tal y como se mencionó anteriormente, con la Ec. 4.25 se puede calcular la rigidez deteriorada de la columna en función del tiempo de exposición a la curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b). Esta rigidez deteriorada es función de la rigidez de la sección transversal a temperatura ambiente ($E_c \cdot I$). Para su cálculo, Tan & Yao (2003) recomiendan usar las expresiones dadas en la ACI (ACI Committee 318, 2014) para el cálculo de la rigidez a temperatura ambiente. En la Ec. 4.31 se muestra la expresión para el cálculo del módulo de elasticidad del hormigón a temperatura ambiente y en la Ec. 4.32 la expresión de cálculo de la rigidez a temperatura ambiente en función de la inercia bruta de la sección transversal (I_b).

$$E_c = 3320 \cdot \sqrt{f_c} + 6900 \quad \text{Ec. 4.31}$$

con f_c en MPa

$$E_c \cdot I = E_c \cdot I_b / 2.5 \quad \text{Ec. 4.32}$$

con E_c en MPa; I_b en mm^4

Partiendo de la Ec. 4.20, la Ec. 4.25 y la Ec. 4.32, la carga crítica de Euler corresponde a la mostrada en la Ec. 4.33. Con la carga crítica de Euler se puede calcular de manera simplificada los efectos de segundo orden de la columna.

$$N_c(t) = \frac{\pi^2 \cdot (E_c \cdot I)(t)}{(k \cdot l)^2} \cdot 10^{-3} \quad \text{Ec. 4.33}$$

donde,

$N_c(t)$: carga crítica de Euler, en kN.

$(E_c \cdot I)(t)$: rigidez de la sección transversal a elevadas temperaturas, en Nmm^2 .

l : longitud real de la columna de HA, en mm.

k : constante que depende de las restricciones de movimientos en los apoyos.

Para incluir los efectos N - Δ , se requiere calcular el factor de amplificación del momento δ . Cuando las excentricidades en los extremos son iguales, se puede calcular con la Ec. 4.34. La excentricidad que incluye los efectos de segundo de orden estaría dada por la Ec. 4.35.

$$\delta = \frac{1}{1 - N_b(t) / N_c(t)} \quad \text{Ec. 4.34}$$

$$e_d = \delta \cdot e \quad \text{Ec. 4.35}$$

donde,

δ : factor de amplificación del momento, adimensional.

$N_b(t)$: carga en el balanceo, en kN.

$N_c(t)$: carga crítica de Euler, en kN.

e : excentricidad de la carga, en mm.

e_d : excentricidad que incluye la excentricidad de la carga más la debida a la deformada de la columna, en mm.

Cuando la carga excéntrica no es igual en ambos extremos de la columna, el factor de amplificación del momento se debe calcular con la Ec. 4.36 y la Ec. 4.37.

$$\delta = \frac{C_m}{1 - N_b(t) / N_c(t)} \quad \text{Ec. 4.36}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \cdot M_{1b}(t) / M_{2b}(t) \geq 0.4 \quad \text{Ec. 4.37}$$

con $M_{2b}(t)$: es el mayor de los dos momentos

Si $M_{1b}(t) / M_{2b}(t) > 0$ la columna tiene una curvatura simple; si ocurre lo contrario, significa que los momentos en los extremos de la columna producen una doble curvatura.

Finalmente, como comprobación inicial utilizando los resultados en el balanceo, se procede a determinar el punto de fallo en el diagrama de interacción M - N. Para ello, debe cumplirse uno de los siguientes objetivos de convergencia, según se trabaje con las excentricidades (e) o con los momentos (M):

- 1) $e_b = e_d$
- 2) $M_b(t) = M_{mag}(t)$

donde se tiene que la excentricidad en el balanceo (e_b) está dado por la Ec. 4.38.

$$e_b(t) = M_b(t) / N_b(t) \quad \text{Ec. 4.38}$$

También se tiene que el momento magnificado (M_{mag}) está dada por la Ec. 4.39 y la Ec. 4.40.

$$M_{\text{mag}} = N_b(t) \cdot e_d \quad \text{Ec. 4.39}$$

Al reemplazar en la Ec. 4.39, la Ec. 4.34 y la Ec. 4.35, se obtiene:

$$M_{\text{mag}} = \frac{N_b(t) \cdot e}{1 - N_b(t) / N_c(t)} \cdot 10^{-3} \quad \text{Ec. 4.40}$$

donde,

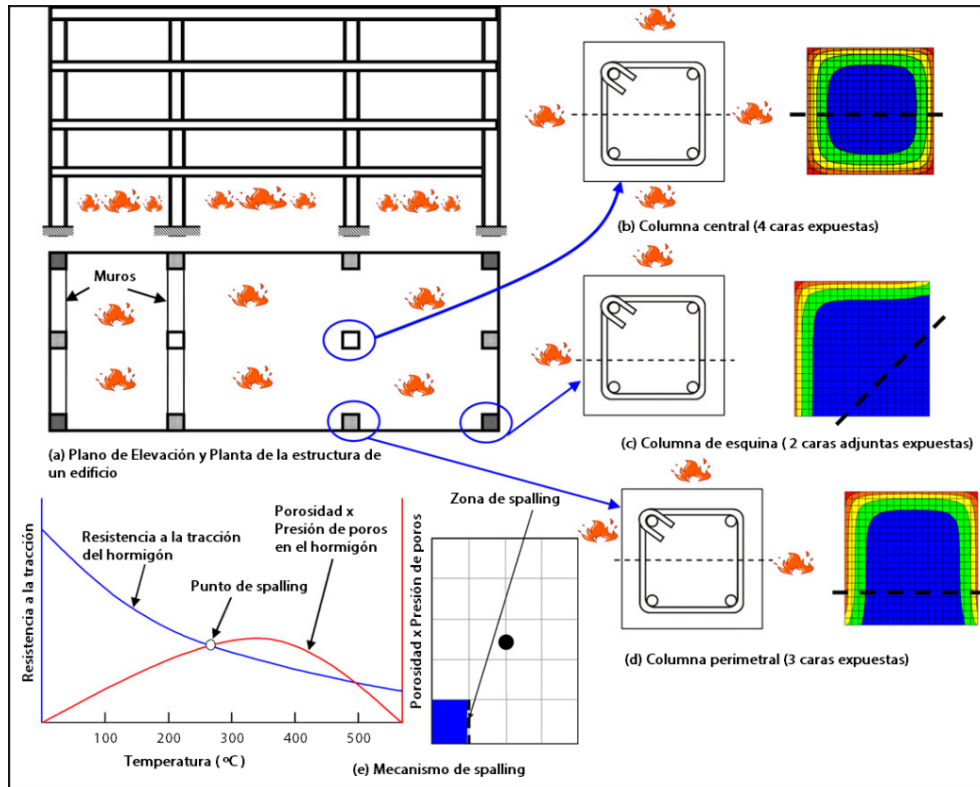
M_{mag} : momento magnificado, en kNm.

e : excentricidad de la carga, en mm.

Nota: las ecuaciones desde la Ec. 4.34 hasta la Ec. 4.40 pueden aplicarse con cualquier momento y axial resistente, no solo en el punto de fallo del balanceo. En el anexo se presenta un ejemplo aplicado del método paso a paso.

4.3.3 Método simplificado de Kodur & Raut

En el año 2012, investigadores de la Universidad Estatal de Michigan (Estados Unidos de América), Kodur & Raut (2012), publicaron en la revista *Engineering Structures* un nuevo método simplificado de cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura. Este nuevo método simplificado no requiere de un análisis térmico seccional previo y permite calcular el tiempo de resistencia al fuego de columnas de HA incluso bajo flexo - compresión esviada, resultado de una carga con doble excentricidad o producto del *spalling* y/o calentamientos de las columnas por una cara, dos caras adjuntas o tres caras, tal y como se muestra en la Figura 4.4. Las formulaciones planteadas por los autores del artículo han sido validadas con resultados de un análisis de elementos finitos (Raut & Kodur, 2012) y registros experimentales (Kodur et al., 2005; Lie & Woollerton, 1988).



Fuente: adaptada de (Kodur & Raut, 2012)

Figura 4.4 Excentricidades que surgen en columnas de HA a causa de posibles escenarios de exposición al fuego y *spalling*

Campo de aplicación

El campo de aplicación del método simplificado de Kodur & Raut (2012), es el siguiente:

- Tiempo de resistencia al fuego (R_{fi}): 1 h - 5 h.
- Tipo de exposición al fuego: curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018), y escenarios de calentamientos equivalentes tales como, ISO 834 (CEN, 2002b) o alguna otra curva de calentamiento cuyo incremento de temperatura inicial sea de rango similar a la de la curva normalizada tiempo - temperatura y tenga una fase de decaimiento.
- Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días (f_{ck}): 25 - 100 MPa.
- Hormigones con áridos silíceos y calizos.
- Tamaño de la columna (cuadrada o rectangular): 200 mm - 600 mm.

- Cuantía geométrica de armadura (ω_g): 1 - 4%
- Longitud eficaz de la columna a temperatura ambiente (l_0): 2 m - 4.5 m.
- Excentricidad de la carga (e_z y e_y): 0 - $0.75 \cdot b$, donde b es la dimensión de la sección transversal de la columna en la dirección de la excentricidad.
- No se consideran los efectos de interacción debidos a la diferencia de rigidez con miembros contiguos.

Aplicación del método para una excentricidad uniaxial

Kodur & Raut (2012), han establecido una expresión matemática (Ec. 4.41) para predecir la resistencia al fuego de columnas de HA con una excentricidad uniaxial (carga concéntrica o excéntrica en solo un eje principal y un calentamiento por las cuatro caras). Para ello se deben resolver las ecuaciones desde la Ec. 4.41 a la Ec. 4.45, que incorporan los efectos de las siguientes variables:

- Tipo de árido: silíceo o calizo.
- Recubrimiento geométrico de hormigón de la armadura (c).
- Cuantía geométrica de armadura de las columnas (ω_g).
- Excentricidad de la carga (e_z).
- Esbeltez mecánica de la columna (λ).
- Razón de carga aplicada (L_R) (carga aplicada (N) / carga máxima que soporta (N_{max})).

$$R_{fi} = C_t \cdot [8 \cdot k_{cp} \cdot k_{ec} \cdot (30 - (\lambda + 5) \cdot (L_R - 0.2))]^{0.94} \text{ en min} \quad \text{Ec. 4.41}$$

donde,

C_t : 1.0 y 1.1 para áridos silíceos y calizos, respectivamente.

k_{cp} : está dado por:

$$k_{cp} = \frac{[(c - 82) \cdot (\omega_g + 10.5) + 870]}{390} \quad \text{Ec. 4.42}$$

con c en mm; ω_g en porcentaje (%)

k_{ec} : 1.0 cuando $e_z = 0$, y si $e_z \neq 0$, entonces:

$$k_{ec} = \frac{[(\lambda - 243) \cdot (e_z - 768) - 83250]}{99880} \quad \text{Ec. 4.43}$$

con e_z en mm

L_R : razón de carga de la columna, dado por:

$$L_R = \frac{N}{N_{\max}} \quad \text{Ec. 4.44}$$

$$N_{\max} = 0.8 \cdot (0.85 \cdot A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_y)$$

con A_c y A_s en mm^2 ; f_c y f_y en MPa

Ec. 4.45

Aplicación del método para una doble excentricidad

Kodur & Raut (2012), también extienden su método al cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA con excentricidades biaxiales producto de la carga, el *spalling* o el calentamiento no simétrico, tal y como se presenta en la Ec. 4.46. Además de las variables consideradas en los casos de excentricidad uniaxial, en la Ec. 4.46 también se incorporan nuevas variables, específicamente, las que producen una doble excentricidad. Estas son:

- Excentricidad de la carga en cada eje principal (definidos como z e y).
- Excentricidad producida por el *spalling*, integrada por medio de la permeabilidad intrínseca del hormigón y el posible uso de fibras de polipropileno.
- Excentricidad debido a un calentamiento no simétrico: calentamiento por una cara, dos caras adjuntas, dos caras opuestas y tres caras.

$$R_{fi} = C_t \cdot [8 \cdot k_{cp} \cdot k_{sh} \cdot (30 - (\lambda + 5) \cdot (L_R - 0.2))]^{0.94} \text{ en min} \quad \text{Ec. 4.46}$$

donde,

C_t : 1.0 y 1.1 para áridos silíceos y calizos, respectivamente.

k_{cp} : está dada por la Ec. 4.42.

L_R : está dada por la Ec. 4.44.

k_{sh} : está dado por:

$$k_{sh} = k_{ec} \cdot k_{sp} \quad \text{Ec. 4.47}$$

$k_{ec} = 1$ cuando $e_{\text{tot}} = 0$, y si $e_{\text{tot}} \neq 0$, entonces:

$$k_{ec} = \frac{[(\lambda - 243) \cdot (e_{\text{tot}} - 768) - 83250]}{99880} \cdot k_{e2} \quad \text{Ec. 4.48}$$

donde $k_{e2} = 1$ cuando $e_y = 0$ (sin excentricidad en el eje y), y si $e_y \neq 0$, entonces:

$$k_{e2} = \left[\frac{(7600 + e_y) \cdot (e_{tot} + 550) + 870}{3600000} \right]^{-1} \quad \text{Ec. 4.49}$$

con e_y y e_{tot} en mm

e_{tot} : representa la excentricidad total de la carga, dado por:

$$e_{tot} = e_z + e_{eq} \quad \text{Ec. 4.50}$$

con e_z y e_{eq} en mm

donde,

e_{eq} : excentricidad equivalente producto de una exposición al fuego por una, dos o tres caras, en mm. e_{eq} está determinado por la Ec. 4.51, la Ec. 4.52 y la Ec. 4.53.

- Para un calentamiento por las cuatro caras:

$$e_{eq} = 0 \quad \text{Ec. 4.51}$$

- Para columnas rectangulares con dos caras opuestas expuestas al fuego:

$$e_{eq} = -17 \quad \text{Ec. 4.52}$$

- Para otros tipos de exposición:

$$e_{eq} = (-d^2 + \alpha \cdot d - \beta) / \gamma \quad \text{Ec. 4.53}$$

donde,

d : dimensión de la sección transversal de la columna, en mm. Como no se aporta más información sobre d , esta puede considerarse como la mayor de las dimensiones de la sección transversal, en secciones rectangulares.

α - β - γ : coeficientes mostrados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Coeficientes para el cálculo de la excentricidad equivalente

Fuente: (Kodur & Raut, 2012)

Caras expuestas al fuego	α	β	γ
Dos caras adyacentes	930	73000	3000
Tres caras	1000	115000	5000
Una cara	900	120000	5000

Por último, los efectos del *spalling* están dados por la permeabilidad del hormigón y el posible uso de fibras, y sus valores y ecuación corresponden con:

- Cuando la permeabilidad del hormigón sea mayor o igual a 10^{-17} m^2 :

$$k_{sp} = 1 \quad \text{Ec. 4.54}$$

- Cuando la permeabilidad del hormigón sea menor a 10^{-17} m^2 , pero este contiene fibras de polipropileno:

$$k_{sp} = 1 \quad \text{Ec. 4.55}$$

- Cuando el hormigón tenga una permeabilidad menor a 10^{-17} m^2 y no contenga fibras de polipropileno:

$$k_{sp} = (\log(\text{perm}) + 20) / 2.75 \quad \text{Ec. 4.56}$$

perm : permeabilidad intrínseca del hormigón, en m^2

4.3.4 Método simplificado de la isoterma de 500 °C

De acuerdo con el Anexo B de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b), el método simplificado de la isoterma de 500 °C, consiste en determinar una sección transversal reducida de una sección de HA expuesta a un calentamiento. Para ello, se debe realizar un análisis térmico seccional previo, con el cual determinar la isoterma de 500 °C en la sección de hormigón y también las temperaturas de las barras de acero de las armaduras. Las dimensiones de la sección transversal reducida están dadas por la profundidad media de la isoterma de 500 °C. Además, para la sección transversal reducida de hormigón se establece que sus propiedades de resistencia y módulo de elasticidad corresponden a las iniciales a temperatura ambiente, y para la superficie

de hormigón fuera de los límites dados por la isoterma de 500 °C, se debe considerar a ese hormigón como totalmente dañado, es decir, un hormigón que no contribuye a la capacidad portante del elemento. Por su parte, las propiedades de las barras de acero de las armaduras serán las correspondientes a las reducidas en función de las temperaturas obtenidas en el análisis térmico. Posteriormente se realiza un análisis mecánico seccional y se calcula la capacidad portante de la columna (incluyendo los efectos de segundo orden).

Corresponde señalar que el método simplificado de la isoterma de 500 °C, aunque seguirá vigente en el Código estructural de España (MITMA, 2021), ha sido suprimido en el proyecto de norma prEN 1992 1-2:2021 (CEN, 2021a), por lo que su aplicación se espera sea reemplazada por el método de las zonas refinado propuesto en el proyecto de norma mencionado, que amplía y mejora los resultados que se obtienen con el método de la isoterma de 500 °C.

Campo de aplicación

Este método es aplicable bajo las siguientes condiciones:

- Para una exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b) en función de la resistencia al fuego.
- Para una exposición a una curva paramétrica tiempo - temperatura con un coeficiente de abertura $O \leq 0.14 \text{ m}^{0.5}$.
- La sección de hormigón deberá cumplir también con las anchuras mínimas mostradas en la Tabla 4.3 y la Tabla 4.4.

Tabla 4.3 Anchura mínima de la sección transversal en función de la resistencia al fuego (para una curva normalizada)

Fuente: (CEN, 2004b)

Resistencia al fuego, min	R _f 60	R _f 90	R _f 120	R _f 180	R _f 240
Anchura mínima, mm	90	120	160	200	280

Tabla 4.4 Anchura mínima de la sección transversal en función de la densidad de la carga de fuego (para una curva paramétrica)

Fuente: (CEN, 2004b)

Densidad de la carga de incendio, MJ / m ²	200	300	400	600	800
Anchura mínima, mm	100	140	160	200	240

Aplicación del método

El procedimiento para calcular la capacidad portante de una columna de HA en situación de incendio con el método de la isoterma de 500 °C, es el siguiente:

- 1) Determinar la isoterma de 500 °C (análisis térmico).
- 2) Determinar una nueva anchura b_{fi} , una nueva altura h_{fi} y una nueva altura eficaz d_{fi} de la sección transversal. Todo el hormigón por fuera de la isoterma de 500 °C se elimina. Las esquinas redondeadas de la isoterma pueden reemplazarse por rectángulos o cuadrados, tal y como se observa en la Figura 4.5.
- 3) Determinar la temperatura de las armaduras en la zona de compresión y tracción (análisis térmico). Esta temperatura se puede determinar con métodos de análisis térmico avanzado, simplificado o a partir de perfiles de temperaturas dados en la bibliografía. Algunas barras pueden quedar fuera de la sección transversal reducida, pero también deben incluirse en los cálculos. Además, de manera simplificada se puede calcular una temperatura media ponderada por cada fila de armadura ($\theta_{m,k}$), tal y como se muestra en la Figura 4.6 y Ec. 4.57.
- 4) Determinar la resistencia reducida de la armadura debido a la temperatura, de acuerdo con el apartado de propiedades de los materiales a altas temperatura de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b).
- 5) Utilizar los métodos convencionales de cálculo de la capacidad portante de una sección transversal de HA (ACI Committee 318, 2014; CEN, 2004a). Se utiliza la sección de hormigón reducida y la resistencia de las armaduras a altas temperaturas calculadas anteriormente.
- 6) Comparar la capacidad última con el valor de cálculo del efecto de carga. Alternativamente, se puede comparar la resistencia al fuego estimada con la resistencia requerida. Este método evalúa la capacidad mecánica de una sección de HA para un tiempo de resistencia al fuego requerida, pero puede extenderse también al cálculo de la capacidad portante de la columna, incluyendo los efectos de segundo orden al igual como se hace a temperatura ambiente (CEN, 2004a, 2021b).

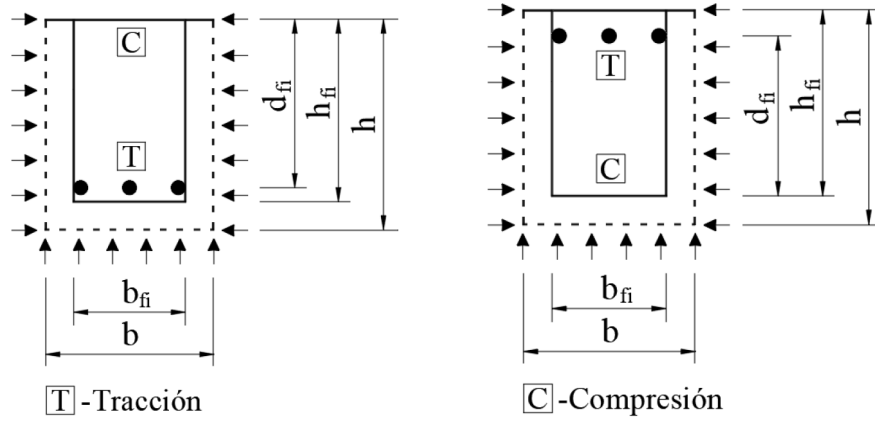
$$\theta_{m,k} = \frac{\sum (\theta_i \cdot A_{s,i})}{\sum A_{s,i}} \quad \text{Ec. 4.57}$$

donde,

θ_i : temperatura de la barra i en una misma fila de armadura k , en °C.

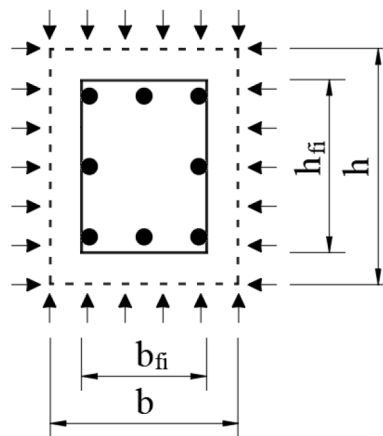
$A_{s,i}$: área de la barra i en una misma fila de armadura k , en mm².

$\theta_{m,k}$: temperatura media ponderada de la fila de armadura k , en °C.



a) Exposición al fuego en tres caras con la zona de tracción expuesta

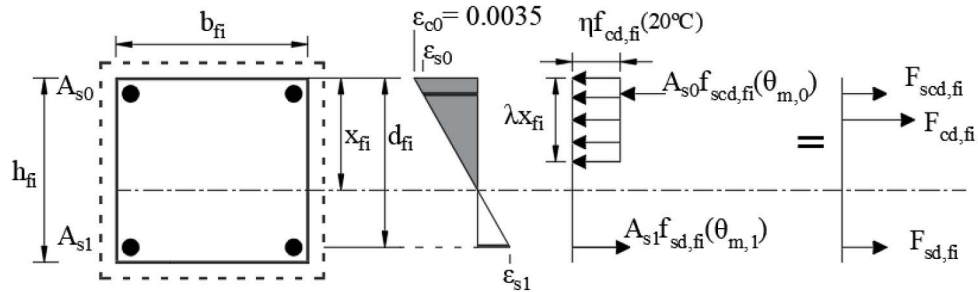
b) Exposición al fuego en tres caras con la zona de compresión expuesta



c) Exposición al fuego en cuatro caras (viga o columna)

Fuente: adaptada de (CEN, 2004b)

Figura 4.5 Sección transversal reducida de una viga y columna de HA



Fuente: adaptada de (CEN, 2004b)

Figura 4.6 Distribución de deformaciones y tensiones en el estado límite último para una sección transversal rectangular de hormigón con armadura de compresión

En la Figura 4.6:

$f_{cd,fi}(20)$: valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en situación de incendio a temperatura ambiente. $f_{cd,fi}(20) = f_{ck} / \gamma_{c,fi}$

$f_{scd,fi}(\theta_{m,0})$: resistencia de cálculo de la armadura de compresión en situación de incendio a la temperatura media θ_m en la fila 0.

$f_{sd,fi}(\theta_{m,1})$: resistencia de cálculo de la armadura de tracción en situación de incendio a la temperatura media θ_m en la fila 1.

$F_{cd,fi}$: Fuerza resistente del hormigón, negativo.

$F_{scd,fi}$: Fuerza de la fila de armaduras más comprimida, negativo.

$F_{sd,fi}$: Fuerzas de las filas de armadura traccionadas, positivo (también puede ser negativo en caso de estar comprimidas).

λ, η : están definidas en la norma EN 1992-1-1:2004+AC:2010 (CEN, 2004a). Para hormigones de resistencia $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$: $\lambda = 0.8$ y $\eta = 1$.

$\gamma_{c,fi}$: coeficiente parcial de seguridad para el hormigón en situación de incendio.

Al procedimiento de cálculo de una sección transversal de HA sometida a flexo - compresión recta anteriormente mostrado, se le pueden incluir los efectos de segundo orden aplicando, por ejemplo, el método basado en la curvatura nominal. El procedimiento quedaría del siguiente modo, (CEN, 2021b):

- El valor de diseño del momento flector en situación de incendio ($M_{Ed,fi}$) está dado por la Ec. 4.58.

$$M_{Ed,fi} = -N_{Ed,fi} \cdot e_d$$

Ec. 4.58

- La excentricidad máxima (e_d) está dada por la Ec. 4.59.

$$e_d = e_0 + e_1 + e_2 \quad \text{Ec. 4.59}$$

donde,

e_0 : excentricidad de primer orden.

e_1 : excentricidad adicional que tiene en cuenta los efectos de las imperfecciones geométricas. Puede aproximarse con la Ec. 4.60 de acuerdo con (CEN, 2021b) o con lo sugerido por la Ec. 4.61 (CEN, 2004a).

e_2 : excentricidad debida a la deformación del elemento comprimido (efectos de segundo orden). Se puede aproximar con la Ec. 4.62 (CEN, 2004a, 2021b).

$$e_1 = l / 2000 \quad \text{Ec. 4.60}$$

$$e_1 = l_0 / 400 \quad \text{Ec. 4.61}$$

$$e_2 = \kappa \cdot (l_0)^2 / c_\kappa \quad \text{Ec. 4.62}$$

donde,

l : longitud real de la columna.

l_0 : longitud eficaz de la columna a temperatura ambiente.

c_κ : factor de distribución de la curvatura. En caso de una sección transversal constante se suele usar el valor $c_\kappa = 10$ ($\approx \pi^2$). Si el momento de primer orden es constante, debería considerarse un menor valor (8 es un límite inferior, que corresponde a un momento total constante)

κ : curvatura de una sección.

4.3.5 Método de las zonas refinado del prEN 1992-1-2:2021

En el proyecto de norma prEN 1992 1-2:2021 (CEN, 2021a), se establece un nuevo método simplificado de análisis estructural, el cual está basado en los principios del método de las zonas dados en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b). Este método de análisis estructural ha sido elaborado en base a un estudio estadístico con los resultados obtenidos de una batería numérica de columnas de HA, cuyas dimensiones van desde los 150x150 mm hasta los 600x600 mm, con tiempos de 30 a 240 min y exposiciones al fuego por una, dos, tres y cuatro caras. (CEN, 2021b)

El método hace uso de las propiedades de los materiales a altas temperaturas (resistencia y deformación) dispuestas en el proyecto de norma prEN 1992 1-2:2021 (CEN, 2021a). Por lo tanto, el presente método simplificado requiere de un análisis térmico previo.

Campo de aplicación

El campo de aplicación del método de las zonas refinado es el siguiente:

- Columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b).
- Hormigones de resistencia normal y de alta resistencia.
- Secciones transversales de HA con forma rectangular, circular y perfiles que se puedan formar con la suma de secciones rectangulares (Perfiles I y perfiles T).

Consideraciones el método

- Análisis térmico seccional: las temperaturas en la sección transversal de hormigón y en las armaduras pueden ser calculadas por métodos simplificados (se sugiere el método propuesto en esta norma) o por métodos avanzados.
- La temperatura de una barra de armadura se calcula en el centro de esta. Además, se puede determinar la temperatura de una sección de hormigón sin considerar a la armadura y en cuyo caso la temperatura de la barra será igual a la temperatura del hormigón en ese mismo punto.
- En este proyecto de norma se plantea, junto con este nuevo método de cálculo, ecuaciones y relaciones de tensiones y deformaciones, en función de si los elementos estructurales están flexionados (vigas y losas) o flexo - comprimidos (columnas).

Aplicación del método

El método de las zonas refinado presenta el siguiente procedimiento de cálculo:

- 1) Determinar el ancho de la zona de borde (a_z) según lo establecido en la Ec. 4.63. Si el hormigón tiene una resistencia $f_{ck} \geq 70$ MPa, el ancho de la zona de borde (a_z), se debe amplificar por 1.15.
- 2) Determinar la sección transversal reducida (b_{fi} y h_{fi}).
- 3) Determinar las temperaturas en la sección de hormigón y armaduras. Los puntos necesarios donde calcular su temperatura corresponden a:
 - El centro de la sección de hormigón.

- El punto de referencia T. Este punto es necesario para el cálculo de la deformación térmica del hormigón (e_{th}). Su ubicación está dada por la coordenada ($b_{fi}/2, y_T$), donde y_T , se define en la Ec. 4.64 (ver Figura 4.7).
 - El centro de cada barra de las armaduras.
- 4) Calcular la temperatura media de las armaduras por filas (Ec. 4.65).
 - 5) Determinar las propiedades reducidas de los materiales (resistencias y deformaciones).
 - 6) Calcular el diagrama de interacción M - N. Para ello se deben usar las formulaciones de la distribución de tensiones y deformaciones planteadas en esta norma, según si las solicitaciones sean de flexión simple o flexo - compresión, tracción o compresión puras.
 - 7) Determinar la capacidad de carga última (incluyendo efectos de segundo orden) y verificar la resistencia de diseño (puede ser resuelta de manera gráfica (CEN, 2021b)).

$$a_z = \begin{cases} 0.011 \cdot \sqrt{1 + ((R_{fi} - 27)/27) \cdot \sqrt{w / 0.0125}} & \text{Para } 0.075 \leq w < 0.20 \\ 0.011 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot (R_{fi} - 27)/27} & \text{Para } w \geq 0.20 \end{cases} \quad \text{Ec. 4.63}$$

donde,

a_z : ancho de la zona de borde, en m.

R_{fi} : tiempo de resistencia de diseño para un criterio de carga, en situación de incendio, en min.

w : anchura considerada en una sección transversal para obtener la sección transversal reducida, la cual depende de la exposición al fuego, en m. Está definida como:

- La anchura de la sección, que es perpendicular a la superficie expuesta al fuego, en caso de exposición al fuego en una cara o dos caras adjuntas.
- La mitad de la anchura de la sección que es perpendicular a la superficie expuesta al fuego, en caso de exposición al fuego por dos caras opuestas o más.
- La mitad de la anchura de la sección, válido para secciones circulares.

En la Figura 4.8 se muestran los diferentes casos de w . Tal y como se observa en secciones rectangulares pueden existir dos valores para w , por lo que se debe seleccionar el mayor.

Las dimensiones de la sección transversal reducida b_{fi} y h_{fi} se calculan de acuerdo con lo mostrado en la Figura 4.8. Además, la resistencia equivalente del hormigón ($f_{c,\theta}$) se obtiene a partir de la temperatura del hormigón en el centro de la sección (θ_M).

$$y_T = \min(0.125 \cdot h, 50) \quad \text{en mm} \quad \text{Ec. 4.64}$$

con h en mm

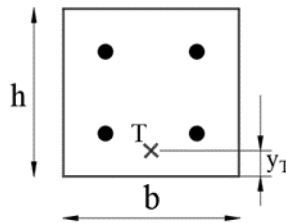
$$\theta_{m,k} = (\sum \theta_i) / n_k \quad \text{Ec. 4.65}$$

donde,

$\theta_{m,k}$: temperatura media de las armaduras en la fila k, en °C.

θ_i : temperatura de la barra i en la fila k, en °C.

n_k : número de barras en la fila k.



Fuente: adaptada de (CEN, 2021b)

Figura 4.7 Visualización del punto de referencia T

Para secciones rectangulares de HA en situación de incendio con la condición $x_{fi} \leq 3 \cdot (d_{fi} + a_{fi})$, se tienen las siguientes ecuaciones:

- La deformación unitaria del hormigón en la fibra más comprimida (ϵ_{c0}) (Ec. 4.66 y Ec. 4.67):

$$|\epsilon_{c0}| \leq \epsilon_{c1,\theta} \quad \text{Para } x_{fi} \leq (d_{fi} + a_{fi}) \quad \text{Ec. 4.66}$$

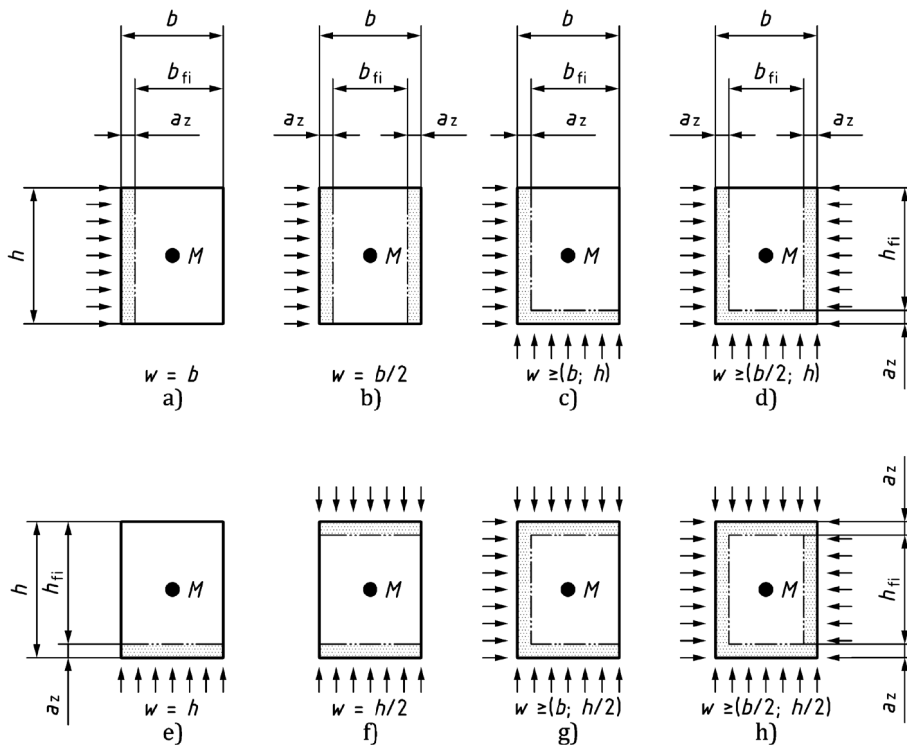
$$|\epsilon_{c0}| = \epsilon_{c1,\theta} \quad \text{Para } (d_{fi} + a_{fi}) < x_{fi} \leq 3 \cdot (d_{fi} + a_{fi}) \quad \text{Ec. 4.67}$$

donde,

$\epsilon_{c1,\theta}$: deformación unitaria correspondiente a $f_{c,\theta}$, de acuerdo con la relación tensión - deformación del hormigón, según el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021a).

x_{fi} : profundidad del eje neutro en situación de incendio.

y_{fi} : distancia del centroide del bloque de compresión hasta el eje neutro.
 d_{fi} : altura eficaz de la sección transversal reducida.
 a_{fi} : recubrimiento mecánico de hormigón de las armaduras de la sección transversal reducida.



Fuente: (CEN, 2021a)

Figura 4.8 Reducción de secciones transversales para secciones expuestas al fuego

- La profundidad efectiva de la zona de compresión bajo una situación de incendio (Ec. 4.68),

$$x_{e,fi} = \min(0.6 \cdot \epsilon_{c0} / \epsilon_{c1,\theta}; 0.75 - 0.15 \cdot x_{fi} / (d_{fi} + a_{fi})) \cdot x_{fi} \quad \text{Ec. 4.68}$$

- el brazo del bloque de compresión (Ec. 4.69),

$$y_{fi} = \max(0.65 ; 0.55 - 0.10 \cdot x_{fi} / (d_{fi} + a_{fi})) \cdot x_{fi} \quad \text{Ec. 4.69}$$

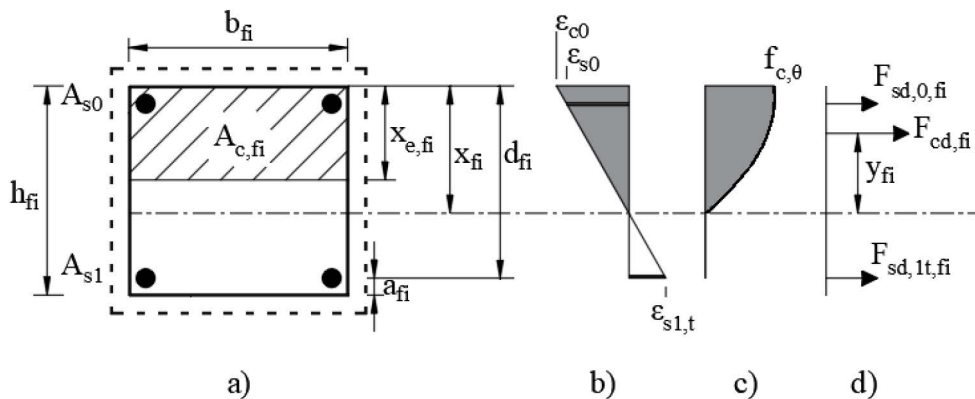
- la altura eficaz de la sección transversal reducida (Ec. 4.70) y,

$$d_{fi} = d - a_z \quad \text{Ec. 4.70}$$

- el recubrimiento de las armaduras de la sección transversal reducida (Ec. 4.71)

$$a_{fi} = u_s - a_z \quad \text{Ec. 4.71}$$

En la Figura 4.9 se muestran los esquemas de deformaciones, tensiones y fuerzas para el caso de secciones transversales de HA con $x_{fi} < d_{fi}$. En ella se muestran la sección transversal reducida, la distribución de deformaciones, las tensiones de compresión del hormigón y la distribución de fuerzas del hormigón y de la armadura.



Fuente: adaptada de (CEN, 2021a, 2021b)

Figura 4.9 Distribución de tensiones y deformaciones para secciones transversales de HA con $x_{fi} < d_{fi}$: a) sección transversal; b) distribución de deformaciones; c) tensiones de compresión del hormigón; d) distribución de fuerzas

Prosiguiendo, las fuerzas resistentes del hormigón ($F_{cd,fi}$) se obtienen de la Ec. 4.72 y para las fuerzas resistentes de las armaduras pasivas, dependerán de la ubicación del eje neutro, específicamente de si $x_{fi} < d_{fi}$ o si $x_{fi} > d_{fi}$, tal y como se muestra en la Figura 4.10. Por lo tanto, para las filas armaduras se tienen las siguientes ecuaciones:

- En la Ec. 4.73, se presenta la expresión matemática para el cálculo de la fuerza resistente de la fila de armadura más comprimida ($F_{sd,0,fi}$).
- En la Ec. 4.74, se presenta la expresión matemática para el cálculo de la fuerza resistente de las filas de armaduras traccionadas ($F_{sd,1t,fi}$), cuando $x_{fi} < d_{fi}$.
- En la Ec. 4.75, se presenta la expresión matemática para el cálculo de la fuerza resistente de cualquier fila de armadura comprimida, a excepción de la fila de armaduras más comprimida ($F_{sd,1c,fi}$), cuando $x_{fi} > d_{fi}$.

$$F_{cd,fi} = -x_{e,fi} \cdot b_{fi} \cdot f_{c,\theta} \quad \text{Ec. 4.72}$$

$$F_{sd,0,fi} = \max \left\{ E_{s,\theta} \cdot A_{s0} \cdot \left(\epsilon_{s0} - 1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (\theta_{sc} - 20) \cdot \left(1 - \frac{a_{fi}}{d_{fi}} \right) \right); -A_{s0} \cdot f_{se,\theta} \right\} \quad \text{Ec. 4.73}$$

$$F_{sd,1t,fi} = \min \{ E_{s,\theta} \cdot \epsilon_{s1,t} \cdot A_{s1}; A_{s1} \cdot f_{se,\theta} \} \quad \text{Ec. 4.74}$$

$$F_{sd,1c,fi} = \max \{ E_{s,\theta} \cdot \epsilon_{s1,c} \cdot A_{s1}; -A_{s1} \cdot f_{se,\theta} \} \quad \text{Ec. 4.75}$$

$$\theta_{sc} = (\sum \theta_{sc,i}) / n_{sc} \quad \text{Ec. 4.76}$$

donde,

$F_{cd,fi}$: Fuerza resistente del hormigón, negativo.

$F_{sd,0,fi}$: Fuerza de la fila de armaduras más comprimida, negativo.

$F_{sd,1t,fi}$: Fuerzas de las filas de armaduras traccionadas, positivo.

$F_{sd,1c,fi}$: Fuerzas de las otras filas de armaduras comprimidas, negativo.

ϵ_{s0} : Deformación unitaria en la fila de armaduras más comprimida, negativa.

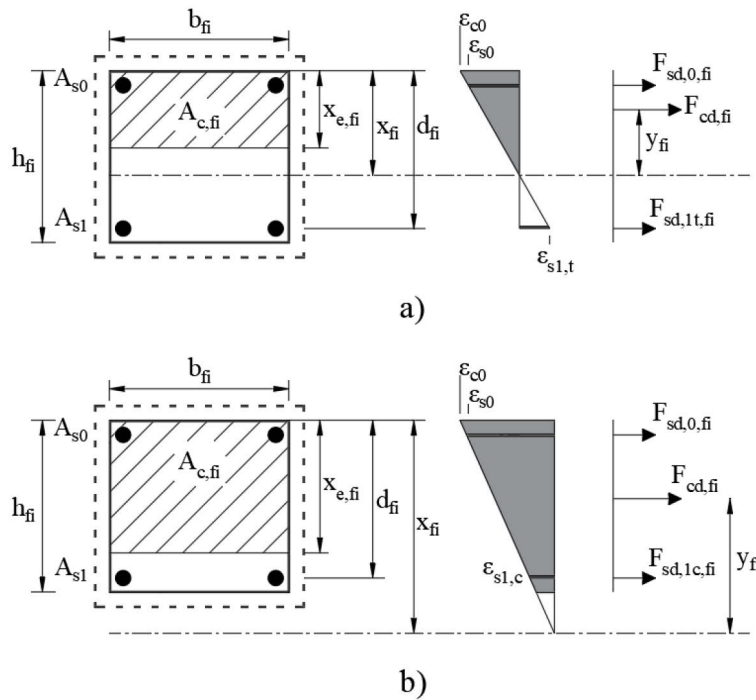
$\epsilon_{s1,c}$: Deformación unitaria en las filas de armaduras comprimidas, negativa.

$\epsilon_{s1,t}$: Deformación unitaria en las filas de armaduras traccionadas, positivo.

A_{s0} : Área total de las armaduras en la fila más comprimida.

A_{s1} : Área total de las armaduras en una fila, a excepción de la más comprimida.

θ_{sc} : Temperatura promedio de todas las barras de armadura eficaces en la zona de compresión (en °C), siendo n_{sc} el número de barras eficaces en la zona de compresión.



Fuente: adaptada de (CEN, 2021a, 2021b)

Figura 4.10 Casos de distribución de deformaciones y tensiones en la sección transversal: a) cuando $x_{fi} < d_{fi}$; b) cuando $x_{fi} > d_{fi}$

Para el caso de una sección de HA bajo una flexión simple, como por ejemplo una viga sin efectos de segundo orden, se tienen unas ecuaciones especiales para las deformaciones unitarias de la fibra de hormigón más comprimida (ϵ_{c0}), para el largo efectivo del bloque de compresión ($x_{e,fi}$) y para la distancia del centroide del bloque de compresión hasta el eje neutro (y_{fi}). Estas corresponden a la Ec. 4.77, la Ec. 4.78 y la Ec. 4.79, respectivamente.

$$|\epsilon_{c0}| = 1.4 \cdot \epsilon_{c1,\theta} \quad \text{Ec. 4.77}$$

$$x_{e,fi} = 0.7 \cdot x_{fi} \quad \text{Ec. 4.78}$$

$$y_{fi} = 0.6 \cdot x_{fi} \quad \text{Ec. 4.79}$$

Al procedimiento de cálculo de una sección transversal de HA sometida a flexo - compresión recta anteriormente mostrada, se le puede incluir los efectos de segundo orden, aplicando por ejemplo el método basado en la curvatura nominal, obteniéndose (CEN, 2021a):

- El valor de diseño del momento flector ($M_{Ed,fi}$) está dado por la Ec. 4.80.

$$M_{Ed,fi} = -N_{Ed,fi} \cdot e_d \quad \text{Ec. 4.80}$$

- La excentricidad máxima (e_d) está dada por la Ec. 4.81.

$$e_d = e_0 + e_i + e_2 + e_{th} \quad \text{Ec. 4.81}$$

donde,

e_0 : excentricidad de primer orden.

e_i : excentricidad adicional que toma en cuenta los efectos de las imperfecciones geométricas. Puede aproximarse con la Ec. 4.82 de acuerdo con lo sugerido por la (CEN, 2021b).

e_2 : excentricidad debido a la deformación del elemento comprimido (efectos de segundo orden). Se puede aproximar con la Ec. 4.83 (CEN, 2021a).

e_{th} : excentricidad debido a las deformaciones térmicas. Puede aproximarse con la Ec. 4.84 (CEN, 2021a).

$$e_i = l / 2000 \quad \text{Ec. 4.82}$$

$$e_2 = \kappa \cdot (l_{0,fi})^2 / c_\kappa \quad \text{Ec. 4.83}$$

$$e_{th} = \frac{l_{0,fi}^2}{8} \cdot \max \left\{ \frac{1.2 \cdot 10^{-5} \cdot \max\{(\theta_T - 20), 180\}}{d_{fi} + a_{fi} + a_z - y_T}; \frac{1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (\theta_{st} - 20)}{d_{fi}} \right\} \quad \text{Ec. 4.84}$$

donde,

l : longitud real de la columna.

$l_{0,fi}$: longitud eficaz de la columna en situación de incendio. De manera conservadora puede considerarse $l_{0,fi} = l_0$, donde l_0 es la longitud eficaz de la columna a temperatura ambiente y cuyos valores pueden verse en la Figura 4.11. Para estructuras arriostradas de edificios puede considerarse en columnas

superiores como $l_{0,fi} = 0.7 \cdot l$ y en columnas intermedias como $l_{0,fi} = 0.5 \cdot l$ (ver Figura 4.18) (CEN, 2021a).

c_k : factor de distribución de la curvatura. En caso de una sección transversal constante se suele usar el valor $c_k = 10 (\approx \pi^2)$. Si el momento de primer orden es constante, debería considerarse un menor valor (8 es un límite inferior, que corresponde a un momento total constante) (CEN, 2004a)

κ : curvatura de una sección. Puede aproximarse inicialmente con la Ec. 4.85 y para las siguientes iteraciones estarían dadas por la Ec. 4.86.

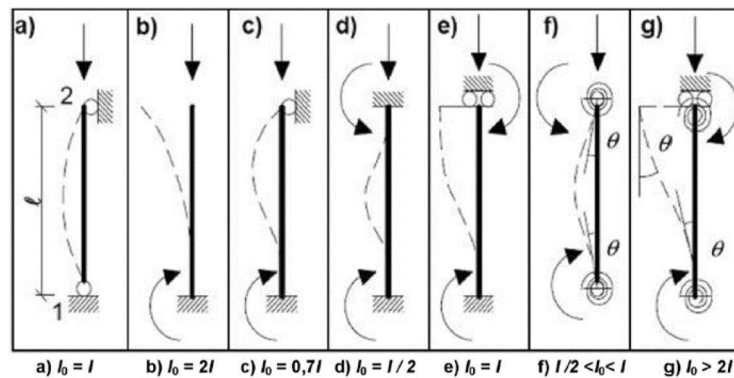
θ_T : temperatura en el punto de referencia T (°C). Figura 4.7.

θ_{st} : temperatura media de todas las armaduras eficaces en la zona traccionada (°C), con n_{st} igual al número de barras eficaces en la zona traccionada. Ver la Ec. 4.87.

$$\kappa \cong (\epsilon_{c1,\theta} + f_{se,\theta} / E_{s,\theta}) / d_{fi} \quad \text{Ec. 4.85}$$

$$\kappa = |\epsilon_{c0}| / x_{fi} \quad \text{Ec. 4.86}$$

$$\theta_{st} = (\sum \theta_{st,i}) / n_{st} \quad \text{Ec. 4.87}$$



Fuente: (CEN, 2004a)

Figura 4.11 Ejemplo de diferentes modos de pandeo y sus correspondientes longitudes eficaces a temperatura ambiente (l_0) para elementos aislados

Construcción del diagrama de interacción M - N

En esta sección se desarrollan las ecuaciones presentadas en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021a) para construir el diagrama de interacción M - N de una sección de HA. Para elaborar el diagrama de interacción M - N usando el método de las zonas refinado, es necesario determinar por lo menos los siguientes cinco puntos (Figura 4.12):

- a) Compresión pura
- b) Flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $x_{fi} = d_{fi}$
- c) Flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $\epsilon_{s1,t} = f_{se,\theta} / E_{s,\theta}$
- d) Flexión simple con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ o $\epsilon_{c0} = 1.4 \cdot \epsilon_{c1,\theta}$
- e) Tracción pura

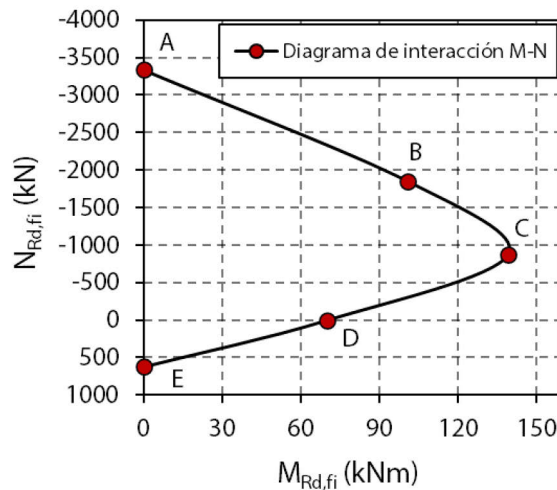


Figura 4.12 Diagrama de interacción M - N

Los diagramas de deformaciones y fuerzas, así como las respectivas ecuaciones resultantes para cada punto se presentan a continuación (CEN, 2021b):

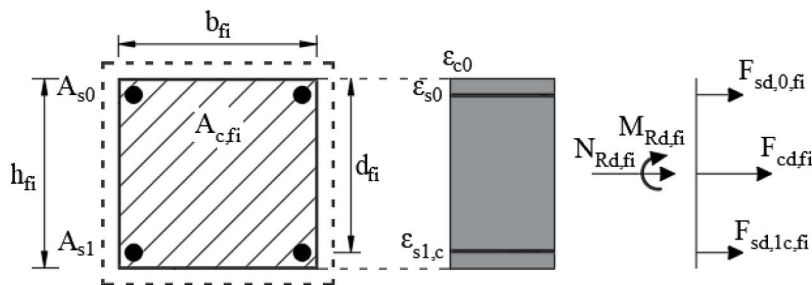
- a) Compresión pura

Para el caso en compresión pura (ver Figura 4.13), las deformaciones unitarias corresponden todas a $\epsilon_{c1,\theta}$, es decir, $\epsilon_{c0} = \epsilon_{s0} = \epsilon_{s1,c} = \epsilon_{c1,\theta}$. Además, si las armaduras y el calentamiento son simétricos, $M_{Rd,fi} = 0$ (lo usual). Por último, $N_{Rd,fi}$ se corresponde con la Ec. 4.88.

$$N_{Rd,fi} = F_{cd,fi} + F_{sd,0,fi} + F_{sd,1c,fi} \quad \text{Ec. 4.88}$$

donde,

$F_{cd,fi}$: Ec. 4.72, $F_{sd,0,fi}$: Ec. 4.73 y $F_{sd,1c,fi}$: Ec. 4.75. Deformaciones unitarias y fuerzas, en compresión son negativas y en tracción son positivas.



Fuente: adaptada de (CEN, 2021b)

Figura 4.13 Caso a) compresión pura

b) Flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $x_{fi} = d_{fi}$

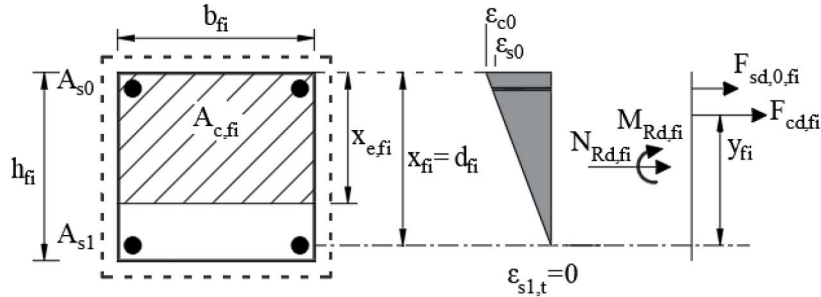
Para este caso, se grafican las deformaciones y fuerzas en la Figura 4.14, para el cual $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $x_{fi} = d_{fi}$. Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos están dadas por la Ec. 4.89 y la Ec. 4.90, respectivamente.

$$N_{Rd,fi} = F_{cd,fi} + F_{sd,0,fi} \quad \text{Ec. 4.89}$$

$$M_{Rd,fi} = \left(\left(x_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) - y_{fi} \right) \cdot F_{cd,fi} + \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,0,fi} \quad \text{Ec. 4.90}$$

donde,

$F_{cd,fi}$: Ec. 4.72, $F_{sd,0,fi}$: Ec. 4.73, $x_{e,fi}$: Ec. 4.68 y y_{fi} : Ec. 4.69. Deformaciones unitarias y fuerzas en compresión son negativas y en tracción son positivas.



Fuente: adaptada de (CEN, 2021b)

Figura 4.14 Caso b) flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $X_{fi} = d_{fi}$

c) Flexo - compresión axial con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $\epsilon_{s1,t} = f_{se,\theta} / E_{s,\theta}$

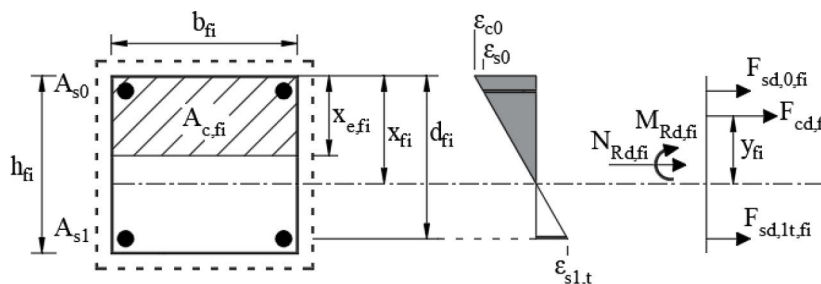
Para este caso, se grafican las deformaciones y fuerzas en la Figura 4.15, para el cual $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $\epsilon_{s1,t} = f_{se,\theta} / E_{s,\theta}$. Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos están dadas por la Ec. 4.91 y la Ec. 4.92, respectivamente.

$$N_{Rd,fi} = F_{cd,fi} + F_{sd,0,fi} + F_{sd,1t,fi} \quad \text{Ec. 4.91}$$

$$M_{Rd,fi} = \left(\left(X_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) - y_{fi} \right) \cdot F_{cd,fi} + \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,0,fi} + \left(d_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,1t,fi} \quad \text{Ec. 4.92}$$

donde,

$F_{cd,fi}$: Ec. 4.72, $F_{sd,0,fi}$: Ec. 4.73, $F_{sd,1t,fi}$: Ec. 4.74, $X_{e,fi}$: Ec. 4.68 y y_{fi} : Ec. 4.69.
Deformaciones unitarias y fuerzas, en compresión son negativas y en tracción son positivas.



Fuente: adaptada de (CEN, 2021b)

Figura 4.15 Caso c) flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $\epsilon_{s1,t} = f_{se,\theta} / E_{s,\theta}$

d) Flexión simple con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ o $\epsilon_{c0} = 1.4 \cdot \epsilon_{c1,\theta}$

Para este caso, se grafican las deformaciones y fuerzas en la Figura 4.16, para el cual la deformación unitaria en la fibra de hormigón más comprimida puede ser $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ o $\epsilon_{c0} = 1.4 \cdot \epsilon_{c1,\theta}$, dependiendo si se aplica a una columna sin carga axial o a una viga, respectivamente. En flexión simple siempre $N_{Rd,fi} = 0$.

Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos están dadas por la Ec. 4.93 y la Ec. 4.94, respectivamente.

$$N_{Rd,fi} = F_{cd,fi} + F_{sd,0,fi} + F_{sd,1t,fi} = 0 \quad \text{Ec. 4.93}$$

$$M_{Rd,fi} = \left(\left(x_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) - y_{fi} \right) \cdot F_{cd,fi} + \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,0,fi} + \left(d_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,1t,fi} \quad \text{Ec. 4.94}$$

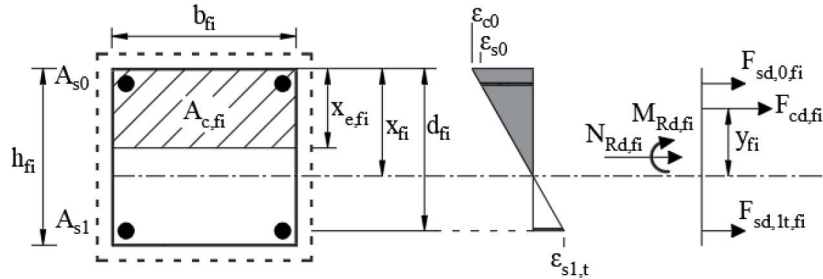
donde, $F_{cd,fi}$: Ec. 4.72, $F_{sd,0,fi}$: Ec. 4.73, $F_{sd,1t,fi}$: Ec. 4.74, $x_{e,fi}$: Ec. 4.78 y y_{fi} : Ec. 4.79. Deformaciones unitarias y fuerzas, en compresión son negativas y en tracción son positivas.

Además, como ecuaciones complementarias se tiene que la deformación unitaria $\epsilon_{s1,t}$ y ϵ_{s0} , también pueden expresarse en función de x_{fi} , quedando expresadas como:

$$\epsilon_{s1,t} = \epsilon_{c0} \cdot (d_{fi} - x_{fi}) / x_{fi} \quad \text{Ec. 4.95}$$

$$\epsilon_{s0} = \epsilon_{c0} \cdot (x_{fi} - a_{fi}) / x_{fi} \quad \text{Ec. 4.96}$$

Nota: al aplicar este método en el caso de flexión simple, es posible encontrarse que $x_{fi} < a_{fi}$. También es posible que la deformación en la fila de armadura más traccionada se encuentre plastificada con valores como $\epsilon_{s1,t} > \epsilon_{sy,\theta}$ o incluso $\epsilon_{s1,t} > \epsilon_{su,\theta}$, siendo $\epsilon_{sy,\theta} = 0.02$, para todas las clases de armaduras y $\epsilon_{su,\theta} = 0.10$, para armaduras clase A (CEN, 2021 a).



Fuente: adaptada de (CEN, 2021b)

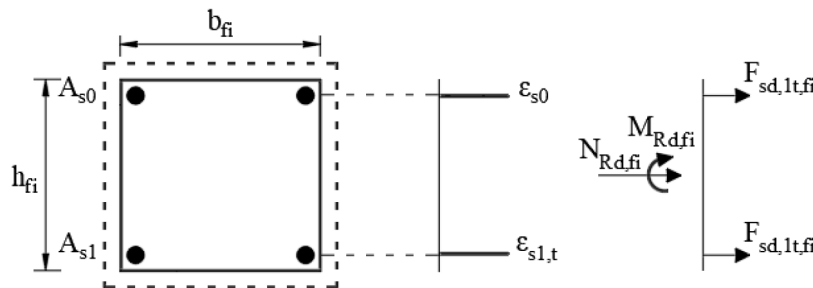
Figura 4.16 Caso d) flexión simple con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ o $\epsilon_{c0} = 1.4 \cdot \epsilon_{c1,\theta}$

e) Tracción pura

Para el caso de tracción pura, tal y como se muestra en la Figura 4.17, solo aportan resistencia a la tracción las barras de acero, por lo tanto, la ecuación para determinar la fuerza axial está definida por la Ec. 4.97.

$$N_{Rd,fi} = F_{sd,0t,fi} + F_{sd,1t,fi} = A_{s0} \cdot f_{se,\theta} + A_{s1} \cdot f_{se,\theta} \quad \text{Ec. 4.97}$$

$M_{Rd,fi} = 0$, si la armadura y el calentamiento son simétricos.



Fuente: adaptada de (CEN, 2021b)

Figura 4.17 Caso e) tracción pura

4.3.6 Comparativa de los métodos simplificados

Los métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA analizados en esta tesis poseen diferentes limitaciones en su aplicabilidad, por lo cual, en este apartado se presenta una compilación de todas ellas. Cabe destacar, que solo el método simplificado de Kodur & Raut (2012) contempla de manera explícita al *spalling* y las cargas con doble excentricidad (flexión esviada).

Tabla 4.5 Tabla comparativa de los campos de aplicación de los métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego

Variable	Métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego				
	Dotreppe et al.	Tan & Yao	Kodur & Raut	Isoterma de 500°C	Zonas refinado
Análisis térmico	No			Sí	
Efectos de 2º orden	Sí, son incluidos o se pueden incluir				
b mm	Sin requisitos		b ≥ 200 b ≤ 600	En función de R _{fi}	b ≥ 150 b ≤ 600
e mm	e ≥ 10 e ≤ h/2	e ≤ h/2	e ≤ 0.75·h	Sin requisitos	
Longitud columna	λ ≤ 100		l ₀ ≥ 2.0 m l ₀ ≤ 4.5 m	Sin requisitos	
Cuantía armadura	Sin requisitos		ω _g ≥ 0.01 ω _g ≤ 0.04	Sin requisitos	
c mm	c ≥ 20 c ≤ 50	c ≥ 20 c ≤ 60	c ≤ 82	Sin requisitos	
R _{fi} min	Sin requisitos		R _{fi} ≥ 60 R _{fi} ≤ 300	R _{fi} ≤ 240	R _{fi} ≥ 30 R _{fi} ≤ 240
Sección	Rectangular			Rectangular y circular	Rectangular, circular y perfiles I ó T
Esfuerzos	Flexo - compresión recta		Flexo - compresión recta y esviada	Flexo - compresión recta	
Incendios	ISO 834, ASTM E-119 y ULC S101	ISO 834 y ASTM E-119	ISO 834, ASTM E-119 y similares	ISO 834 y paramétricos	ISO 834
Caras Expuestas	4		1, 3, 4 y 2 adyacentes	1, 3,4, 2 adyacentes y 2 opuestas	
Resistencia hormigón	Normal		Normal y alta		
Áridos	Síliceos		Síliceos y calizos		Síliceos, calizos y ligeros

4.4 Métodos tabulados de cálculo de la resistencia al fuego

En este apartado se describen y comparan cinco métodos tabulados prescriptivos de cálculo de la resistencia al fuego de columnas de hormigón armado, expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b), basados en la normativa europea:

- Método A de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (M-A-EC2).
- Método A del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (M-A-prEC2).
- Método B de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (M-B-EC2).
- Método B de la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (M-B-adenda).
- Método B del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (M-B-prEC2).

Nota: en los métodos tabulados mencionados, no se requiere un análisis térmico previo.

4.4.1 Método A de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008

Este método nace de un estudio realizado por Franssen (2000), donde comparó los datos tabulados para soportes dados en la norma ENV 1992-1-2:1995 (CEN, 1995) con los resultados de 76 ensayos experimentales. Los ensayos corresponden a los realizados en cuatro laboratorios diferentes: las Universidades de Lieja y Gante en Bélgica, la Universidad Técnica de Braunschweig en Alemania y el Instituto para la Investigación en Construcción en Canadá (Corres et al., 2014). Franssen (2000) al observar un mal ajuste entre ellos, propuso un nuevo método, denominado Método A (formulación y tablas), que finalmente pasó a ser parte de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b).

Campo de aplicación

El método A de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (M-A-EC2) (CEN, 2004b), estipula las siguientes limitaciones para su aplicación:

- Columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b).
- La longitud eficaz de la columna en situación de incendio debe ser: $l_{0,fi} \leq 3$ m, si se aplican los datos tabulados y $2 \leq l_{0,fi} \leq 6$ m si se aplica la formulación. (1)
- El recubrimiento mecánico de las armaduras debe ser: $25 \text{ mm} \leq u_s \leq 80 \text{ mm}$.
- La excentricidad de primer orden en situación de incendio debe cumplir:
$$e = M_{0Ed,fi} / N_{Ed,fi} \leq e_{\max} \quad (2)$$
- La cuantía geométrica de armadura debe cumplir: $A_s < 0.04 \cdot A_c$
- Solo aplicable a estructuras arriostradas.

- Columnas de HA con secciones transversales rectangulares y circulares.

Nota 1: La longitud eficaz de la columna en situación de incendio $l_{0,fi}$ puede suponerse igual a l_0 a temperatura ambiente en todos los casos.

Nota 2: El valor de e_{max} debe estar dentro de los límites $0.15 \cdot h$ (o b) $\leq e_{max} \leq 0.4 \cdot h$ (o b), siendo el valor recomendado: $0.15 \cdot h$ (o b).

Tablas y formulaciones

En la Tabla 4.6, se muestran los valores mínimos de anchura de la sección transversal y recubrimientos mecánicos de las armaduras, para algunos tiempos de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b). Para determinar los tiempos de resistencia al fuego de otras configuraciones diferentes a las mostradas en la Tabla 4.6, se tiene la Ec. 4.98.

Tabla 4.6 Dimensiones mínimas de la columna y recubrimiento mecánico medio de la armadura para columnas de sección rectangular y circular

Fuente: (CEN, 2004b)

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Anchura de la columna b_{min} / recubrimiento mecánico de la armadura			
	Columnas expuestas en más de una cara			Expuesto en una cara
	$\mu_{fi} = 0.2$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$	$\mu_{fi} = 0.7$
1	2	3	4	5
$R_{fi} 30$	200/ 25	200/ 25	200/ 25 300/ 27	155/ 25
$R_{fi} 60$	200/ 25	200/ 36 300/ 31	250/ 46 350/ 40	155/ 25
$R_{fi} 90$	200/ 31 300/ 25	300/ 45 400/ 38	350/ 53 450/ 40**	155/ 25
$R_{fi} 120$	250/ 40 350/ 35	350/ 45** 450/ 40**	350/ 57** 450/ 51**	175/ 35
$R_{fi} 180$	350/ 45**	350/ 63**	450/ 70**	230/ 55
$R_{fi} 240$	350/ 61**	450/ 75**	--	295/ 70
** Mínimo ocho barras				
Nota: los cálculos se hicieron con un valor recomendado $\alpha_{cc} = 1.0$				

$$R_{fi} = 120 \cdot \left(\frac{R_{\mu_{fi}} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1.8} \text{ en min}$$

Ec. 4.98

- Parámetro: $R_{\mu_{fi}}$

$$R_{\mu_{fi}} = 83 \cdot \left[1.0 - \mu_{fi} \cdot \frac{1 + \omega}{(0.85 / \alpha_{cc}) + \omega} \right] \quad \text{Ec. 4.99}$$

$\alpha_{cc} = 1$, es el valor recomendado en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b) y $\alpha_{cc} = 0.85$ es el valor recomendado en el anexo nacional de España.

μ_{fi} : grado de utilización en situación de incendio. Tiene en cuenta las combinaciones de carga, la resistencia a compresión de la columna y la flexión, incluyendo los efectos de segundo orden. Está definido como:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \quad \text{Ec. 4.100}$$

donde,

$N_{Ed,fi}$: valor de cálculo de la carga axial en situación de incendio, en kN.

N_{Rd} : resistencia axial de diseño de la columna a temperatura ambiente, en kN. Se calcula de acuerdo con la norma EN 1992-1-1:2004+AC:2010 (CEN, 2004a), con γ_m para el dimensionamiento a temperatura ambiente, e incluyendo efectos de segundo orden y una excentricidad inicial igual a la excentricidad de $N_{Ed,fi}$.

Nota: En lugar de emplear μ_{fi} para obtener el valor de cálculo del nivel de carga puede usarse el coeficiente de reducción η_{fi} como una simplificación del lado de la seguridad, puesto que η_{fi} supone que la columna está totalmente cargada (al límite) en el cálculo a temperatura ambiente.

Para calcular el coeficiente de reducción η_{fi} se deben aplicar las formulaciones dadas en la sección 2.4.2 de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b) y la sección 6.4.3.2 de la norma EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010 (CEN, 2002a).

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad \text{Ec. 4.101}$$

donde,

G_k : valor característico de la acción permanente.

Ψ_{fi} : coeficiente de combinación de acciones variables.

$Q_{k,1}$: acción variable principal.

γ_G : coeficiente parcial de seguridad de la acción permanente.

$\gamma_{Q,1}$: coeficiente parcial de seguridad de la acción variable 1.

La cuantía mecánica de armadura (ω) se define en la Ec. 4.102:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \text{Ec. 4.102}$$

con A_s y A_c en mm^2 ; f_{yd} y f_{cd} en MPa

- Parámetro: R_a

$$R_a = 1.60 \cdot (u_s - 30)$$

con u_s en mm y con la condición: $25 \text{ mm} \leq u_s \leq 80 \text{ mm}$

Ec. 4.103

- Parámetro: R_l

$$R_l = 9.60 \cdot (5 - l_{0,fi})$$

cumpléndose: $2 \text{ m} \leq l_{0,fi} \leq 6 \text{ m}$

Ec. 4.104

- Parámetro: R_b

$$R_b = 0.09 \cdot b'$$

Ec. 4.105

$$b' = \frac{2 \cdot A_c}{b + h}$$

con A_c en mm^2 ; b y h en mm

cumpléndose que, $200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$ y $h \leq 1.5 \cdot b$

si la sección transversal es circular, $b = \varnothing_c$ y $h = \varnothing_c$ en mm

Ec. 4.106

- Parámetro: R_n

$$R_n = \begin{cases} 0 & \text{Para } n = 4 \text{ (solo barras en las esquinas)} \\ 12 & \text{Para } n > 4 \end{cases}$$

con n : número de barras longitudinales de armado

Ec. 4.107

4.4.2 Método A del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021

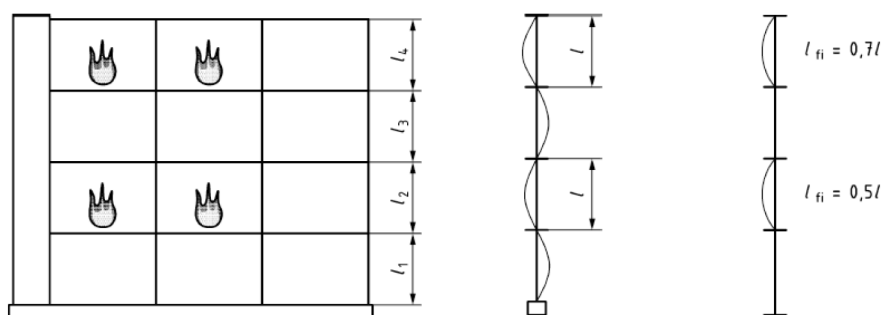
En el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021a), el método A (M-A-prEC2), ha variado en algunos detalles en comparación a lo publicado en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b). Los valores de anchura mínima de las secciones de hormigón y del recubrimiento mecánico de las armaduras, se establecen para un calentamiento por las cuatro caras y por una cara, en la Tabla 4.7 y la Tabla 4.8,

respectivamente. Para el cálculo de la resistencia al fuego de otras configuraciones de columnas de HA y/o tiempos de exposición al fuego, distintas a las presentadas en la Tabla 4.7, se puede aplicar la Ec. 4.108.

Campo de aplicación

El método A del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (M-A-prEC2) (CEN, 2021a), estipula las siguientes limitaciones para su aplicación:

- Columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b).
- Para la Tabla 4.7 y la Tabla 4.8, fue aplicada una longitud eficaz de la columna en situación de incendio igual a $l_{0,fi} / l_0 = 0.5$.
- La longitud eficaz de la columna a temperatura ambiente debe ser $l_0 \leq 6$ m y la longitud eficaz de la columna en situación de incendio debe ser $l_{0,fi} \leq 3$ m (Figura 4.18) con $l_{0,fi} / l_0 = 0.5$ para secciones transversales rectangulares y $l_0 \leq 5$ m y $l_{0,fi} \leq 2.5$ m con $l_{0,fi} / l_0 = 0.5$ para secciones transversales circulares. Se pueden asumir valores correspondientes a $l_{0,fi} = 2$ m para columnas con $l_{0,fi} < 2$ m. Estas limitaciones se aplican tanto a los datos tabulados como a la formulación alternativa.
- La excentricidad de primer orden en situación de incendio, $e = M_{0Ed,fi} / N_{Ed,fi}$ no debe exceder un 25% de la dimensión de la sección en la misma dirección de la excentricidad.
- El recubrimiento mecánico de las armaduras debe ser: $25 \text{ mm} \leq u_s \leq 80 \text{ mm}$.
- Solo estructuras arriostradas.
- La cuantía geométrica de armadura no debe exceder: $A_s < 0.04 \cdot A_c$



Fuente: (CEN, 2021a)

Figura 4.18 Longitudes eficaces de columnas en estructuras arriostradas

Tablas y formulación

En la Tabla 4.7, se muestran los valores mínimos de anchura de la sección transversal y recubrimientos mecánicos de las armaduras, para algunos tiempos de exposición por las cuatro caras (en secciones rectangulares, aunque también es aplicable a secciones circulares) a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b). Así también, en la Tabla 4.8, se presenta la misma información, pero para el caso de exposición por una cara. De manera complementaria, para determinar los tiempos de resistencia al fuego de otras configuraciones de columnas de HA, no consideradas por las tablas, se tiene la Ec. 4.108.

Tabla 4.7 Dimensiones mínimas de columnas y recubrimiento mecánico medio de la armadura para columnas de sección rectangular y circular, expuestas al fuego por las cuatro caras

Fuente: (CEN, 2021a)

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)		
	Anchura de la columna b_{min} / recubrimiento mecánico de la armadura		
	$\mu_{fi} = 0.2$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$
1	2	3	4
$R_{fi} 30$	200/ 25	200/ 25	200/32 300/ 27
$R_{fi} 60$	200/ 25	200/ 36 300/ 31	250/ 46 350/ 40
$R_{fi} 90$	200/ 31 300/ 25	300/ 45 400/ 38	350/ 53 450/ 40**
$R_{fi} 120$	250/ 40 350/ 35	350/ 45** 450/ 40**	350/ 57** 450/ 51**
$R_{fi} 180$	350/45**	350/ 63**	450/ 70**
$R_{fi} 240$	350/ 61**	450/ 75**	--
** Mínimo ocho barras			
Nota 1: Esta tabla ha sido generada desde la Ec. 4.108 con $l_{o,fi} = 3$ m.			
Nota 2: Esta tabla puede ser usada para columnas expuestas por dos caras paralelas.			

Tabla 4.8 Dimensiones mínimas de columnas y recubrimiento mecánico medio de la armadura para columnas de sección rectangular y circular, expuestas al fuego por una cara

Fuente: (CEN, 2021a)

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)		
	Anchura de la columna b_{min} / recubrimiento mecánico de la armadura		
	$\mu_{fi} = 0.2$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$
1	2	3	4
$R_{fi} 30$	100/ 10	120/ 15	130/ 25
$R_{fi} 60$	110/ 10	130/ 15	140/ 25
$R_{fi} 90$	120/ 20	140/ 25	155/ 25
$R_{fi} 120$	150/ 25	160/ 30	175/ 35

R _{fi} 180	185/ 45	200/ 50	230/ 55
R _{fi} 240	230/ 60	240/65	290/ 70

$$R_{fi} = 120 \cdot \left(\frac{R_{ufi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1.8} \leq 240 \text{ min} \quad \text{Ec. 4.108}$$

Como se observa, la ecuación para determinar el tiempo de resistencia al fuego (Ec. 4.108) es idéntica a la ecuación de cálculo de la resistencia al fuego del método A de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (M-A-EC2) (CEN, 2004b), es decir, la Ec. 4.98. Asimismo, las expresiones matemáticas para resolver todos los términos que participan en la Ec. 4.108, corresponden también a las ecuaciones mostradas entre la Ec. 4.99 y la Ec. 4.107, salvo el cambio en las limitaciones contempladas para la expresión R_l (Ec. 4.104), las cuales se han cambiado de 2 m ≤ l_{0,fi} ≤ 6 m a l_{0,fi} ≤ 3 m.

Por último, además del cambio de criterio en las limitaciones del método, también se observa que en la Tabla 4.8 (calentamiento por una cara), se presentan resultados para tres niveles de carga, cuando anteriormente en la Tabla 4.6 se presentaron resultados solo para un nivel de carga, incluso los resultados para μ_{fi}= 0.7 presente en la Tabla 4.6 y la Tabla 4.8 son diferentes en algunos tiempos.

Al comparar los datos relativos a un calentamiento por cuatro caras de la Tabla 4.6 y la Tabla 4.7, se observa que éstos son idénticos.

4.4.3 Método B de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008

El método B de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (M-B-EC2) (CEN, 2004b), consiste simplemente en encontrar las dimensiones mínimas de la sección transversal y el recubrimiento mínimo de hormigón para las armaduras, de acuerdo con los requerimientos de resistencia al fuego que se necesiten. Las cuales son facilitadas en la Tabla 5.2b y también en las nueve tablas del Anexo C de la norma mencionada.

De acuerdo con lo señalado por Corres et al. (2014), el Método B es un método desarrollado a partir de un estudio paramétrico teórico, aplicado a columnas de HA expuestas por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b). Donde se utilizó el método de la columna modelo para determinar los efectos de segundo orden y la capacidad resistente de la columna.

Campo de aplicación

El método B de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (M-B-EC2) (CEN, 2004b), que incluye los datos contenidos en la Tabla 5.2b y Anexo C, tiene las siguientes limitaciones para su aplicación:

- Columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b).
- Para aplicar la Tabla 5.2b de la norma (Tabla 4.9 de este documento), la excentricidad de primer orden debe ser menor o igual a 100 mm y al 25% del ancho de la sección, $e/b \leq 0.25$. De igual forma, para aplicar las tablas del Anexo C de la norma (Tabla 4.10 de este documento), la excentricidad de primer orden debe ser menor o igual a 200 mm y al 50% del ancho de la sección, $e/b \leq 0.5$. Donde b : es la dimensión mínima de la sección para columnas rectangulares o el diámetro para columnas circulares.
- La esbeltez de la columna en situación de incendio (λ_{fi}) debe ser: $\lambda_{fi} \leq 30$ para la Tabla 5.2b de la norma (Tabla 4.9 de este documento) y $\lambda_{fi} \leq 80$ para las tablas del Anexo C de la norma (Tabla 4.10 de este documento).
- Hormigones de resistencia normal.
- Solo estructuras arriostradas.
- Columnas de HA con secciones transversales rectangulares y circulares.

Parámetros de entrada

La Tabla 5.2b y el Anexo C, ambos de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b), dependen de los siguientes parámetros de entrada:

- El nivel de carga axial (n_{fi}), dado por la Ec. 4.109.

$$n_{fi} = N_{Ed,fi} / (0.7 \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})) \quad \text{Ec. 4.109}$$

- La excentricidad de primer orden en situación de incendio (e), dada por la Ec. 4.110.

$$e = M_{0Ed,fi} / N_{Ed,fi} \quad \text{Ec. 4.110}$$

- La esbeltez de la columna en situación de incendio (λ_{fi}), dada por la Ec. 4.111.

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / r \quad \text{Ec. 4.111}$$

- La cuantía mecánica de armadura (ω), está dada por la Ec. 4.112.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Ec. 4.112

donde,

b : dimensión mínima de la sección para columnas rectangulares y el diámetro para circulares.

$l_{0,fi}$: longitud eficaz de la columna en situación de incendio.

$N_{Ed,fi}$ y $M_{0Ed,fi}$: valor de cálculo de la carga axial y el momento de primer orden en situación de incendio.

r : radio de giro mínimo.

Nota 1: $N_{Ed,fi}$ puede tomarse como $0.7 \cdot N_{Ed}$ ($\eta_{fi} = 0.7$) a menos que η_{fi} se calcule explícitamente.

Nota 2: El coeficiente de esbeltez en situación de incendio λ_{fi} puede tomarse igual a λ a temperatura ambiente en todos los casos. Para estructuras arriostradas de edificios donde la exposición requerida a la curva normalizada tiempo - temperatura sea mayor a 30 min, la longitud eficaz de la columna $l_{0,fi}$ puede tomarse como $0.5 \cdot l$ para forjados intermedios y $0.5 \cdot l \leq l_{0,fi} \leq 0.7 \cdot l$ para el forjado superior, donde l es la longitud real de la columna (centro a centro).

Tablas de referencia

Como se mencionó anteriormente, los valores para obtener la resistencia al fuego de columnas de HA están dadas por la Tabla 5.2b y las tablas del Anexo C de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b). La Tabla 5.2b de la norma en cuestión, se muestra en esta tesis en la Tabla 4.9, la cual depende del nivel de carga axial y la cuantía mecánica de armadura (Ec. 4.109 y la Ec. 4.112). Además, en la Tabla 5.2b (Tabla 4.9 de este documento) se tienen en cuenta los efectos de segundo orden.

Tabla 4.9 Dimensiones mínimas de la columna y recubrimientos mecánicos mínimos para columnas de hormigón armado con una sección rectangular o circular

Fuente: (CEN, 2004b)

Resistencia al fuego normalizado	ω	Dimensiones mínimas (mm)			
		Anchura de la columna b_{min} / recubrimiento mecánico de la armadura			
1	2	$\eta_{fi} = 0.15$	$\eta_{fi} = 0.30$	$\eta_{fi} = 0.50$	$\eta_{fi} = 0.70$
$R_{fi} 30$	0.10	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0.50	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1.00	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
$R_{fi} 60$	0.10	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0.50	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

	1.00	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R _{fi} 90	0.10	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0.50	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1.00	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R _{fi} 120	0.10	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0.50	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1.00	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R _{fi} 180	0.10	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0.50	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1.00	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R _{fi} 240	0.10	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0.50	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1.00	400/45:500/25*	500/40:600/30*	600/60	(1)

* El recubrimiento geométrico requerido por la norma EN 1992-1-1 será normalmente, el valor determinante.
 (1) Requiere una anchura mayor de 600mm. Se requiere una evaluación específica del pandeo.
 ω cuantía mecánica de armadura.

En cuanto a las tablas del Anexo C, estas expanden el campo de aplicación del método tabulado hasta una esbeltez mecánica $\lambda = 80$. En este trabajo solo se presentará un extracto de dicho anexo (ver Tabla 4.10), dada la extensión de este. Para visualizar la totalidad de los contenidos de las tablas, se puede consultar directamente la norma mencionada.

El Anexo C consta de nueve tablas, clasificadas de acuerdo con la cuantía mecánica de armadura y el momento de primer orden. Estas tablas, proporcionan información para la evaluación de columnas de HA en estructuras arriostradas con una anchura de hasta 600 mm y una esbeltez mecánica de hasta 80, para la exposición a la curva normalizada tiempo - temperatura entre tiempos de 30 a 240 min. Al igual que la Tabla 4.9, las tablas del Anexo C entregan información de la anchura mínima de la sección y el recubrimiento mecánico de la armadura. Además, cabe señalar que se permite la interpolación lineal entre las distintas tablas del anexo.

Tabla 4.10 Resumen de la información contenida en las tablas del Anexo C/2004

Fuente: adaptada de (CEN, 2004b)

Tabla	Variables					
	ω	e		R _n min	λ	n _n
Tabla C.1	0.1	0.025 · b	e ≥ 10 mm	30;	30;	0.15; 0.3; 0.5; 0.7
Tabla C.2	0.1	0.25 · b	e ≤ 100 mm	60;	40;	
Tabla C.3	0.1	0.5 · b	e ≤ 200 mm	90;	50;	
Tabla C.4	0.5	0.025 · b	e ≥ 10 mm	120;	60;	
Tabla C.5	0.5	0.25 · b	e ≤ 100 mm	180;	70;	

Tabla C.6	0.5	$0.5 \cdot b$	$e \leq 200 \text{ mm}$	240	80	
Tabla C.7	1.0	$0.025 \cdot b$	$e \geq 10 \text{ mm}$			
Tabla C.8	1.0	$0.25 \cdot b$	$e \leq 100 \text{ mm}$			
Tabla C.9	1.0	$0.5 \cdot b$	$e \leq 200 \text{ mm}$			

4.4.4 Método B de la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019

La adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (M-B-adenda) (CEN, 2019), complementa y modifica la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b). En dicha adenda se han modificado los siguientes apartados:

- La Nota 2 del apartado 4.2.1(1), se sustituyó por «El Anexo C proporciona datos tabulados para el cálculo de pilares armados esbeltos en sistemas arriostrados y no arriostrados».
- El apartado 5.3.3(1), se elimina parcialmente, dejando solo la parte «se facilita información adicional en el Anexo C».
- Se incorporan dos nuevas maneras de calcular dos parámetros de entrada de las tablas, específicamente los parámetros del nivel de carga y la cuantía de armadura.
- El Anexo C de la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (CEN, 2019), reemplaza al Anexo C de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b).

A continuación, se resume lo estipulado en el nuevo Anexo C de la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (CEN, 2019). En este anexo, a diferencia de la versión anterior, se proporciona la esbeltez máxima admisible de la columna en situación de incendio $\lambda_{fi,max}$, para evaluar columnas con sección rectangular en sistemas arriostrados y no arriostrados. La esbeltez de la columna en situación de incendio es $\lambda_{fi} = l_{0,fi} / r$, estando la longitud eficaz de la columna en situación de incendio $l_{0,fi}$ determinada por la longitud real de la columna y las condiciones de apoyo en situación de incendio.

Se establece que puede emplearse la longitud eficaz de la columna en condiciones de temperatura ambiente l_0 como longitud eficaz de la columna en condiciones de incendio $l_{0,fi}$ en todos los casos. También, puede emplearse $0.5 \cdot l$ para forjados intermedios (columnas con los dos extremos empotrados) y $0.5 \cdot l \leq l_{0,fi} \leq 0.7 \cdot l$ para el forjado superior (columnas con un extremo empotrado y otro que permite el giro) como longitud eficaz de la columna $l_{0,fi}$, en el caso de estructuras arriostradas con resistencia a una curva normalizada tiempo - temperatura superior a 30 min en el que la columna sea continua a través de la losa que proporciona compartimentación (separación) frente al fuego. Además, se permite emplear valores intermedios de $l_{0,fi} / l$ en función de los momentos reales en las coacciones de los apoyos en situación de incendio. Por último, en las estructuras no arriostradas, se recomienda considerar $l_{0,fi}$ como el valor menor entre $2 \cdot l$ y l_0 para condiciones ambientales.

Campo de aplicación

El método B de la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (M-B-adenda) (CEN, 2019), estipula las siguientes limitaciones para su aplicación:

- Columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b).
- Rango de conductividad térmica entre el límite superior e inferior, valores dados en las propiedades térmicas del hormigón de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b).
- La esbeltez de las columnas debe ser: $\lambda_{fi} \leq 55$.
- La resistencia a compresión del hormigón debe ser: $f_{ck} \leq 50$ MPa.
- Columnas de HA de sección transversal rectangular.
- Estructuras arriostradas y no arriostradas.

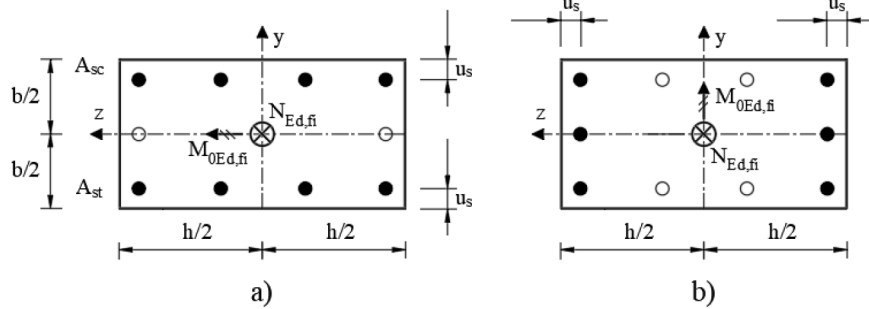
En el Anexo C, además de verificar la esbeltez máxima admisible de la columna en situación de incendio $\lambda_{fi,max}$, previamente se debe comprobar que la columna cuenta con el número mínimo de barras de armadura, mediante la Tabla 4.11, en la cual se permite la interpolación lineal.

Tabla 4.11 Número mínimo de barras de armadura

Fuente: (CEN, 2019)

ω_{mod}	Dimensión mínima de la sección de la columna, b en mm					
	600	500	400	300	250	200
0.1	3	3	3	2	2	2
0.2	3	3	3	2	2	2
0.5	3	3	3	2	2	2
1.0	5	4	3	2	2	2

La Tabla 4.11 proporciona el número de barras de armadura en secciones transversales en función de la dimensión b y de la cuantía de armadura. La cuantía se calcula de acuerdo con la Ec. 4.114 para A_{sc} y A_{st} , las cuales se corresponden con el área de la sección transversal de la armadura para la distancia u_s medida desde la cara de la columna sometida a mayor compresión, y el área de la sección transversal de la armadura para la distancia u_s medida desde la cara de la columna sometida a menor compresión, respectivamente. Las otras barras de la armadura no se consideran (ver Figura 4.19).



Pandeo respecto al eje z:

$$e = M_{0Ed,fi} / N_{Ed,fi}$$

$$r = b / 12^{0.5}$$

Leyenda:

- Barra de armadura no considerada
- Barra de armadura considerada

Pandeo respecto al eje y:

$$e = (b/h) \cdot \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{Ed,fi}} \geq 0.5 \cdot \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{Ed,fi}}$$

$$r = h / 12^{0.5}$$

Fuente: adaptada de (CEN, 2019)

Figura 4.19 Secciones transversales rectangulares de HA

Parámetros de entrada

Las tablas del Anexo C de la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (CEN, 2019) dependen de los siguientes parámetros de entrada:

- Nivel de carga axial (n_{fi}), dado por la Ec. 4.113.

$$n_{fi} = N_{Ed,fi} / \left(\left(\frac{A_c \cdot f_{cd}}{\alpha_{cc}} \right) + 2 \cdot \min(A_{sc}; A_{st}) \cdot f_{yd} \right) \quad \text{Ec. 4.113}$$

- Cuantía mecánica modificada de armadura (ω_{mod}), dada por la Ec. 4.114.

$$\omega_{mod} = \left(2 \cdot \min(A_{sc}; A_{st}) \cdot f_{yd} \right) / \left(\frac{A_c \cdot f_{cd}}{\alpha_{cc}} \right) \quad \text{Ec. 4.114}$$

- Excentricidad de primer orden total del valor de cálculo de la carga axial $N_{Ed,fi}$ (e), mostrada anteriormente en la Figura 4.19. Con $e \geq e_{min}$, donde $e_{min} = h / 30$, siendo h el alto de la sección y $e_{min} \geq 20$ mm (CEN, 2004a).

donde,

h, b : dimensiones de la sección transversal, $b \leq h$.

$N_{Ed,fi}$ y $M_{0Ed,fi}$: valor de cálculo de la carga axial y el momento de primer orden en situación de incendio.

A_{sc} y A_{st} : descritas anteriormente y mostradas también en la Figura 4.19.

Tablas

En las tablas del Anexo C se determina la esbeltez máxima admisible de la columna en situación de incendio $\lambda_{fi,max}$. Estas consisten en seis tablas, divididas de acuerdo con los tiempos de resistencia al fuego requeridos (se permite la interpolación lineal entre tablas). En la Tabla 4.12 se presenta un resumen de las variables y valores considerados en el Anexo C.

Mediante el uso prescriptivo de las tablas del Anexo C, se debe comprobar el pandeo respecto a ambos ejes (z e y), tal y como se ha definido en la Figura 4.19. También puede emplearse para secciones rectangulares con disposición de armadura asimétrica. Para el pandeo respecto a ambos ejes, como parámetro de entrada b para las tablas se debería usar únicamente el valor de la menor dimensión. En el caso de pandeo respecto al eje y , la excentricidad de primer orden total de la fuerza axial en situación de incendio se puede reducir con el coeficiente b / h . En el caso de columnas con disposiciones de armado asimétricas, se deben emplear los valores mínimos de A_{sc} y A_{st} .

Tabla 4.12 Resumen de la información contenida en las tablas del Anexo C/2019

Fuente: adaptada de (CEN, 2019)

Tabla	Variables					
	R_{fi}	ω_{mod}	e (mm)	u_s (mm)	b (mm)	n_{fi}
Tabla C.2	30	0.1; 0.2; 0.5; 1.0	20; 50; 100; $e \geq 20$ mm	25; 45; 65; 85	600; 500; 400; 300; 250; 200	0.2; 0.4; 0.6
Tabla C.3	60					
Tabla C.4	90					
Tabla C.5	120					
Tabla C.6	180					
Tabla C.7	240					

4.4.5 Método B del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021

El método B descrito en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (M-B-prEC2) (CEN, 2021a), está basado en la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (CEN, 2019). La modificación principal consiste en reemplazar el parámetro de entrada n_{fi} , por el parámetro μ_{fi} , con el fin de armonizar los principios generales para datos tabulados en las normativas futuras (CEN, 2021b).

El objetivo de las tablas del método B del proyecto de norma, es proporcionar la longitud eficaz de la columna máxima en condiciones ambientales ($l_{0,max}$), para diferentes configuraciones de columnas de HA y tiempos de exposición a la curva normalizada tiempo - temperatura. Los datos tabulados están contenidos en las tablas del Anexo C del proyecto de norma.

Campo de aplicación

El método B del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (M-B-prEC2) (CEN, 2021a), estipula las siguientes limitaciones para su aplicación:

- Columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b).
- Columnas de HA con secciones rectangulares y circulares.
- Estructuras arriostradas y no arriostradas.
- Columnas con una cuantía mecánica modificada de armadura (ω_{mod}): $0.1 \leq \omega_{mod} \leq 1.0$
- La longitud eficaz de la columna en situación de incendio debe ser $l_{0,fi} = l_0$ o $l_{0,fi} = 0.7 \cdot l_0$

Además, en columnas con secciones transversales rectangulares, se debe comprobar el número mínimo de barras de la armadura para A_{sc} y A_{st} (ver Figura 4.20), de acuerdo con la Tabla 4.13.

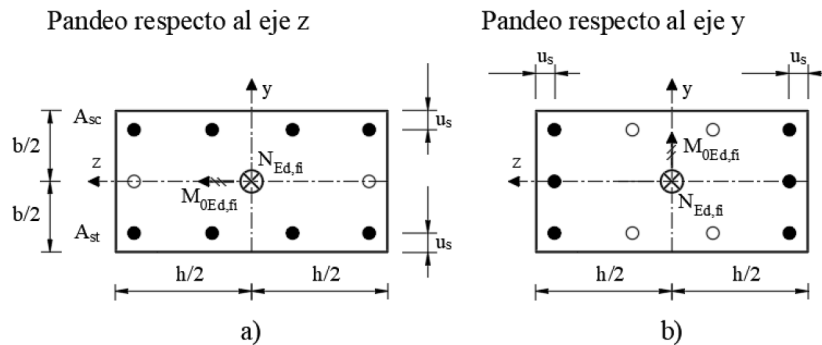
Tabla 4.13 Número mínimo de barras de armadura

Fuente: (CEN, 2021a)

	Dimensión mínima de la sección de la columna, b en mm						
	600	500	400	350	300	250	200
$\omega_{mod} \leq 0.5$	3	3	3	3	2	2	2
$0.5 \leq \omega_{mod} \leq 1.0$	5	4	3	3	2	2	2

En la Tabla 4.13 se permite usar interpolación lineal y a diferencia de la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (CEN, 2019), se ha agregado una columna para dimensiones de 350 mm y extiende su aplicación también a columnas con secciones transversales

circulares con diámetro b , cuando la armadura principal está distribuida uniformemente en el perímetro con al menos seis barras, todas con distancia entre ejes u_s .



Leyenda:

- Barra de armadura no considerada
- Barra de armadura considerada

Fuente: adaptada de (CEN, 2021a)

Figura 4.20 Secciones transversales rectangulares de HA

Parámetros de entrada

El método B del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021a), dependen de los siguientes parámetros de entrada:

- Grado de utilización en situación de incendio (μ_{fi}), dado por:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \quad \text{Ec. 4.115}$$

- Cuantía mecánica modificada de armadura (ω_{mod}), dada por:

$$\omega_{mod} = (2 \cdot \min(A_{sc}; A_{st}) \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd}) \quad \text{Ec. 4.116}$$

- Excentricidad total de primer orden de las fuerzas normales (e), el cual es la misma para N_{Rd} y $N_{Ed,fi}$.

Tablas

De manera similar a lo descrito en la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (CEN, 2019), se debe calcular el pandeo respecto al eje z e y. Las tablas pueden aplicarse para el pandeo respecto a ambos ejes (z e y), tal y como se ha definido en la Figura 4.20. Para el pandeo respecto a ambos ejes, como parámetro para las tablas se debe usar la de menor dimensión. En el caso de columnas con disposiciones de armado asimétricas, se deben emplear los valores mínimos de A_{sc} y A_{st} .

Dada la extensión de las tablas, en esta tesis solo se presenta una tabla resumen (ver Tabla 4.14) con las variables y valores considerados en el Anexo C del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021a). Como novedad, en la versión del proyecto de norma, las tablas se dividen por el tiempo de resistencia al fuego requerido. Para los cuales los valores de la variable del grado de utilización en situación de incendio pueden ser diferentes dentro de la misma tabla para algunas dimensiones. De este modo, se abarca la mayor cantidad soluciones de columnas de HA en situación de incendio.

Tabla 4.14 Resumen de la información contenida en las tablas del Anexo C/2021

Fuente: adaptada de (CEN, 2021a)

Tabla	Variables					
	R_{fi}	$l_{o,fi}$	e	u_s	b	μ_{fi}
Tabla C.2	30	1.0 · l_o ; 0.7 · l_o	20; 0.5 · b; 1.0 · b	25;30; 40;55	≥600;500;400; 300;250;200	0.3;0.5; 0.7
Tabla C.3	60			25;35; 45;60	≥600;500;400; 300;250;200	0.3;0.5; 0.7;*
Tabla C.4	90			30;40; 55;70	≥600;500;400; 350;300;250	0.3;0.5; 0.7;**
Tabla C.5	120			35;45; 60;75	≥600;500;450; 400;350;300	0.3;0.5; 0.7;+
Tabla C.6	180			40;50; 65;80	≥600;550;500; 450;400;350	0.2;0.4; 0.6;++
Tabla C.7	240			40;50; 65;80	≥600;550;500; 450;400;350	0.2;0.4; 0.6;+++

Valores especiales de μ_{fi} en casos muy perjudicados por el fuego:
 * Para b= 200: μ_{fi} = 0.3; 0.4; 0.5
 ** Para b= 250: μ_{fi} = 0.3; 0.4; 0.5
 + Para b= 350: μ_{fi} = 0.3; 0.5; 0.65 y para b= 300: μ_{fi} = 0.3; 0.45; 0.55
 ++ Para b= 400: μ_{fi} = 0.2; 0.4; 0.55 y para b= 350: μ_{fi} = 0.2; 0.3; 0.45
 +++ Para b= 400: μ_{fi} = 0.2; 0.3; 0.35 y para b= 350: μ_{fi} = 0.2; 0.25; 0.3

4.4.6 Comparativa de los métodos tabulados

En este apartado se presenta una compilación de todas las limitaciones dispuestas en los campos de aplicación de cada uno de los cinco métodos tabulados prescriptivos mostrados anteriormente.

Hay que recalcar que todos los métodos tabulados presentados en esta sección solo permiten el cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA bajo flexo - compresión recta y expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b) o similar.

Tabla 4.15 Tabla comparativa de los campos de aplicación de los métodos tabulados

Método tabulado prescriptivo	b mm	e mm	Longitud columna	Cuantía armadura	u_s mm	R_{fi} min	Sección	Estructura
M-A-EC2	b ≥ 200 b ≤ 450	e ≤ 0.4·h	$l_{o,fi} ≤ 3$ m	$\omega_g ≤ 0.04$	$u_s ≥ 25$ $u_s ≤ 75$	$R_{fi} ≥ 30$ $R_{fi} ≤ 240$	Rectangular y circular	Arriostrada
			$l_{o,fi} ≤ 6$ m		$u_s ≥ 25$ $u_s ≤ 80$			
M-A-prEC2	b ≥ 200 b ≤ 450	e ≤ 0.25·h	$l_o ≤ 6$ m $l_{o,fi} ≤ 3$ m	$\omega_g ≤ 0.04$	$u_s ≥ 25$ $u_s ≤ 75$			
			$l_o ≤ 6$ m $l_{o,fi} ≤ 3$ m		$u_s ≥ 25$ $u_s ≤ 80$			
M-B-EC2	b ≥ 150 b ≤ 600	e ≤ 100 e ≤ 0.25·h	$\lambda_{fi} ≤ 30$	$\omega ≥ 0.1$ $\omega ≤ 1.0$	$u_s ≥ 25$ $u_s ≤ 75$			
			$\lambda_{fi} ≤ 80$		$u_s ≥ 25$ $u_s ≤ 80$			
M-B-adenda	b ≥ 200 b ≤ 600	e ≥ 20 e ≤ 100	$\lambda_{fi} ≤ 55$	$\omega_{mod} ≥ 0.1$ $\omega_{mod} ≤ 1.0$	$u_s ≥ 25$ $u_s ≤ 85$	Rectangular	Arriostrada y no arriostrada	
			$l_o ≤ 24$ m $l_{o,fi} ≤ 24$ m		$u_s ≥ 25$ $u_s ≤ 80$			Rectangular y circular
M-B-prEC2	b ≥ 200 b ≤ 600	e ≥ 20 e ≤ 1.0·h	$l_o ≤ 24$ m $l_{o,fi} ≤ 24$ m	$\omega_{mod} ≥ 0.1$ $\omega_{mod} ≤ 1.0$	$u_s ≥ 25$ $u_s ≤ 80$	Rectangular y circular	Arriostrada y no arriostrada	

4.5 Ejemplo aplicado de cálculo de la resistencia al fuego

Con los métodos simplificados y tabulados de cálculo de la resistencia al fuego descritos en esta tesis doctoral, se procedió a determinar la resistencia al fuego de una misma columna de HA expuesta por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura.

Es importante mencionar que en este apartado solo se mostrarán los resultados obtenidos con cada método, junto a una comparación de los resultados. Para mayor claridad, en los anexos se presentan los cálculos paso a paso para resolver el problema con cada uno de los métodos.

Datos del caso

El caso de estudio corresponde a la columna #28, ensayada por Haß (1986) en la Universidad Técnica de Braunschweig, presentada anteriormente en el Capítulo 2. En la Tabla 4.16 se muestra un extracto de la información correspondiente de la columna ensayada.

Tabla 4.16 Características y resultados de la columna #28

Fuente: (Haß, 1986)

Lab	#	l m	Extr.	b mm	h mm	n	Ø mm	c mm	e mm	f _c MPa	f _y MPa	N _{exp} kN	R _{fi} min
TUBr	28	3.76	a-a	300	300	6	20	28	5	42.8	452	1695	57

Nota: a-a: apoyos articulados en ambos extremos.

Otros datos y cálculos previos relevantes son:

- $A_c = b \cdot h = 90000 \text{ mm}^2$ o 0.09 m^2 ;
- $A_s = 1884 \text{ mm}^2$ o $1.884 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$;
- $u_s = 38 \text{ mm}$;
- $\omega = 0.22$;
- $\omega_g = 2.09\%$;
- $\lambda = 43.4$;
- $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$;
- $k = 1.0$ (a-a);
- Exposición por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b);
- Hormigón con áridos silíceos.

Resultados: métodos simplificados

En la Tabla 4.17 se presentan los resultados obtenidos con los cinco métodos simplificados de resistencia al fuego aplicados al caso de estudio.

Tabla 4.17 Comparación entre los métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego

Método simplificado	$N_{Rd,fi}$ kN	N_{exp} kN	$N_{Rd,fi} / N_{exp}$	Observación
Dotrepe et al.	1082	1695	0.64	Resultado muy conservador
Tan & Yao	1578	1695	0.93	Resultado seguro
Kodur & Raut	846	1695	0.50	Resultado muy conservador
Isoterma de 500 °C	2406	1695	1.42	Resultado inseguro
Zonas refinado	1613	1695	0.95	Resultado seguro

Los resultados obtenidos con los cinco métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego para una columna de HA expuesta por 57 min a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002b), se resumen en la Tabla 4.17. En la cual se observan tres situaciones diferentes:

- Los resultados obtenidos fueron muy conservadores, tales como los obtenidos con el método de Dotrepe et al. (1999) y el método de Kodur & Raut (2012).
- El resultado fue inseguro. Se obtuvo un resultado inseguro con el método de la isoterma de 500 °C (CEN, 2004b).
- Los resultados fueron precisos y levemente por el lado de la seguridad. Se obtuvieron resultados seguros y ajustados con el método simplificado de Tan & Yao (2003), y con el método de las zonas refinado (CEN, 2021a).

Resultados: métodos tabulados

En la Tabla 4.18, se muestra un compilado de los resultados obtenidos con los métodos tabulados aplicados al caso de estudio. Los resultados están expresados en diferentes magnitudes según el método aplicado, además cabe señalar que algunos métodos entregan más de una solución.

Tabla 4.18 Tabla comparativa de resultados de los métodos tabulados

Método tabulado prescriptivo		¿Aplicable?	Solución del método	Resultado experimental	Observación
M-A-EC2	Datos tabulados	No: ($l_{0,fi} > 3 \text{ m}$)	$b_{\min} = 200 \text{ mm}$ $u_{s,\min} = 36 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$ $u_s = 38 \text{ mm}$	Resultados inseguros
	Formulación	Sí	$b_{\min} = 300 \text{ mm}$ $u_{s,\min} = 31 \text{ mm}$		
M-A-prEC2	Datos tabulados	No: ($l_{0,fi} > 3 \text{ m}$)	$b_{\min} = 200 \text{ mm}$ $u_{s,\min} = 36 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$ $u_s = 38 \text{ mm}$	
	Formulación	No: ($l_{0,fi} > 3 \text{ m}$)	$R_{fi,\max} = 93 \text{ min}$		
M-B-EC2	Tabla 5.2b	No: ($\lambda_{fi} > 30$)	$b_{\min} = 150 \text{ mm}$ $u_{s,\min} = 29 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$ $u_s = 38 \text{ mm}$	
	Anexo C	Sí	$b_{\min} = 185 \text{ mm}$ $u_{s,\min} = 25 \text{ mm}$		
			$b_{\min} = 212 \text{ mm}$ $u_{s,\min} = 27 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$ $u_s = 38 \text{ mm}$	
			$b_{\min} = 217 \text{ mm}$ $u_{s,\min} = 25 \text{ mm}$		
M-B-adenda		Sí	$\lambda_{fi,\max} = 41$	$\lambda_{fi} = 43.4$	Resultados seguros
M-B-prEC2		Sí	$l_{0,\max} = 3.1 \text{ m}$	$l_0 = 3.76 \text{ m}$	

En la Tabla 4.18, se observa que, para el caso de estudio, la mayoría de los resultados son inseguros, pero en principio justificado ya que no se cumplían con las condiciones requeridas para su aplicación. La condición crítica que condujo a que la mayoría de los métodos tabulados no sean aplicables al caso, fue la longitud eficaz de la columna, tanto a temperatura ambiente como en situación de incendio. Con respecto a la evolución de los métodos tabulados, se observa que en la adenda (CEN, 2019) y en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021a), los resultados se han vuelto más seguros, ya que los resultados obtenidos fueron siempre seguros, mientras el caso de estudio estuviera dentro del campo de aplicación del método prescriptivo, es decir, en base al caso estudiado, se podría concluir que en cada actualización normativa se han ido desplazando por el lado de la seguridad parte de los resultados inseguros, que se obtenían con los métodos tabulados en versiones anteriores de la norma europea.

Bibliografía

- ACI Committee 318. (2014). ACI CODE-318-14: Building code requirements for structural concrete and commentary.
- ASTM. (2018). Designation: E119 - 18 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. <https://doi.org/10.1520/E0119-18>
- CEN. (1995). ENV 1992-1-2:1995. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-2: Reglas generales - Proyecto de estructuras frente al fuego.
- CEN. (2002a). EN 1990:2002 + A1:2005 + AC:2010. Eurocódigo. Base de cálculo de estructuras.
- CEN. (2002b). EN 1991-1-2:2002 + AC:2013. Acciones en estructuras - Parte 1-2: Acciones en estructuras expuestas al fuego.
- CEN. (2004a). EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
- CEN. (2004b). EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-2: Reglas generales - Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- CEN. (2019). EN 1992-1-2:2004/A1:2019. Modificación A1. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-2: Reglas generales - Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- CEN. (2021a). prEN 1992-1-2:2021-09. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.
- CEN. (2021b). Final Background Document for prEN 1992-1-2:2021 (CEN-TC250-SC2-WG1 N1073).
- Corres, H., Ariñez, F., Bairán, J., Carrascón, S., & Marí, A. (2014). Resistencia al fuego de pilares de hormigón según el Eurocódigo 2 y comparación con la EHE-08.

Métodos de comprobación mediante tablas. *Hormigón y Acero*, 65(272), 141–150. [https://doi.org/10.1016/S0439-5689\(14\)70006-3](https://doi.org/10.1016/S0439-5689(14)70006-3)

Dotreppe, J.-C., Franssen, J.-M., & Vanderzeypen, Y. (1999). Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions. *ACI Structural Journal*, 96(1).

Franssen, J.-M. (2000). Design of concrete columns based on EC2 tabulated data - a critical review. First International Workshop "Structures in Fire," 323–340.

Franssen, J.-M. (2005). SAFIR: A thermal/structural program for modeling structures under fire. *Engineering Journal - American Institute of Steel Construction Inc*, 42, 143–158.

Haß, R. (1986). Zur praxisgerechten brandschutztechnischen beurteilung von stützen aus stahl und beton (Vol. 69) [Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, IBMB, der Technischen Universität Braunschweig - Materialprüfanstalt für das Bauwesen - MPA Braunschweig]. <https://doi.org/10.24355/dbbs.084-201310181517-0>

Kodur, V., Mcgrath, R., Leroux, P., & Latour, J. C. (2005). Report N° 197: Experimental studies for evaluating the fire endurance of high - strength concrete columns. <https://doi.org/10.4224/20378032>

Kodur, V., & Raut, N. (2012). A simplified approach for predicting fire resistance of reinforced concrete columns under biaxial bending. *Engineering Structures*, 41, 428–443. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.054>

Lie, T. T., & Woollerton, J. L. (1988). Internal Report N° 569: Fire resistance of reinforced concrete columns: Test results. <https://doi.org/10.4224/20386656>

MITMA. (2021). Código estructural. <https://www.boe.es/eli/es/rd/2021/06/29/470>

Raut, N., & Kodur, V. (2012). Behavior of circular reinforced concrete columns under fire conditions. *Journal of Structural Fire Engineering*, 3(1), 37–56. <https://doi.org/10.1260/2040-2317.3.1.37>

Tan, K. H., & Yao, Y. (2003). Fire resistance of four - face heated reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 129(9), 1220–1229. <https://doi.org/10.1061/ASCE0733-94452003129:91220>

Tan, K. H., & Yao, Y. (2004). Fire resistance of reinforced concrete columns subjected to 1-, 2-, and 3 - face heating. *Journal of Structural Engineering*, 130(11), 1820–1828. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:11\(1820\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:11(1820))

ULC. (2014). CAN/ULC-S101 Standard methods of fire endurance tests of building construction and materials.

Capítulo 5

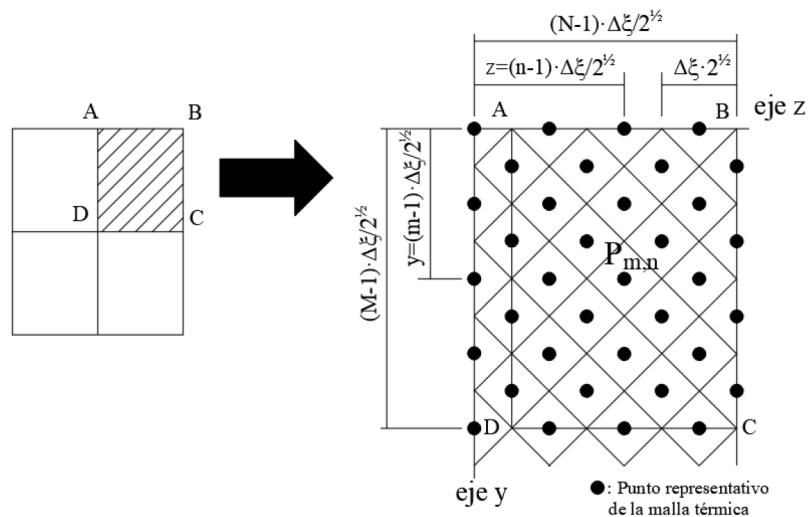
MODELO NUMÉRICO Y VALIDACIÓN

En este capítulo se presenta un método de cálculo avanzado con un enfoque prescriptivo, específicamente para el cálculo seccional de columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura. El método de cálculo avanzado consta de un acoplamiento de dos modelos: un modelo de diferencias finitas para el análisis térmico seccional (Capítulo 3) y un modelo numérico de fibras para el cálculo mecánico seccional. El modelo de cálculo avanzado desarrollado se ha basado en las propiedades de los materiales a altas temperaturas estipuladas en las normativas española y europea (mostradas en el Capítulo 2). La validación del modelo se ha dividido en dos etapas: (1) una validación del modelo térmico y (2) una validación del modelo mecánico a temperatura ambiente y a altas temperaturas. Para ambas validaciones se han empleado resultados experimentales recogidos y compilados en el Capítulo 2. Para la verificación del modelo mecánico a altas temperaturas se ha recurrido a resultados numéricos de métodos avanzados de otros autores, dada la falta de resultados experimentales para columnas cortas de HA sometidas a flexo - compresión esviada a altas temperaturas.

5.1 Descripción del modelo numérico

Un análisis higo - termo - mecánico secuencialmente acoplado es llevado a cabo por medio de un modelo numérico de fibras (MF), desarrollado en la plataforma Matlab (The MathWorks Inc., 2020). Este análisis consiste en dos pasos: en primer lugar, se realiza un análisis térmico seccional para obtener el campo de temperaturas para un tiempo dado de exposición al fuego y, posteriormente se resuelve el problema mecánico considerando el estado térmico de la sección, obtenido en el paso anterior.

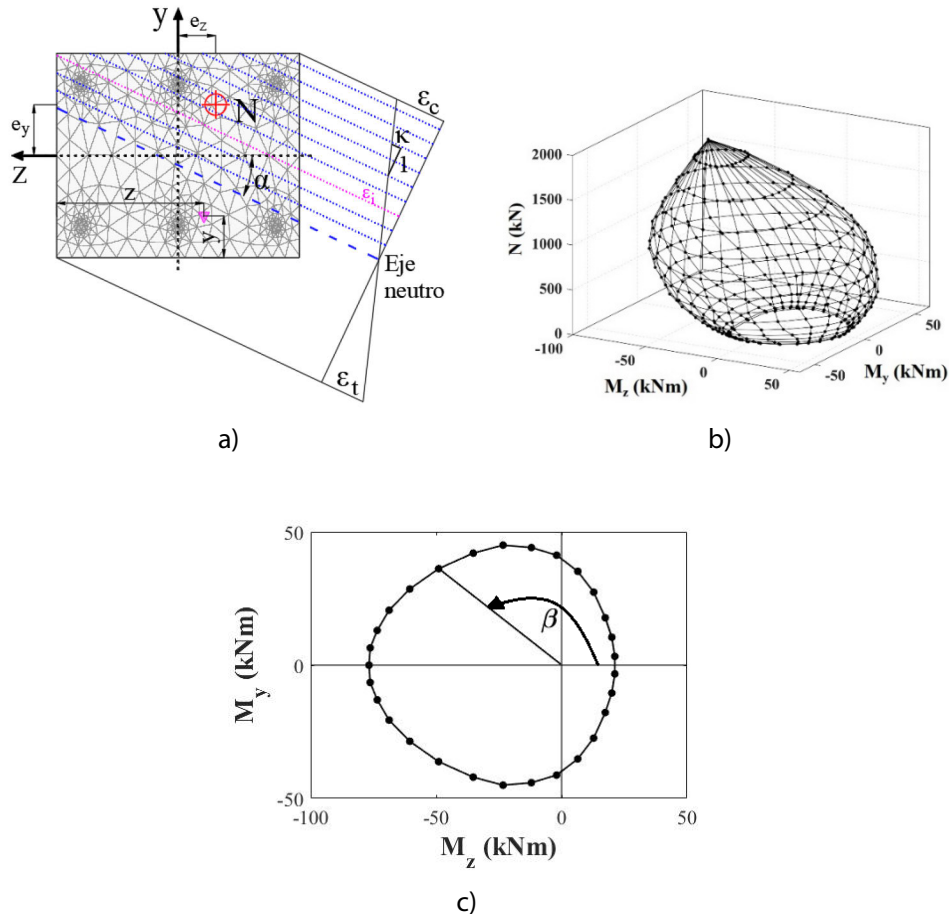
Para el problema de transmisión de calor se adoptan los valores recomendados en la norma EN 1991-1-2:2002+AC:2013 (CEN, 2002). La curva normalizada de tiempo - temperatura se aplica a la superficie expuesta a través de la convección y la radiación. Para obtener las temperaturas seccionales, se aplica el método de diferencias finitas de Lie & Irwin (1990, 1993). En la Figura 5.1 se muestra la discretización de la sección para el modelo térmico.



Fuente: adaptada de (Lie & Irwin, 1990, 1993)

Figura 5.1 Discretización de la sección transversal para el análisis térmico

Para el análisis mecánico, la sección se malla triangularmente (Figura 5.2a) y cada celda se caracteriza por su posición, su temperatura (mediante interpolación lineal) y por las propiedades del material. En este caso, tanto para el hormigón como para el acero, se utilizan las propiedades térmicas y mecánicas dadas por la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004).



Fuente: adaptada de (Peña et al., 2019, 2021)

Figura 5.2 Modelo numérico de fibras: a) discretización de la sección transversal y distribución de deformaciones; b) superficie de falla 3D; c) ángulos de rotación de los momentos

Se adopta la hipótesis de Navier - Bernoulli donde una sección plana permanece plana y normal al eje neutro en flexión (Figura 5.2a). La curvatura de la sección (κ) se obtiene de la distribución de las deformaciones totales (ϵ_{tot}), para el hormigón dado por la Ec. 5.1 y para el acero de la armadura pasiva por la Ec. 5.3. Por su parte, el estado tensional de cada celda se obtiene con la ecuación constitutiva del material a la temperatura correspondiente. Para el hormigón se aplica un modelo implícito, en el cual la deformación mecánica (ϵ_m) está dada por la Ec. 5.2 y para al acero de la armadura pasiva se tiene que la deformación mecánica (ϵ_m) es igual a la deformación

instantánea relacionada con la tensión (ϵ_{σ}) (Ec. 5.4). La deformación por fluencia básica del hormigón y del acero (ϵ_{cr}) no se han considerado en este modelo.

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{cth} + \epsilon_m (+ \epsilon_{cr}) \quad \text{Ec. 5.1}$$

$$\epsilon_m = \epsilon_{\sigma} + \epsilon_{tr} \quad \text{Ec. 5.2}$$

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{sth} + \epsilon_{\sigma} + \epsilon_{cr} \quad \text{Ec. 5.3}$$

$$\epsilon_m = \epsilon_{\sigma} \quad \text{Ec. 5.4}$$

donde,

ϵ_{cr} : deformación unitaria por fluencia básica del hormigón y del acero.

ϵ_{cth} : deformación unitaria térmica del hormigón.

ϵ_m : deformación unitaria mecánica.

ϵ_{sth} : elongación térmica del acero.

ϵ_{tr} : deformación unitaria por fluencia transitoria del hormigón.

ϵ_{σ} : deformación unitaria instantánea relacionada con la tensión del hormigón y del acero.

En el modelo, para una carga aplicada N y, a través de un proceso iterativo, se actualiza la posición del eje neutro basado en el equilibrio de fuerzas de la Ec. 5.5.

$$\sum_{i=1}^n A_i \cdot \sigma_i - N = 0 \quad \text{Ec. 5.5}$$

donde,

A_i : área de la celda i , en mm^2 .

σ_i : tensión de la celda i , en N/mm^2 .

N : carga axial aplicada, en N .

La capacidad a flexión se obtiene tras resolver la Ec. 5.6 y la Ec. 5.7 incrementando gradualmente el valor de la curvatura seccional para generar la curva $M - \kappa$.

$$\sum_{i=1}^n A_i \cdot \sigma_i \cdot z_i - M_y = 0 \quad \text{Ec. 5.6}$$

$$\sum_{i=1}^n A_i \cdot \sigma_i \cdot y_i - M_z = 0 \quad \text{Ec. 5.7}$$

donde,

y_i y z_i : posición en el eje y y en el eje z del centroide de la celda i , respectivamente, en mm.

M_y y M_z : momento aplicado en el eje y y en el eje z , respectivamente, en Nmm.

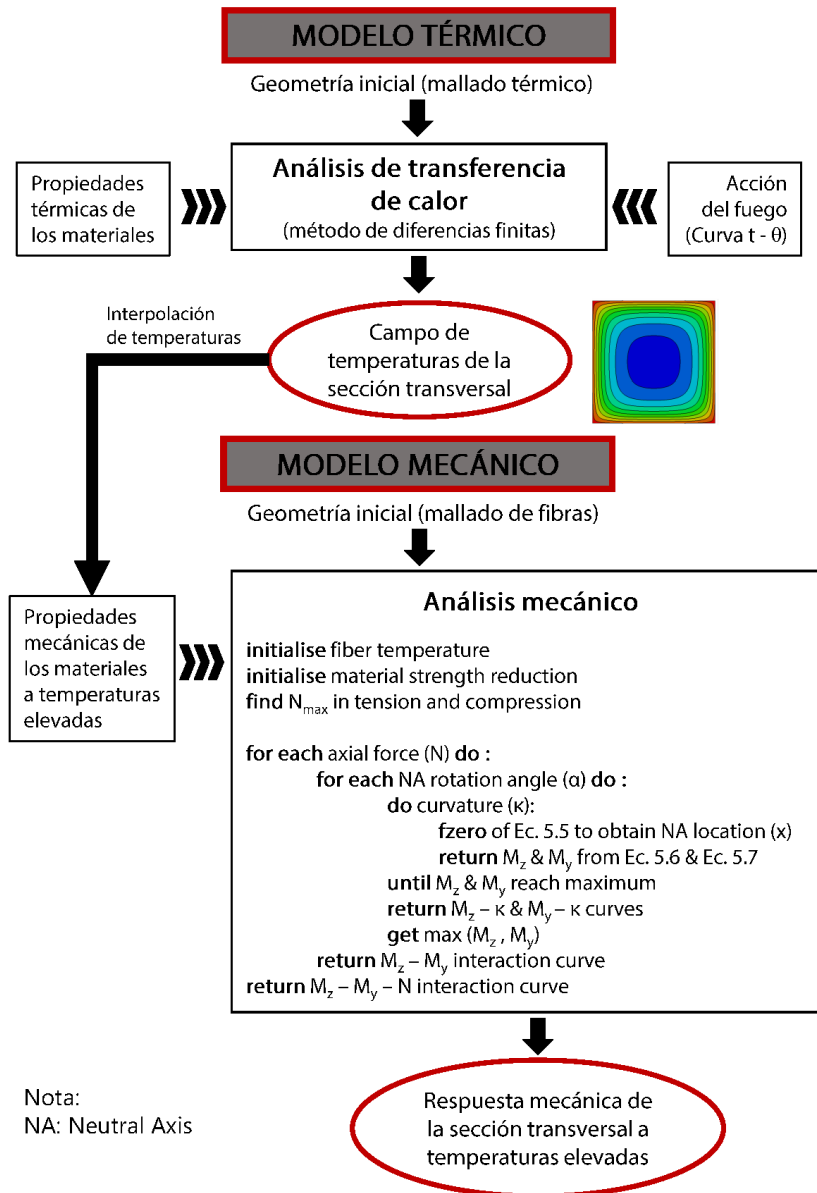
Para obtener la superficie de falla, el modelo genera todas las posibles situaciones de carga mediante la rotación del eje neutro (ángulo α en la Figura 5.2a) y el incremento de la carga axial de compresión desde 0 hasta el valor máximo de resistencia a compresión de la sección transversal (N_{max}). Para ilustrar esto, la Figura 5.2b es un ejemplo de una de estas superficies 3D generadas por medio del método numérico de fibras para una columna de HA expuesta por tres caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002). Cabe señalar que también se puede generar la superficie de falla para las tracciones, de manera análoga.

Específicamente, para obtener los puntos de la superficie de falla es necesario obtener el diagrama $M - \kappa$ para cada punto. Desde este diagrama, el momento flector máximo es tradicionalmente obtenido por medio de un proceso iterativo no guiado y computacionalmente ineficiente, que consiste en iterar la posición del eje neutro para una curvatura dada. Para cada par de curvatura y posición del eje neutro, integrando la sección, resulta un axial resistente y un momento flector resistente. El axial resistente se obtiene de la Ec. 5.5 y el momento resistente descompuesto en los dos ejes principales, se obtienen con la Ec. 5.6 y la Ec. 5.7.

El algoritmo del método elaborado en este trabajo, se muestra en la Figura 5.3, en el cual se observa que la carga axial es un dato de entrada, donde para cada curvatura establecida se determina la profundidad del eje neutro. El valor del eje neutro se obtiene con la minimización de una función residual (diferencia entre la carga y las fuerzas internas axiales). Para resolver la función residual antes mencionada, se utilizó un algoritmo de optimización *fzero* disponible en Matlab (The MathWorks Inc., 2020).

De acuerdo con lo señalado por Forsythe et al. (1977), la función *fzero* fue desarrollada originalmente por T.J. Dekker y posteriormente implementada por otros autores. Utiliza una combinación de métodos de interpolación de bisección, secante e inversa cuadrática.

Además, también se utilizó la función *fminsearch* para encontrar eficientemente los valores del axial máximo de compresión y tracción de la sección transversal. La función *fminsearch* realiza una optimización no lineal sin restricciones, encontrando el mínimo de una función escalar de varias variables, comenzando con una estimación inicial (Lagarias et al., 1998). En estos problemas, la entrada de esta función contiene la deformación unitaria en el origen y la curvatura.



Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Figura 5.3 Diagrama de flujo del modelo numérico de fibras (MF)

5.2 Validación del modelo numérico

La validación del modelo numérico de fibras consta de dos partes:

- Validación del modelo térmico.
- Validación del modelo mecánico.

Las validaciones se realizaron en base a resultados experimentales disponibles en la bibliografía y también con resultados obtenidos con modelos de cálculo seccional de columnas de HA en situación de incendio propuestos por otros autores.

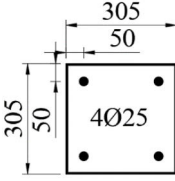
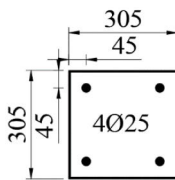
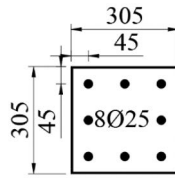
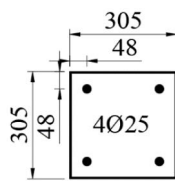
5.2.1 Validación del modelo térmico

El modelo térmico fue validado con las temperaturas experimentales registradas en los ensayos llevados a cabo por Kodur et al. (2001), Lie & Irwin (1990) y Lie & Woollerton (1988), donde las columnas fueron expuestas por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018). Todas las columnas fueron de hormigón armado de resistencia normal con áridos silíceos. Los detalles de los diferentes especímenes están resumidos en la Tabla 5.1. En total, los resultados experimentales de 993 registros de termopares fueron empleados para la validación del modelo térmico.

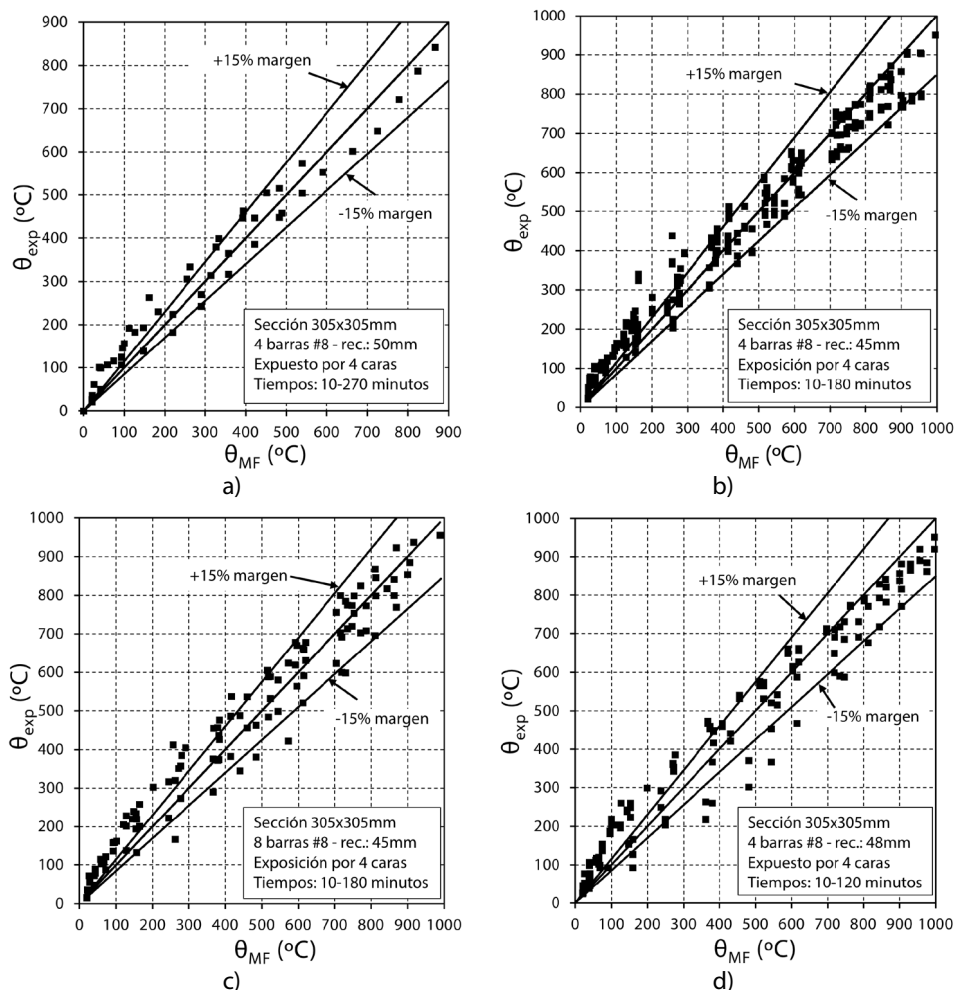
Los resultados de la validación se muestran en la Figura 5.4. Los puntos se encuentran principalmente dentro del margen $\pm 15\%$. Se observa que la precisión del modelo térmico incrementa para temperaturas (θ) mayores que 300 °C, por lo que se han tabulado los resultados en la Tabla 5.2, en la cual el error medio y la desviación estándar del error son mostradas. El error está calculado como $\theta_{MF} / \theta_{exp}$ por lo que un error medio mayor que 1.00 significa que el modelo numérico entrega predicciones seguras. De la Tabla 5.2, se observa que para temperaturas inferiores a 300 °C, el error medio en las predicciones varía entre 0.70 - 0.80, y la desviación estándar entre 0.20 - 0.40, es decir, resultados inseguros y con una importante dispersión. En cuanto a los registros con temperaturas mayores a 300 °C, se obtuvo un error medio que varía entre 0.97 - 1.10 junto a una desviación estándar que varía entre 0.10 - 0.15, por lo cual, se puede afirmar que el modelo es muy preciso y seguro, en este rango de temperaturas. A efecto del estudio de columnas de HA en situación de incendio, donde se alcanzan temperaturas generalmente de hasta 1000 °C, temperaturas mayores a 300 °C en el hormigón y en el acero de las armaduras pasivas, suelen ser las más relevantes y, por tanto, se puede concluir que el modelo térmico construido es preciso y seguro.

Tabla 5.1 Columnas, termopares y resultados usados para la validación térmica

Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Referencia	Columna	Dimensiones mm	Tiempos min	Termopares (Nº de secciones)	Datos totales
Kodur et al. (2001)	Serie I Col. TNC1		10,30,60, 90, 120, 150, 180, 210, 240 y 270	9 (1)	90
Lie & Irwin (1990)	Col. 1		10, 30, 60, 90, 120 y 180	66 (3)	396
	Col. 2		10, 30, 60, 90, 120 y 180	37 (1)	222
Lie & Woollerton (1988)	Serie I Col. 1		10, 30, 60, 90 y 120	57 (3)	285
				Total	993

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio



Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

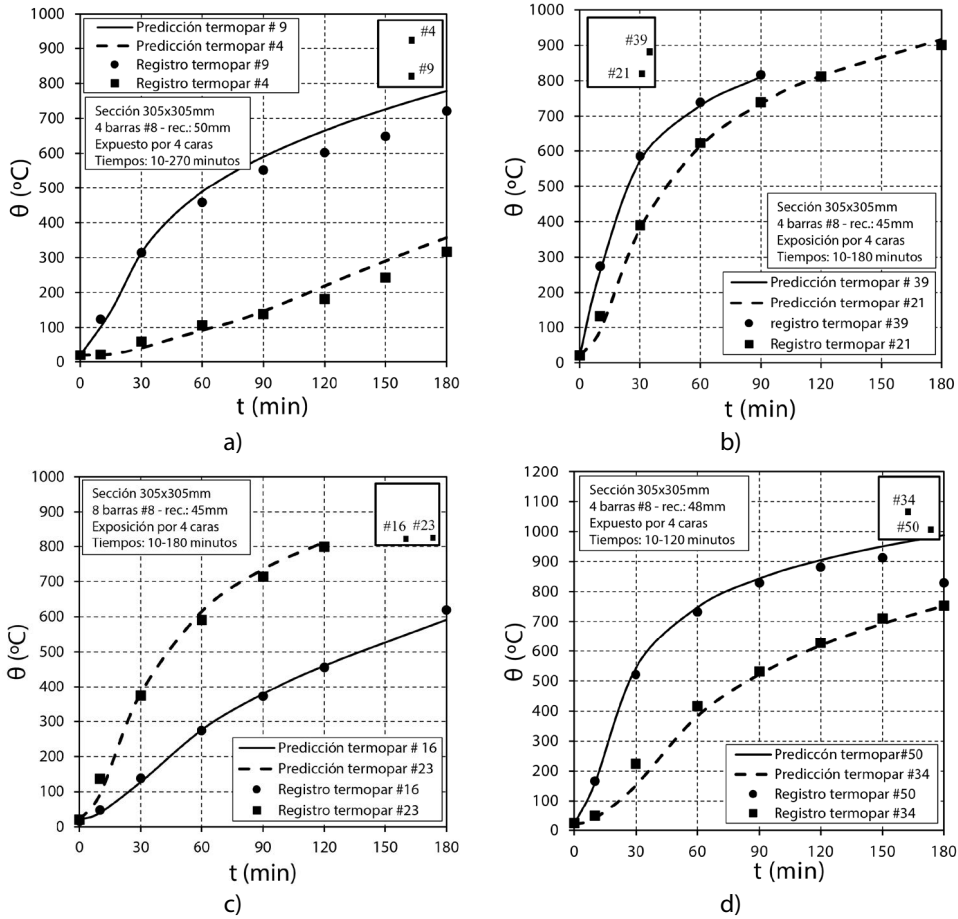
Figura 5.4 Predicciones experimentales vs. modelo numérico de fibras: a) serie I TNC1 (Kodur et al., 2001); b) col. 1 (Lie & Irwin, 1990); c) col. 2 (Lie & Irwin, 1990); d) serie I Col. 1 (Lie & Woollerton, 1988)

En adición a lo ya mencionado, para cada sección transversal analizada en la Figura 5.4 y la Tabla 5.2, en la Figura 5.5 se han graficado las curvas de tiempo - temperatura de los registros de dos termopares junto con las predicciones que han sido obtenidos con el modelo térmico de diferencias finitas. Se observó que el modelo es capaz de predecir con una buena precisión la evolución de las temperaturas a lo largo del tiempo, tanto para puntos con calentamiento unidireccional (mitad de cara) como bidireccionales (esquinas).

Tabla 5.2 Modelo térmico: error medio y desviación estándar del error

Fuente: (Peña et al., 2021)

Referencia	Columna	$\theta < 300\text{ }^{\circ}\text{C}$		$\theta \geq 300\text{ }^{\circ}\text{C}$		Todas las θ	
		Media	Desv.	Media	Desv.	Media	Desv.
Kodur et al. (2001)	Serie I Col.TNC1	0.77	0.39	0.98	0.10	0.87	0.21
Lie & Irwin (1990)	Col. 1	0.70	0.19	1.00	0.13	0.88	0.21
	Col. 2	0.74	0.42	0.97	0.14	0.89	0.22
Lie & Woollerton (1988)	Serie I Col. 1	0.73	0.30	1.01	0.15	0.89	0.27



Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Figura 5.5 Curvas tiempo - temperatura: a) serie I TNC1; b) col. 1; c) col. 2; d) serie I Col. 1

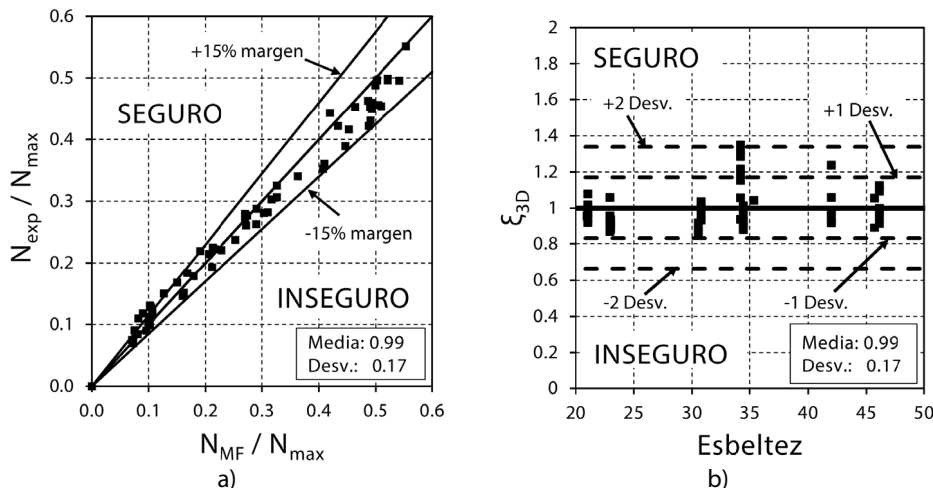
5.2.2 Validación del modelo mecánico

Dado la falta de experimentos en columnas de HA sometidas a flexión esviada en situación de incendio, la validación del modelo mecánico se realiza en esta investigación por partes: (1) validación a temperatura ambiente para flexión recta y esviada y (2) validación a altas temperaturas bajo flexión recta y esviada. Para la validación a temperatura ambiente, se consideraron los resultados experimentales de los trabajos elaborados por: Bresler (1960), Meek (1963) y Ramamurthy (1966). En total se utilizaron los datos de 61 columnas cortas de HA sometidas a flexión recta y esviada, cuyos detalles se muestran en la Tabla 5.3.

En la Figura 5.6a se observa que todas las columnas (puntos) se encuentran dentro de los límites de $\pm 15\%$ con una media de 0.99 y una desviación estándar de 0.17, es decir, con un buen nivel de ajuste entre las predicciones del modelo numérico de fibras (MF) y los resultados experimentales analizados. En la Figura 5.6b, se presentan los resultados para el error 3D (ξ_{3D}), el cual de acuerdo con la Ec. 5.8 está definido como el cociente de la magnitud del vector del punto de falla experimental (M_z, M_y, N) y la magnitud del vector del punto de falla predicho por la superficie de falla, ambas medidas desde el origen (ver Figura 5.7).

$$\xi_{3D} = \frac{\left\| (0, 0, 0) - (M_z, M_y, N)_{exp} \right\|_n}{\left\| (0, 0, 0) - (M_z, M_y, N)_{MF} \right\|_n} \quad \text{Ec. 5.8}$$

Nota: exp: experimental; MF: modelo numérico de fibras



Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Figura 5.6 Validación del modelo mecánico: a) registros experimentales vs. predicciones del modelo numérico de fibras (MF); b) predicciones del error 3D en función de la esbeltez

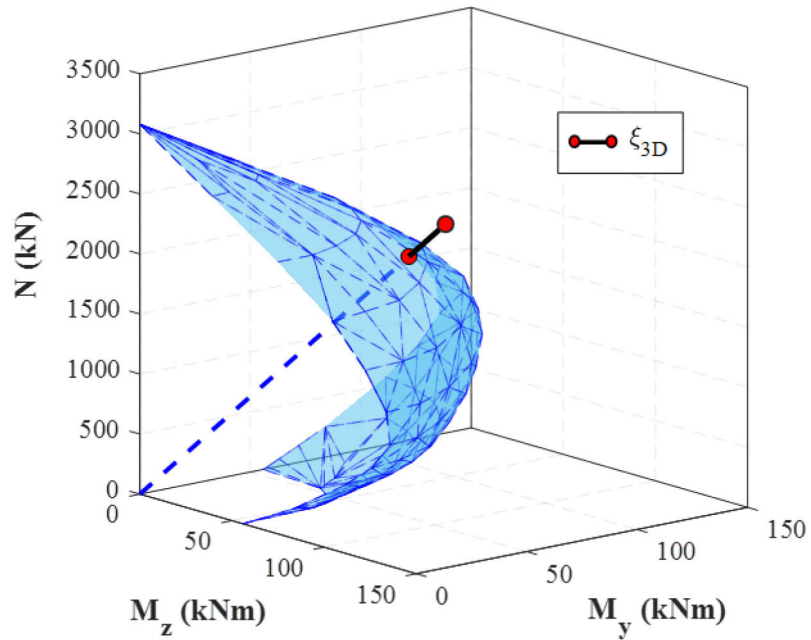


Figura 5.7 Representación del error 3D (ξ_{3D})

En la Figura 5.6b el error en las predicciones están graficadas para todas las columnas. Solamente pocas de las columnas muestran una variabilidad mayor a una desviación estándar, y las que superan esta barrera lo hacen por el lado de la seguridad.

Tabla 5.3 Columnas utilizadas para la validación mecánica del modelo numérico de fibras (MF), para flexión esviada a temperatura ambiente

Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Ref.	Col.	f_c MPa	f_y MPa	ω	λ	e_z mm	e_y mm	N_{exp} kN	N_{MF} kN	ξ_{3D}
Bresler (1960)	B-1	25.5	368.9	0.37	21	152	0	106.8	110.1	0.97
	B-2	26.9	368.9	0.35	21	76	0	266.9	283.6	0.94
	B-3	25.5	368.9	0.37	21	0	102	311.4	313.1	0.99
	B-4	31.7	368.9	0.30	21	0	203	142.3	132.1	1.08
	B-5	22.1	368.9	0.43	21	76	101	142.3	155.0	0.92
	B-6	25.5	368.9	0.37	21	152	203	75.6	77.8	0.97
	B-7	24.1	368.9	0.39	21	152	101	93.4	99.1	0.94
	B-8	24.8	368.9	0.38	21	76	203	106.8	104.9	1.02

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

Meek (1963)	Nº1	38.6	354.4	0.32	42	18	19	411.5	430.0	0.96
	Nº2	33.5	354.4	0.37	42	14	25	338.1	363.7	0.93
	Nº3	37.4	354.4	0.33	42	12	25	400.3	404.7	0.99
	Nº4	36.9	354.4	0.34	42	15	24	389.2	397.6	0.98
	Nº5	37.4	354.4	0.33	42	0	27	400.3	420.5	0.95
	Nº6	33.1	354.4	0.38	42	10	28	333.6	360.5	0.93
	Nº7	33.1	354.4	0.38	42	14	29	333.6	340.7	0.98
	Nº8	37.2	354.4	0.34	42	8	23	398.1	434.8	0.92
	Nº9	31.9	354.4	0.39	42	25	26	318.1	300.3	1.06
Ramamurthy (1966)	A-4	47.9	234.4	0.12	34	41	153	283.6	229.2	1.24
	A-5	42.7	234.4	0.14	34	48	178	235.8	179.3	1.32
	A-6	40.3	234.4	0.14	34	53	203	171.9	141.4	1.22
	A-8	31.9	234.4	0.18	34	28	76	475.6	506.0	0.94
	A-9	46.2	234.4	0.12	34	55	152	280.24	217.8	1.29
	A-12	49.6	234.4	0.12	34	103	178	170.14	161.0	1.06
	A-13	20.9	234.4	0.28	34	102	152	164.58	138.7	1.19
	A-14	29.6	234.4	0.19	34	102	203	160.1	118.8	1.35
	A-15	23.7	234.4	0.24	34	90	90	266.9	231.1	1.16
	B-1	32.4	322.6	0.38	34	21	79	628.98	669.6	0.94
	B-2	28.6	322.6	0.43	34	19	47	771.8	853.5	0.90
	B-3	37.2	322.6	0.33	34	51	88	533.8	556.4	0.96
	B-4	35.6	322.6	0.35	34	64	110	395.9	426.6	0.93
	B-6	30.6	322.6	0.41	34	65	65	500.4	550.0	0.91
	B-7	32.7	322.6	0.38	34	72	72	516.0	509.2	1.01
	B-8	37.9	322.6	0.33	34	102	102	369.8	370.9	1.00
	C-1	34.6	275.8	0.35	46	10	37	464.8	529.19	0.88
	C-1(a)	41.1	275.8	0.29	46	10	37	569.4	597.7	0.95
	C-3	32.2	275.8	0.25	46	10	37	460.4	504.5	0.91
	C-4	26.7	275.8	0.38	46	23	40	378.1	388.2	0.97
	C-5	27.6	275.8	0.45	46	15	26	506.0	507.5	1.00
	C-6	34.47	275.8	0.44	46	43	43	350.3	350.7	1.00
	R-138	25.9	275.8	0.35	46	76	76	138.3	126.4	1.09
	R-238	34.5	275.8	0.26	46	76	76	160.1	142.5	1.12
	R-338	36.2	275.8	0.20	46	97	97	118.8	105.5	1.13
	R-438	29.6	275.8	0.19	46	102	152	71.2	67.4	1.06
	D-1	35.1	322.6	0.42	31	25	38	785.1	881.3	0.89
	D-2	28.2	322.6	0.39	35	56	85	400.3	414.0	0.97
	D-3	27.1	322.6	0.55	31	76	114	311.4	298.4	1.04
	D-4	27.9	322.6	0.53	31	32	32	680.6	729.4	0.93
	D-5	34.3	322.6	0.43	31	81	81	378.1	367.1	1.03
	D-6	26.5	322.6	0.56	31	79	46	400.3	386.5	1.04
	E-1	26	322.6	0.43	23	57	114	464.8	462.2	1.01
E-2	23.8	322.6	0.47	23	76	152	311.4	340.3	0.92	
E-3	30.8	322.6	0.36	23	86	86	435.9	411.2	1.06	

	E-4	27.6	322.6	0.40	23	66	38	542.7	566.2	0.96
	F-1	32.5	291.9	0.26	31	15	55	600.5	692.7	0.87
	F-3	20	291.9	0.43	31	32	48	384.8	441.0	0.87
	F-5	29.6	291.9	0.29	31	40	40	466.0	537.9	0.87
	G-1	36.6	291.9	0.17	23	20	74	827.4	899.0	0.92
	G-2	28	291.9	0.23	23	33	123	418.1	460.5	0.91
	G-3	24	291.9	0.27	23	34	68	507.1	574.7	0.88
	G-4	41.4	291.9	0.15	23	68	136	333.6	356.3	0.94
									Media	0.99
									Desv.	0.17

Para la validación del modelo mecánico a altas temperaturas bajo flexión recta y esviada, las predicciones del modelo numérico de fibras (MF) fueron contrastadas con los resultados numéricos presentados por Law & Gillie (2010). La sección tomada como referencia fue una columna expuesta a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 por tres caras (Figura 5.8).

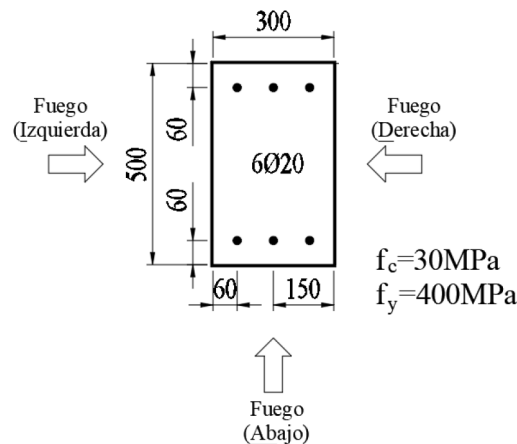
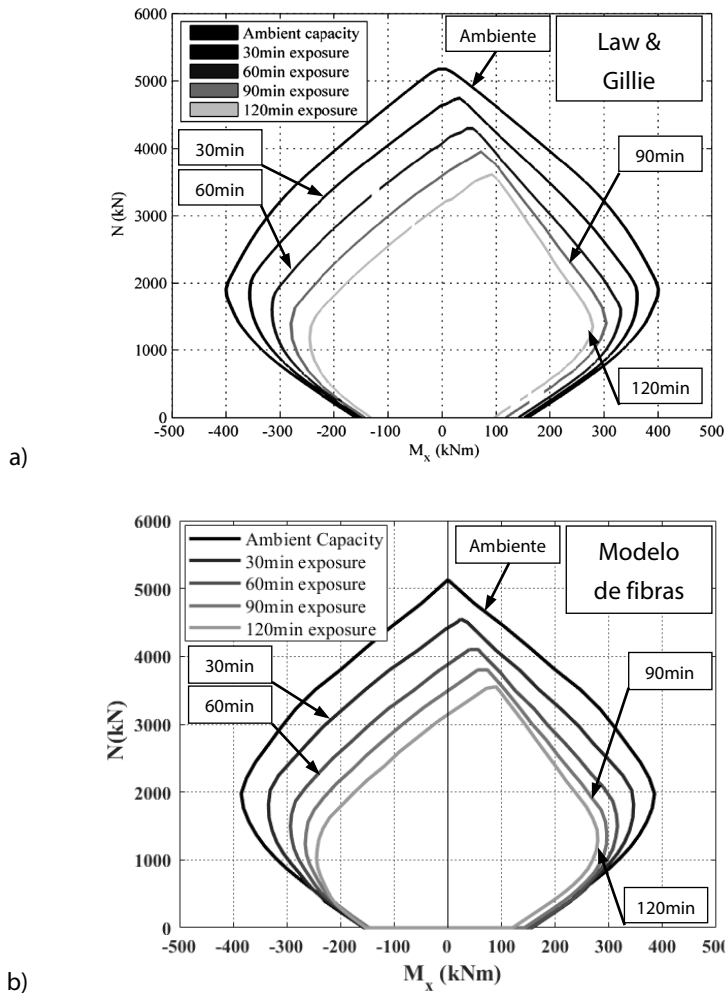


Figura 5.8 Sección de HA evaluada por Law & Gillie (2010)

Los resultados a flexión recta para diferentes tiempos de exposición al fuego de la sección dada en la Figura 5.8, se muestran en la Figura 5.9. En ella se trazan los diagramas de interacción M - N a flexión recta, para tiempos de exposición al fuego de 0, 30, 60, 90 y 120 min. Donde puede verse que las predicciones dadas por ambos modelos son idénticas. Por lo tanto, la capacidad de la sección transversal predicha por el modelo numérico de fibras (MF) para la flexión recta en situación de un incendio nominal puede considerarse satisfactorio.

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio



Fuente: adaptadas de (Law & Gillie, 2010; Peña et al., 2021)

Figura 5.9 Diagrama de interacción uniaxial para diferentes tiempos de exposición al fuego

En su trabajo Law & Gillie (2010), también presentan diagramas de interacción M - N, para diferentes cortes en paralelo a unos planos de momento constantes, que permiten apreciar el comportamiento biaxial de la sección, tal y como se muestra en la Figura 5.10. La superficie de falla mostrada en la Figura 5.10, corresponde a la superficie de falla a temperatura ambiente de la sección mostrada en la Figura 5.8, donde se muestran seis diagramas de interacción M - N obtenidos con la intersección con los planos de momentos paralelos al plano x - z, a lo largo del eje y.

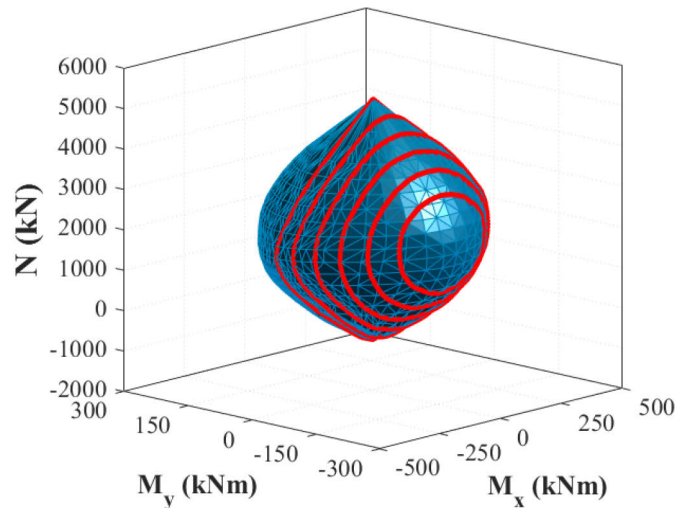
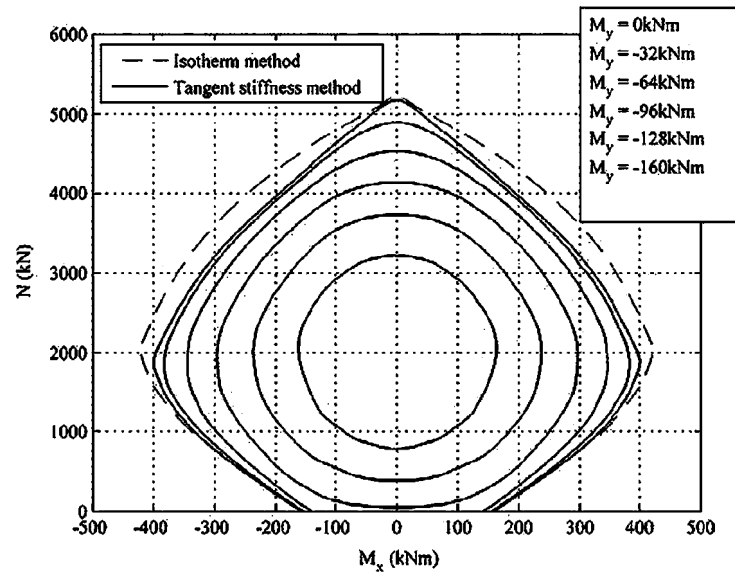


Figura 5.10 Múltiples cortes tomados para diferentes momentos M_y

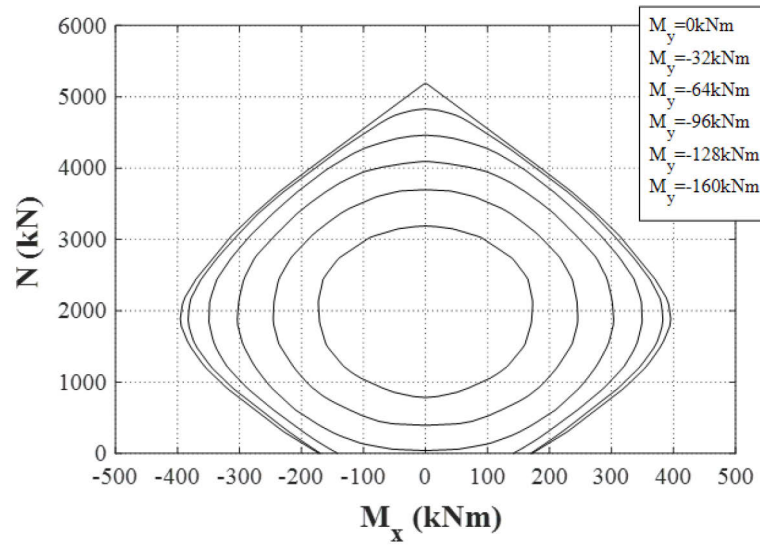
En la Figura 5.11a, la Figura 5.12a y la Figura 5.13a se presentan los diagramas de interacción $M_x - N$ obtenidos con el método seccional de rigidez tangente, propuesto por Law & Gillie (2010). Los diagramas corresponden a una misma sección (Figura 5.8) a temperatura ambiente, 60 min y 120 min de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), respectivamente. Estos resultados numéricos entregados por Law & Gillie (2010), son contrastados con los obtenidos con el modelo numérico de fibras (MF) de este trabajo, con el objetivo de validar el modelo para flexión esviada a altas temperaturas. Los resultados del modelo numérico de fibras (MF) se presentan en la Figura 5.11b, la Figura 5.12b y la Figura 5.13b, correspondiendo con los casos de temperatura ambiente y tiempos de exposición al fuego de 60 y 120 min, respectivamente.

La validación del modelo numérico de fibras (MF) para flexión esviada, obtenidos al comparar los diagramas de interacción $M_x - N$ dados por los seis planos de momentos M_y , evaluados por Law & Gillie (2010), fueron prácticamente idénticos para todos los casos: a temperatura ambiente, 60 y 120 min de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002).

Por lo tanto, se concluye que el modelo numérico de fibras (MF) desarrollado es capaz de evaluar correctamente secciones de HA bajo flexo - compresión recta y esviada tanto a temperatura ambiente como en situación de incendio.



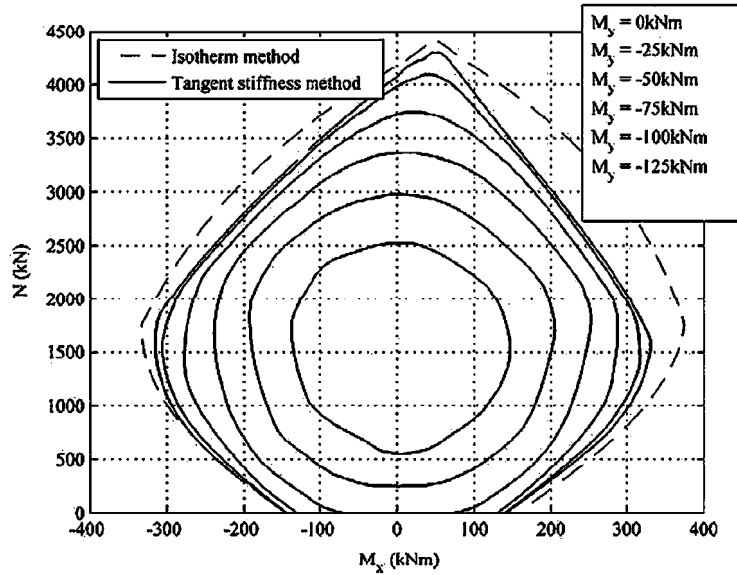
a)



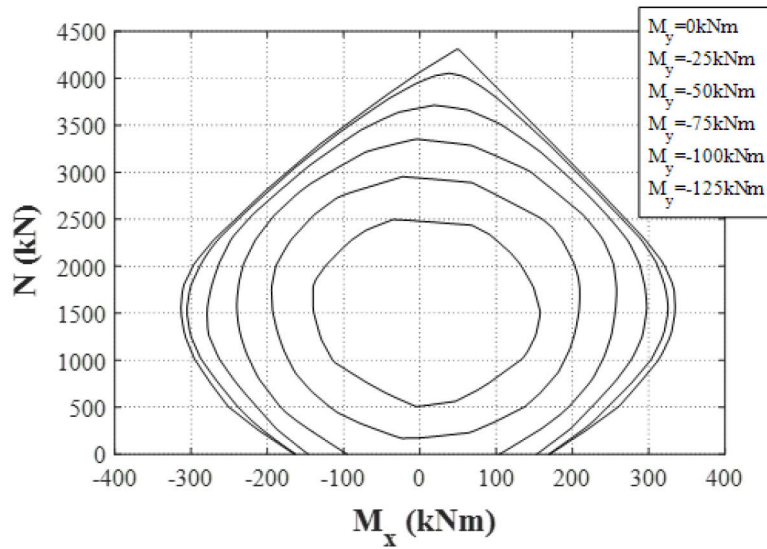
b)

Fuente: a) (Law & Gillie, 2010)

Figura 5.11 Diagramas de interacción a temperatura ambiente, para seis capas de momentos constantes: a) método de Law & Gillie (2010); b) MF (Peña et al., 2021)



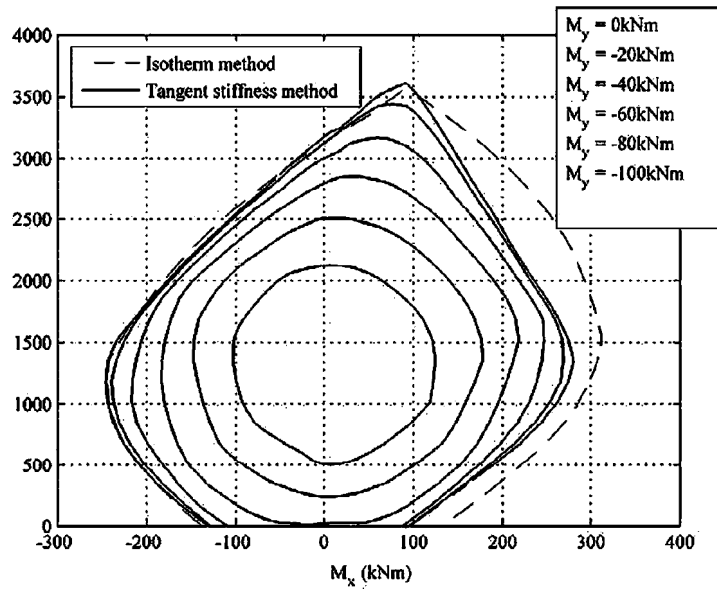
a)



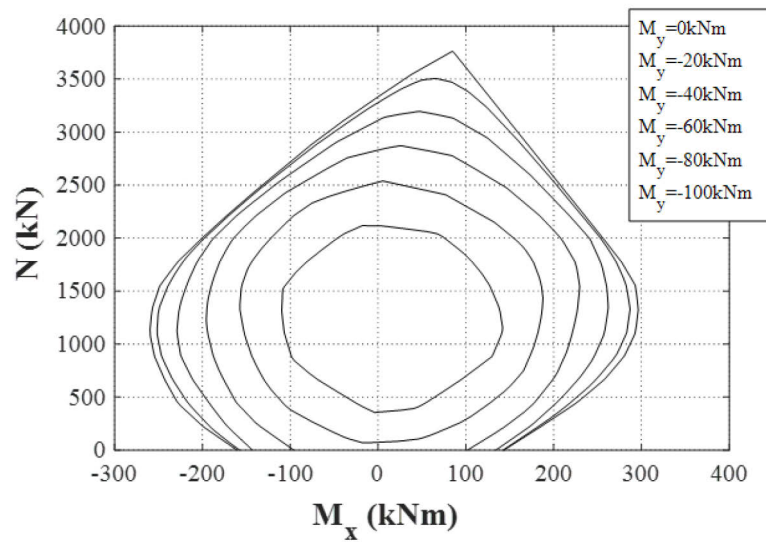
b)

Fuente: a) (Law & Gillie, 2010)

Figura 5.12 Diagramas de interacción a 60 min de exposición al fuego, para seis capas de momentos constantes: a) método de Law & Gillie (2010); b) MF (Peña et al., 2021)



a)



b)

Fuente: a) Law & Gillie (2010)

Figura 5.13 Diagramas de interacción a 120 min de exposición al fuego, para seis capas de momentos constantes: a) método de Law & Gillie (2010); b) MF (Peña et al., 2021)

5.3 Conclusiones

En este capítulo se ha implementado un modelo numérico de fibras (MF), secuencialmente acoplado con un modelo de diferencias finitas, con el cual se obtienen las superficies de falla de secciones de HA, expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura (ISO 834 (CEN, 2002), ASTM E-119 (ASTM, 2018) y similares). Este método de cálculo avanzado se validó con datos experimentales y numéricos. Del modelo de cálculo avanzado y su validación, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- El modelo de diferencias finitas implementado en el modelo numérico de fibras (MF), demostró reproducir correctamente la respuesta térmica de secciones rectangulares de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura (ISO 834 (CEN, 2002), ASTM E-119 (ASTM, 2018) y similares).
- El modelo numérico de fibras (MF) implementado, ha generado una correcta respuesta mecánica de columnas cortas de HA sometidas a flexo - compresión recta y esviada, a temperatura ambiente y en situación de incendio.
- Los estudios experimentales existentes que evalúan el comportamiento en situación de incendio de columnas de HA sometidas a flexo - compresión esviada son insuficientes, tanto para columnas cortas como esbeltas.
- Los diagramas de interacción M - N obtenidas con el modelo numérico de fibras (MF) y con el método de Law & Gillie (2010), fueron prácticamente idénticos. Por lo tanto, se puede concluir que para secciones rectangulares de HA en situaciones ambientales y de incendio (curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) y similares), son las mismas entre ambos métodos.

Bibliografía

- ASTM. (2018). Designation: E119 - 18 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. <https://doi.org/10.1520/E0119-18>
- Bresler, B. (1960). Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending. *Journal of the American Concrete Institute*, 57(11), 481–490.
- CEN. (2002). EN 1991-1-2:2002 + AC:2013. Acciones en estructuras - Parte 1-2: Acciones en estructuras expuestas al fuego.
- CEN. (2004). EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-2: Reglas generales - Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- Forsythe, G., MA, M., & CB, M. (1977). Computer methods for mathematical computations. *Prentice-Hall Series in Automatic Computation*, 259. <http://ci.nii.ac.jp/naid/10003556726/en/>
- Kodur, V. K. R., Cheng, F. P., Wang, T. C., Latour, J. C., & Leroux, P. (2001). Fire resistance of high performance concrete columns. <https://doi.org/http://doi.org/10.4224/20378506>
- Lagarias, J. C., Reeds, J. A., Wright, M. H., & Wright, P. E. (1998). Convergence properties of the Nelder–Mead simplex method in low dimensions. *SIAM Journal on Optimization*, 9(1), 112–147. <https://doi.org/10.1137/S1052623496303470>
- Law, A., & Gillie, M. (2010). Interaction diagrams for ambient and heated concrete sections. *Engineering Structures*, 32(6), 1641–1649. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.02.012>
- Lie, T. T., & Irwin, R. J. (1990). Internal Report N° 601: Evaluation of the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross-sections. <https://doi.org/10.4224/20359214>

- Lie, T. T., & Irwin, R. J. (1993). Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section. *ACI Structural Journal*, 90(1), 52–60. <https://doi.org/10.4224/40001435>
- Lie, T. T., & Woollerton, J. L. (1988). Internal Report N° 569: Fire resistance of reinforced concrete columns: Test results. <https://doi.org/10.4224/20386656>
- Meek, J. (1963). Ultimate Strength of Columns with Biaxially Eccentric Loads. *Journal of the American Concrete Institute*, 60, 1053–1064.
- Peña, D., Albero, V., Hospitaler, A., Ibáñez, C., Espinos, A., & Romero, M. (2019). Reinforced concrete columns exposed to fire: evaluation of the fire resistance under biaxial bending conditions. In K. H. Tan & O. Zhao (Eds.), *Proceedings of the Application of Structural Fire Engineering: ASFE 2019*, June 13-14, 2019, Singapore. *Applications of structural Fire Engineering (ASFE'19)*.
- Peña, D., Albero, V., Ibáñez, C., & Hospitaler, A. (2021). Sectional model for the fire evaluation of reinforced concrete columns subjected to biaxial bending. *Engineering Structures*, 247, 113094. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113094>
- Ramamurthy, L. N. (1966). Investigation of the ultimate strength of square and rectangular columns under biaxially eccentric loads. *ACI Symposium Publication*, 13, 263–298.
- The MathWorks Inc. (2020). *Matlab*.

Capítulo 6

SECCIONES DE HA BAJO FLEXIÓN ESVIADA A ALTAS TEMPERATURAS

Aplicando el modelo numérico de fibras (MF) desarrollado en el capítulo anterior, en este capítulo se realiza un estudio paramétrico, con el fin de evaluar la influencia de cinco parámetros sobre la capacidad portante de una sección rectangular de HA bajo flexo - compresión esviada a altas temperaturas. Los parámetros son: la razón de las dimensiones de la sección transversal (b/h), la resistencia a compresión del hormigón (f_c), el recubrimiento mecánico de hormigón de las armaduras (u_s), el tiempo de exposición al fuego (t) y la disposición de la armadura ($A_{s,c} / A_s$). Así también se ha analizado el efecto de la carga biaxial aplicada, incorporando diferentes ángulos de giro del eje neutro y niveles de carga axial, que van desde la carga axial última de tracción a la carga axial última de compresión, albergando así la superficie de falla completa de la sección de HA.

En la segunda parte del capítulo se presenta el método de cálculo simplificado (MS) elaborado. El método de cálculo simplificado (MS) propuesto en este capítulo, permite la construcción de la superficie de falla de una sección de HA expuesta por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura.

6.1 Estudio paramétrico

Una vez validado el modelo numérico de fibras (MF), se utilizó para realizar un estudio paramétrico, para determinar las principales variables de influencia sobre la resistencia a flexión esviada bajo una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) (calentado por las cuatro caras). Específicamente se analizaron seis parámetros (ver Tabla 6.1) para secciones transversales de columnas de HA con dimensiones (b x h) que iban desde 30x30 cm hasta 60x60 cm. El conjunto de parámetros estudiados incluyeron: la razón de las dimensiones (b / h), considerando secciones cuadradas y rectangulares; la resistencia a compresión del hormigón (f_c); el recubrimiento mecánico de hormigón de las armaduras (u_s), medido desde el centro de la barra de armadura hasta la superficie externa más cercana de la sección de hormigón; el tiempo de exposición al fuego (t) acorde a la curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002); la disposición de la armadura ($A_{s,c} / A_s$), correspondiente a la razón entre la sumatoria de las área de las barras ubicadas en las esquinas ($A_{s,c}$) y el área total de las barras de refuerzo en la sección transversal; y la cuantía mecánica de armadura (ω). Para todos los casos fueron considerados áridos silíceos.

Tabla 6.1 Lista de parámetros

Fuente: (Peña et al., 2021)

Parámetro	Valores
Razón de las dimensiones (b/h)	1 - 1.33 - 2
Resistencia a compresión f_c (MPa)	25 - 30 - 40 - 50
Recubrimiento de hormigón u_s (mm)	25 - 35 - 45 - 55 - 65
Tiempo de exposición (min)	0 - 60 - 90 - 120 - 180 - 240
Disposición de la armadura ($A_{s,c} / A_s$)	$0.14 \leq A_{s,c} / A_s \leq 1$
Cuantía mecánica de armadura (ω)	$0.05 \leq \omega \leq 0.84$

En total se analizaron 10 configuraciones de armado para cada sección transversal de hormigón (secciones que comparten iguales dimensiones), combinando barras longitudinales de diámetros de 12, 16 y 20 mm, cubriendo así el rango de cuantías mecánicas de armadura establecidas (ω) (ver Figura 6.1, Figura 6.2 y Figura 6.3).

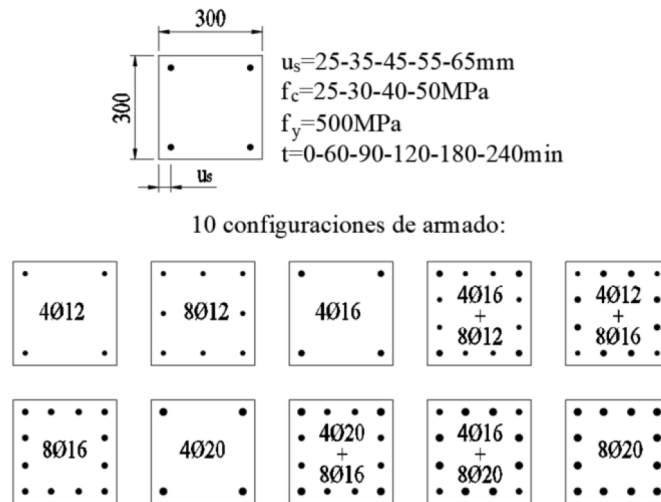


Figura 6.1 Configuraciones de armado para las secciones de HA con b/h = 1.0

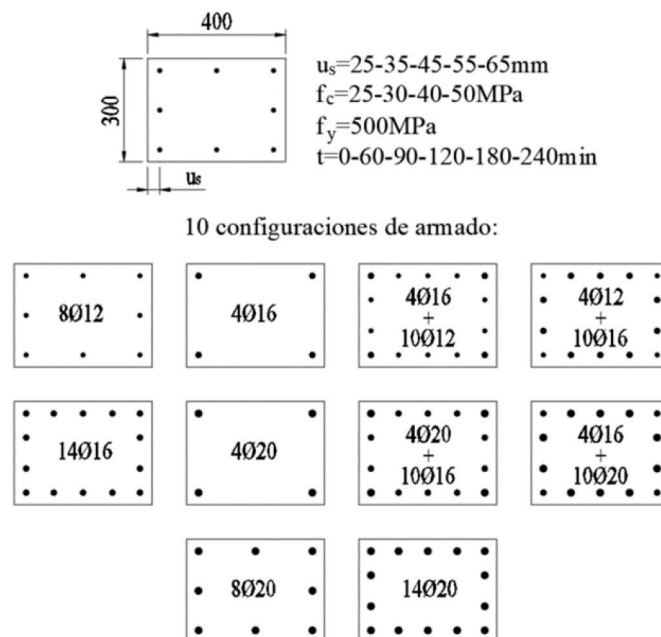


Figura 6.2 Configuraciones de armado para las secciones de HA con b/h = 1.33

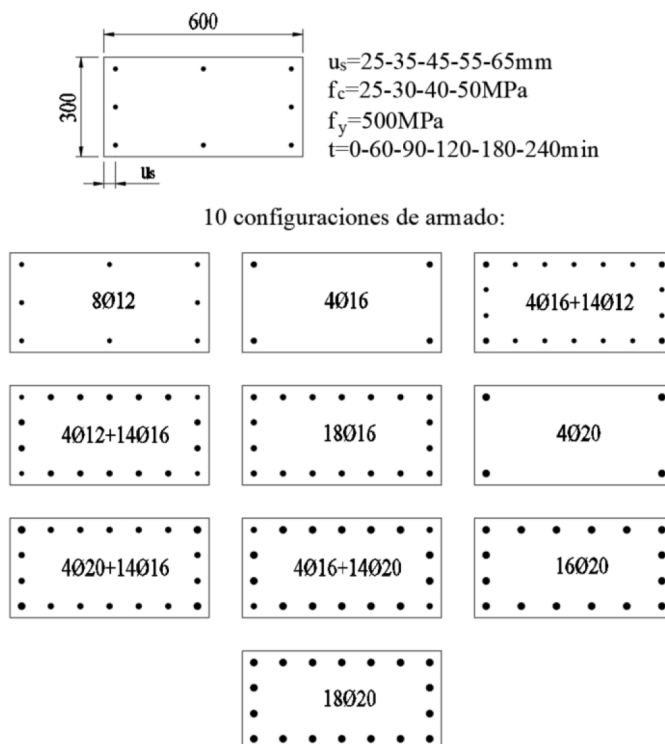


Figura 6.3 Configuraciones de armado para las secciones de HA con $b/h = 2.0$

En total se ha construido un conjunto de 3600 ensayos numéricos de columnas de HA. Además, para analizar adecuadamente el comportamiento de cada columna de HA a flexión esviada, se calculó con el método numérico de fibras (MF) en cada columna, ocho ángulos de rotación del eje neutro de la sección (α), igualmente espaciados en el rango de $0 \leq \alpha \leq \pi/2$. El rango corresponde a solo un cuarto de todo el rango posible de giro, justificado por la simetría de las secciones de HA y a la doble simetría del calentamiento (calentamiento por las cuatro caras). Asimismo, se aplicaron 29 niveles de carga axial, que iban desde la carga axial última de tracción (N_{ut}) hasta la carga axial última de compresión (N_{uc}). En resumen, la suma de las 3600 columnas de HA generadas, más los ocho ángulos de rotación del eje neutro y los 29 niveles de carga axial aplicada, dieron como resultado un total de 835200 casos evaluados.

Los resultados obtenidos de los 835200 casos constituyen la base de datos utilizada posteriormente para el análisis del comportamiento bajo flexión esviada de las columnas de HA a elevadas temperaturas, que incluyen también la propuesta de un nuevo método de cálculo simplificado.

6.2 Resultados del estudio paramétrico

En este apartado, es evaluada la influencia de cada uno de los principales parámetros, sobre el comportamiento de columnas de HA bajo flexión esviada en situación de incendio. Para analizar los efectos de un parámetro de manera aislada, para cada caso se ha variado el parámetro de estudio y todo el resto de los parámetros se han mantenido fijos. A efectos de evaluar las variaciones en los resultados entre los casos, se ha cuantificado el comportamiento de cada columna de HA a través de una nueva variable que permite fácilmente comparar los casos de manera generalizada (considerando la superficie de falla de manera global). En este trabajo, esta variable se define como el volumen encapsulado dentro de la superficie de falla 3D (M_z, M_y, N). Este volumen (V_i) se calcula utilizando algoritmos geométricos a partir de los puntos calculados en un espacio 3D. A continuación, se describen los resultados obtenidos para cada parámetro considerado.

6.2.1 Resistencia a compresión del hormigón

El caso seleccionado para este primer análisis es una columna de 30x30 cm con 12 barras de refuerzo de 16 mm de diámetro ($f_y = 500$ MPa) y un recubrimiento de hormigón de $u_s = 35$ mm (ver Figura 6.4). Las superficies de falla obtenidas para esta sección transversal usando una resistencia a compresión del hormigón igual a 30 MPa y 50 MPa, para una temperatura ambiente y después expuesto por 120 min a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), se muestran en la Figura 6.5.

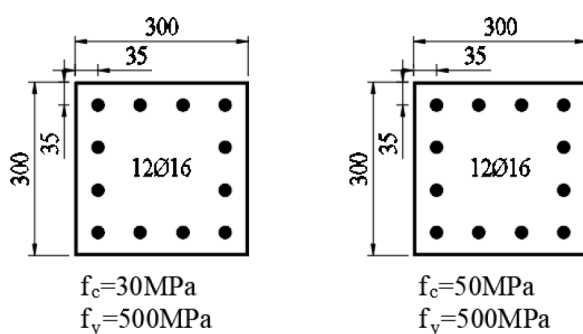


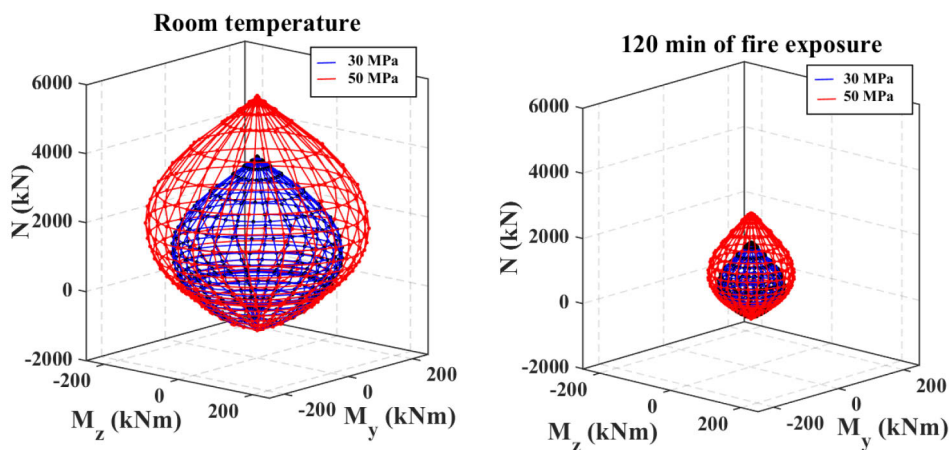
Figura 6.4 Secciones transversales: resistencia a compresión del hormigón

La razón entre los volúmenes encapsulados por las superficies de falla, para temperatura ambiente y a 120 min de exposición al fuego, están dadas por la Ec. 6.1 y la Ec. 6.2, respectivamente.

$$\frac{V_{r(\text{ambiente})}(f_c=50\text{MPa})}{V_{r(\text{ambiente})}(f_c=30\text{MPa})} = 2.32 \quad \text{Ec. 6.1}$$

$$\frac{V_{r(120)}(f_c=50\text{MPa})}{V_{r(120)}(f_c=30\text{MPa})} = 2.39 \quad \text{Ec. 6.2}$$

Dado que a mayor volumen V_r de la sección, significa mayor capacidad portante a flexión esviada, en la Ec. 6.1 se muestra que, a temperatura ambiente, al comparar los volúmenes de dos hormigones con diferentes propiedades de resistencia a compresión, a mayor resistencia a compresión del hormigón (f_c) se obtiene un mayor volumen, es decir, mayor capacidad resistente a flexión esviada. Para el caso analizado se obtiene que la sección con $f_c=50$ MPa tiene una prestación del 232% con respecto a la misma sección, pero con un hormigón con $f_c=30$ MPa. Asimismo, en la Ec. 6.2, correspondiente a las mismas secciones, pero luego de ser expuestas al fuego por 120 min, se observa el mismo fenómeno. Además, es importante notar que la razón entre los volúmenes tanto a temperatura ambiente como luego a 120 min de exposición al fuego, son prácticamente iguales ($\approx 230\%$), es decir, se puede concluir que la resistencia del hormigón no es un parámetro que varía su comportamiento con la exposición al fuego, ya que la diferencia en la resistencia portante de la sección se vio disminuida en igual proporción para ambas resistencias a la compresión producto de su exposición al fuego.



Fuente: (Peña et al., 2021)

Figura 6.5 Resultados del estudio paramétrico: resistencia a compresión del hormigón

6.2.2 Recubrimiento de hormigón de las armaduras

Para ilustrar la influencia del recubrimiento de hormigón de las armaduras, se selecciona el caso de una columna de sección transversal de 30x40 cm con hormigón $f_c = 40$ MPa y una armadura de: cuatro barras de 20 mm de diámetro en las esquinas más 10 barras de 10mm de diámetro repartida en los lados de la sección. Todas las barras de refuerzo son de acero con $f_y = 500$ MPa. En este caso se estudió la variación del recubrimiento de hormigón de la armadura para valores de 25 mm y 55 mm (ver Figura 6.6). Los volúmenes de las superficies de falla para temperatura ambiente y después de 180 minutos de exposición al fuego, se muestran en la Figura 6.7. Además, las razones entre los volúmenes a temperatura ambiente y a 180 min de exposición al fuego están dadas por la Ec. 6.3 y la Ec. 6.4, respectivamente.

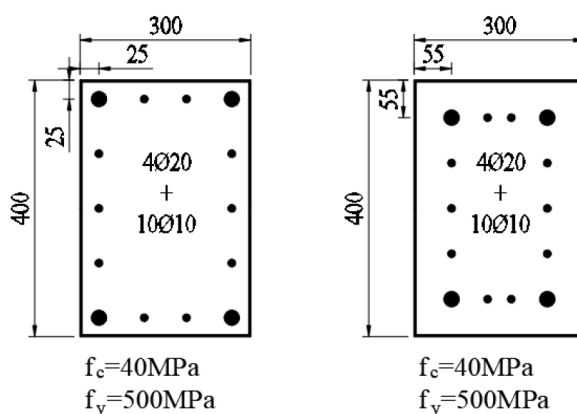


Figura 6.6 Secciones transversales: recubrimiento de hormigón

$$\frac{V_{r(\text{ambiente})}(u_s=55\text{mm})}{V_{r(\text{ambiente})}(u_s=25\text{mm})} = 0.78 \quad \text{Ec. 6.3}$$

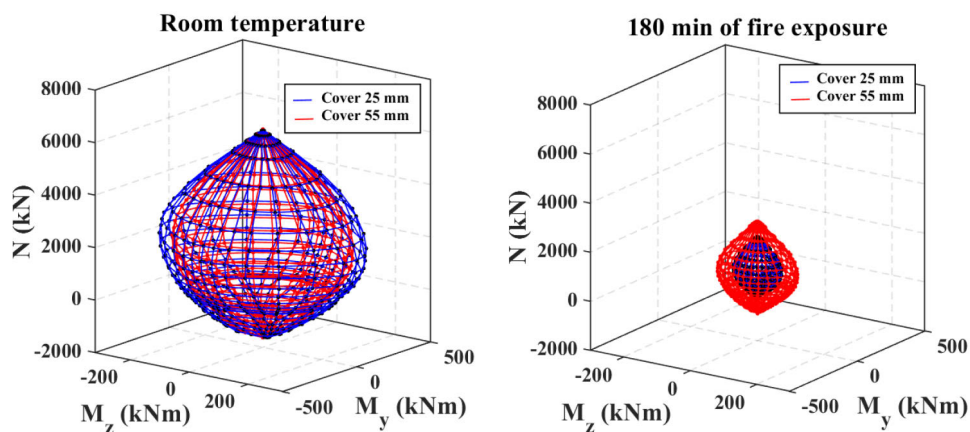
$$\frac{V_{r(R180)}(u_s=55\text{mm})}{V_{r(R180)}(u_s=25\text{mm})} = 4.28 \quad \text{Ec. 6.4}$$

La razón de los volúmenes (ver Figura 6.7) dadas en la Ec. 6.4, muestra una influencia significativa del recubrimiento de hormigón sobre el comportamiento de las columnas de HA bajo una exposición al fuego. Primeramente, debe ser notado que a temperatura ambiente el incremento en el recubrimiento de hormigón de las armaduras empeora el comportamiento a flexión de la columna, debido al menor brazo efectivo de la sección transversal de HA. Por lo mismo, al comparar la sección

analizada con un recubrimiento de hormigón de 55 mm versus un recubrimiento de hormigón de 25 mm, el volumen encapsulado por la superficie de falla es de alrededor de un 20% menor.

En contraparte, a temperaturas elevadas un aumento del recubrimiento de hormigón de las armaduras conlleva una protección adicional contra el fuego para las armaduras. Este es un comportamiento sumamente estudiado, que permite una importante mejora en las prestaciones mecánicas de los elementos de HA expuestos a un fuerte calentamiento. En concreto, en este caso estudiado con una exposición al fuego de 180 min, el volumen encapsulado por la superficie de falla por la sección de HA con un recubrimiento de 55 mm es cuatro veces más grande que la sección de HA con un recubrimiento mecánico de 25 mm. De hecho, cabe destacar que una parte de los métodos de cálculo tabulados suelen basarse en el recubrimiento de hormigón de las armaduras para evaluar los elementos de HA en situaciones de incendio.

Por último, al cotejar la influencia negativa del incremento del recubrimiento de hormigón de las armaduras a temperatura ambiente y el efecto positivo del incremento del recubrimiento de hormigón en situación de incendio, sobre la capacidad portante de las columnas, se puede concluir que los beneficios superan con creces a los perjuicios observados, si el elemento de HA necesita diseñarse tanto para una situación a temperatura ambiente como de incendio.



Fuente: (Peña et al., 2021)

Figura 6.7 Resultados del estudio paramétrico: recubrimiento de hormigón

6.2.3 Cuantía mecánica de armadura

El siguiente parámetro estudiado es la cuantía mecánica de armadura. En este caso fue usada una sección transversal de HA de 30x30 cm, con dos armados diferentes: una incluyendo cuatro barras de 12 mm de diámetro ($\omega = 0.08$) y otra con cuatro barras de 20 mm de diámetro ($\omega = 0.23$) (todas con $f_y = 500$ MPa). Además, la resistencia a compresión del hormigón de ambas columnas fue de $f_c = 30$ MPa y todas las barras estaban ubicadas en las esquinas con un recubrimiento de hormigón $u_s = 45$ mm (ver Figura 6.8). Las razones de volúmenes encapsulados a temperatura ambiente y después de 90 min de exposición al fuego (ver Figura 6.9), están dadas por la Ec. 6.5 y la Ec. 6.6, respectivamente.

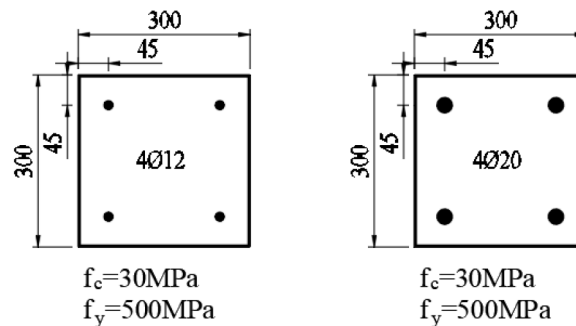
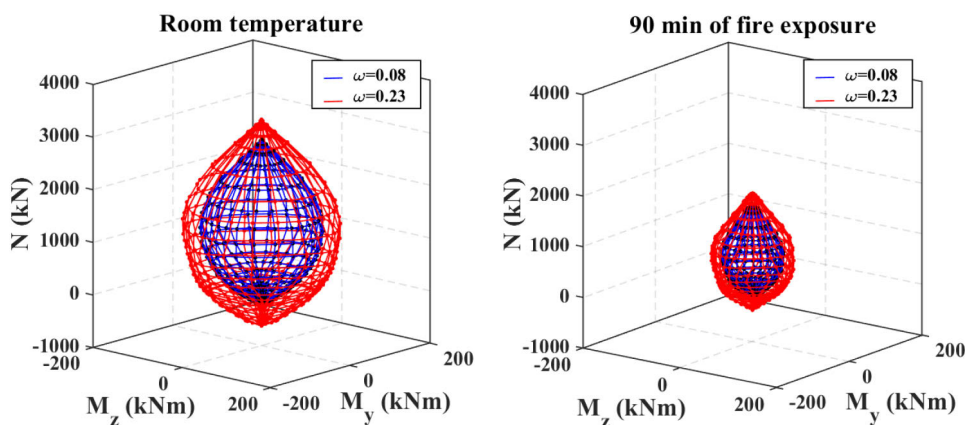


Figura 6.8 Secciones transversales: cuantía mecánica de armadura

$$\frac{V_{r(\text{ambiente})}(\omega = 0.23)}{V_{r(\text{ambiente})}(\omega = 0.08)} = 2.12 \quad \text{Ec. 6.5}$$

$$\frac{V_{r(90)}(\omega = 0.23)}{V_{r(90)}(\omega = 0.08)} = 2.25 \quad \text{Ec. 6.6}$$

Se puede observar para ambas situaciones, a temperatura ambiente (Ec. 6.5) y en fuego (Ec. 6.6), que un incremento en la cuantía mecánica de armadura aumenta el volumen (capacidad portante de la columna). Nótese que el incremento producido es aproximadamente el mismo en ambos casos (la diferencia entre 212% y 225% no es significativa), al igual que lo que se observó anteriormente en el apartado del análisis de la resistencia a compresión del hormigón.



Fuente: (Peña et al., 2021)

Figura 6.9 Resultados del estudio paramétrico: cuantía mecánica de armadura

6.2.4 Disposición de la armadura

El último parámetro estudiado aquí es la razón de la disposición de la armadura. El número de trabajos encontrados en la literatura donde se evalúe la influencia de este parámetro es escaso y como señalan Buch & Sharma (2019), se necesitan más trabajos donde se analicen, la resistencia al fuego de columnas de HA cargadas excéntricamente considerando los roles de las disposiciones de las armaduras. Este parámetro se definió en este trabajo como el cociente entre la sumatoria de las áreas de las barras de acero ubicadas en las esquinas dividido por el área total de la armadura de refuerzo ($A_{s,c} / A_s$). Un valor de $A_{s,c} / A_s = 1.0$, significa que todas las barras están ubicadas en las esquinas de la sección transversal de la columna. La importancia del estudio de este parámetro en situaciones de incendio radica en que las armaduras colocadas en las esquinas están expuestas a un mayor calentamiento (calentado en dos direcciones), por lo tanto, reciben más calor, comparadas a las armaduras distribuidas a lo largo de los lados de la sección transversal de la columna (calentadas en una dirección).

Fueron seleccionadas dos columnas de HA con una sección transversal de 30x30 cm, $f_c = 30$ MPa y un recubrimiento de hormigón $u_s = 35$ mm, para analizar este último parámetro. Además, ambas columnas tienen aproximadamente la misma cuantía mecánica de armadura $\omega \approx 0.16$, pero con una disposición de armadura diferente. La primera columna tiene cuatro barras de 16mm de diámetro ubicadas en las esquinas ($A_{s,c} / A_s = 1.0$), mientras que la segunda columna tiene ocho barras de 12 mm de

diámetro: cuatro ubicadas en las esquinas y cuatro ubicadas a lo largo de las caras de la sección transversal ($A_{s,c} / A_s = 0.5$) (ver Figura 6.10).

Las razones para V_r a temperatura ambiente y después de 120 min de exposición al fuego, se muestran en las Ec. 6.7 y la Ec. 6.8, respectivamente. Asimismo, las gráficas de las superficies de falla se muestran en la Figura 6.11.

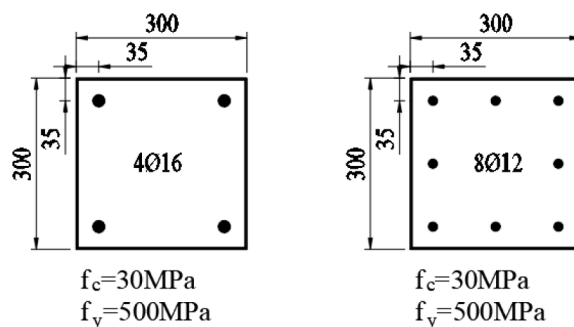


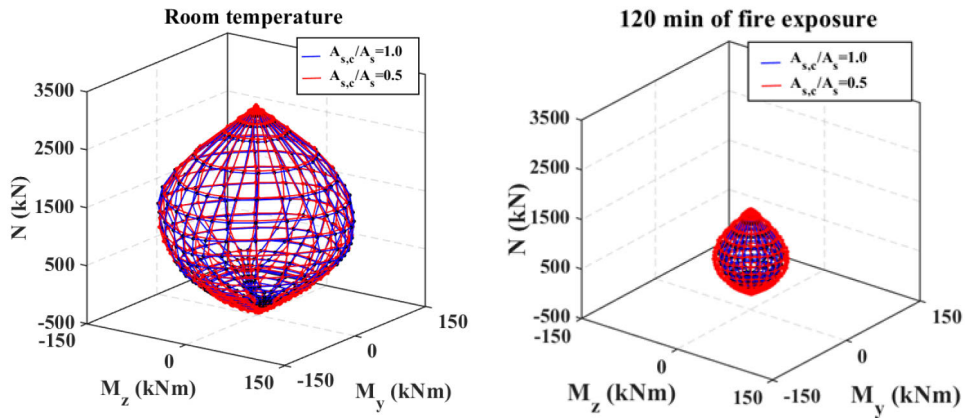
Figura 6.10 Secciones transversales: disposición de la armadura

$$\frac{V_{r(\text{ambiente})}(A_{s,c} / A_s = 0.5)}{V_{r(\text{ambiente})}(A_{s,c} / A_s = 1.0)} = 0.98 \quad \text{Ec. 6.7}$$

$$\frac{V_{r(R120)}(A_{s,c} / A_s = 0.5)}{V_{r(R120)}(A_{s,c} / A_s = 1.0)} = 1.57 \quad \text{Ec. 6.8}$$

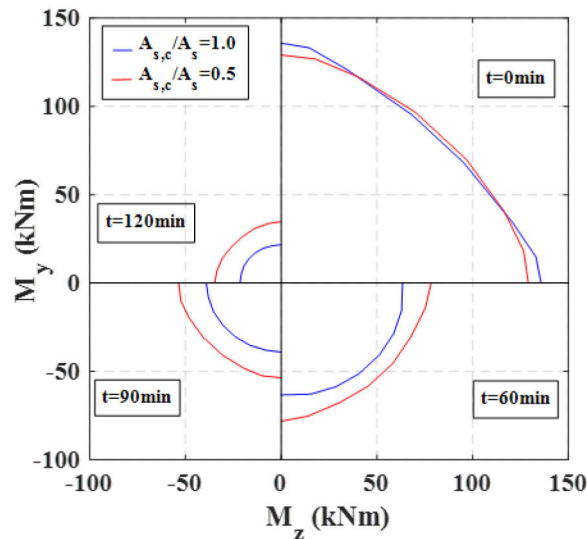
Los valores obtenidos aquí son los más interesantes. Mientras el cambio sobre la disposición de la armadura no tiene efectos significativos a temperatura ambiente (≈ 1.0), el valor en fuego muestra una importante mejora (+57%). En la Figura 6.12, son mostradas las curvas dadas por la intersección de un plano horizontal (a nivel $N = 1000$ kN) con la superficie de falla a diferentes tiempos de exposición al fuego. El comportamiento biaxial de los momentos resistentes en ambas columnas es similar a temperatura ambiente, pero después de 60, 90 y 120 min de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), las curvas de fallas de momentos biaxiales son siempre mayores para una disposición de la armadura $A_{s,c} / A_s = 0.5$ (línea roja). Esto implica que es posible encontrar una disposición de la armadura que mejore la capacidad portante de columnas expuestas al fuego. Este armado puede ser diseñado para reducir el número de barras posicionadas próximas a las esquinas, donde ellas están altamente expuestas al fuego, moviéndolas a las zonas medias de las caras de la sección transversal. Cabe señalar que los cambios en la disposición de la armadura no causan una merma en la capacidad resistente de

momentos biaxiales a temperatura ambiente, lo que lo hace especialmente interesante a considerar.



Fuente: (Peña et al., 2021)

Figura 6.11 Resultados del estudio paramétrico: disposición de la armadura



Fuente: (Peña et al., 2021)

Figura 6.12 Diagramas de momentos biaxiales para diferentes tiempos de exposición al fuego (N=1000kN correspondiente a la Figura 6.11)

6.3 Propuesta de método de cálculo simplificado

Algunas expresiones analíticas están disponibles en la literatura relacionada con los diagramas de interacción M - N de columnas de HA bajo fuego (El-Fitiany & Youssef, 2014; Pham et al., 2015). Estos trabajos se centran en las curvas de interacción M - N, pero sin tener en cuenta el comportamiento a flexión esviada y, en ocasiones, se basan en expresiones complicadas que dificultan su aplicación en la práctica diaria. Por ello, el objetivo en este apartado es el desarrollo de una expresión analítica que permita construir la superficie de falla 3D: $M_z - M_y - N$, para la evaluación práctica de columnas de HA en incendios. El desarrollo de este método de cálculo simplificado (MS), está basado en las secciones previamente descritas, y también combina las curvas de interacción M - N con la ecuación de Bresler (1960) $M_z - M_y$, ya aplicada por Wang et al. (2017) en columnas de HA bajo fuego.

6.3.1 Descripción

La expresión analítica propuesta en este trabajo para determinar la superficie de falla 3D: $N - M_y - M_z$ de columnas de HA bajo una curva fuego, está basada en otra expresión simplificada dada por Bonet et al. (2004). El trabajo presentado por Bonet et al. (2004), establece que una superficie de falla de una columna de HA a temperatura ambiente puede ser construida usando una generatriz y dos directrices (una a nivel del axial de balanceo y otra al nivel del axial nulo).

La expresión analítica propuesta (aplicable en una situación de incendio), considera como base lo propuesto por Bonet et al. (2004), pero con una línea generatriz y solo una línea directriz, tal y como se muestra en la Figura 6.13. En particular la línea generatriz, ha sido definida con dos ramas:

- Rama descendente:

$$\left(\frac{N_{uc} - N}{N_{uc} - N_{d2}}\right)^{\xi} - \left(\frac{M}{M_{d2}}\right) = 0 \quad N_{d2} \leq N \leq N_{uc} \quad \text{Ec. 6.9}$$

- Rama ascendente:

$$\left(\frac{N_{ut} - N}{N_{ut} - N_{d2}}\right)^{\tau} - \left(\frac{M}{M_{d2}}\right) = 0 \quad N_{ut} \leq N \leq N_{d2} \quad \text{Ec. 6.10}$$

donde,

ξ y τ : coeficientes de la forma de la generatriz.

N_{uc} y N_{ut} : carga axial última de compresión y tracción, respectivamente.

N_{d2} : carga axial para el máximo momento flector resistente.

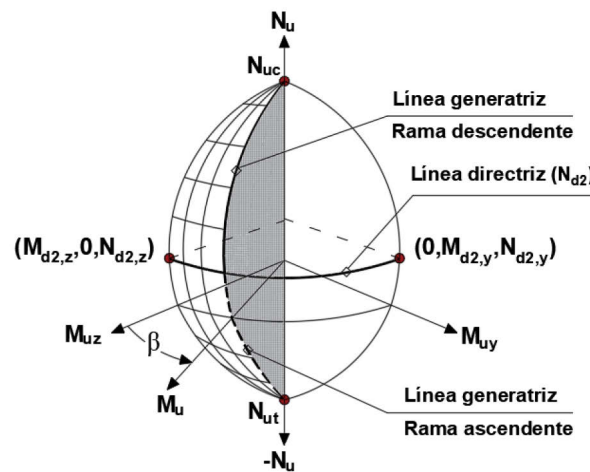
M_{d2} : máximo momento flector resistente en la dirección β .

A su vez, para calcular M_{d2} para la dirección requerida β , la ecuación de Bresler (1960) puede ser usada como directriz:

$$\left(\frac{M_{d2} \cdot \cos \beta}{M_{d2,z}}\right)^\eta + \left(\frac{M_{d2} \cdot \sin \beta}{M_{d2,y}}\right)^\eta = 1 \quad \text{Ec. 6.11}$$

Estas tres ecuaciones definen la forma de la superficie de falla (Figura 6.13), la que está basada en cuatro puntos principales, que deben ser obtenidos previamente desde las ecuaciones de equilibrio de la sección transversal. Estos cuatro puntos son:

- 1) N_{uc} : carga axial última de compresión.
- 2) N_{ut} : carga axial última de tracción.
- 3) $M_{d2,y}$: momento flector máximo en la dirección principal y , junto a su carga axial concomitante $N_{d2,y}$.
- 4) $M_{d2,z}$: momento flector máximo en la dirección principal z , junto a su carga axial concomitante $N_{d2,z}$.



Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Figura 6.13 Modelo de superficie de falla

Una vez definidas la directriz y generatriz, el siguiente paso consiste en obtener los coeficientes de forma ξ y τ , que pueden ser calculados numéricamente usando la

base de datos generada en el estudio paramétrico anteriormente descrito, los cuales están dados por la Ec. 6.12 y la Ec. 6.13.

$$\xi = \ln \left(\frac{M}{M_{d2}} \right) / \ln \left(\frac{N_{uc} - N}{N_{uc} - N_{d2}} \right) \quad \text{Ec. 6.12}$$

$$\tau = \ln \left(\frac{M}{M_{d2}} \right) / \ln \left(\frac{N_{ut} - N}{N_{ut} - N_{d2}} \right) \quad \text{Ec. 6.13}$$

A través de las expresiones anteriores, se calcularon ξ y τ con 835200 computaciones, los cuales han sido detallados en el estudio paramétrico. A continuación, con los resultados del cálculo se construyó un par de modelos de regresión para ajustarlos a expresiones sencillas, las cuales se muestran en la Ec. 6.14 y la Ec. 6.15.

$$\xi = 0.95 - 0.2 \cdot n_c - 0.3 \cdot n_c^2 \quad \text{Ec. 6.14}$$

$$\tau = 0.9 - 0.6 \cdot n_t \quad \text{Ec. 6.15}$$

Donde n_c y n_t son las cargas axiales adimensionadas, en la rama descendente y rama ascendente de la generatriz, respectivamente y dadas por:

$$n_c = \frac{N_{uc} - N}{N_{uc} - N_{d2}} \quad \text{Ec. 6.16}$$

$$n_t = \frac{N_{ut} - N}{N_{ut} - N_{d2}} \quad \text{Ec. 6.17}$$

El enfoque simplista de los modelos de regresión para ξ y τ se eligieron debido a la alta dispersión obtenida de los datos, ver la Figura 6.14 y la Figura 6.15. Por lo tanto, se seleccionaron ecuaciones básicas conservadoras, donde aproximadamente solo el 2.4% son predicciones inseguras (menores a un 15% del error).

Finalmente, el exponente de Bresler η de la Ec. 6.11, fueron calculados siguiendo el mismo procedimiento previo utilizado para obtener los coeficientes de forma de la generatriz. Por criterios estadísticos fueron propuestos cuatro diferentes ecuaciones, determinadas por el tiempo de exposición al fuego y la disposición de la armadura en la sección transversal, definida en términos de la razón entre el área de armadura de esquina y el área total de armadura ($A_{s,c} / A_s$), las cuales se resumen en la Tabla 6.2. Estas ecuaciones dependen de parámetros tales como: la razón entre las dimensiones de la sección transversal de la columna (b/h), el recubrimiento de hormigón de las

armaduras (u_s), en mm, la cuantía mecánica de armadura (ω) y el tiempo de exposición al fuego (t), en h. En la Figura 6.16 se muestra el buen nivel de ajuste entre los resultados obtenidos por el MS versus los resultados del MF.

En la Figura 6.17 se muestra un diagrama de flujo que resume el método de cálculo simplificado propuesto (MS) y los pasos que deben seguirse.

Por último, también se añaden algunas ecuaciones auxiliares para la búsqueda de β , el Momento flector solicitante total en situación de incendio ($M_{Ed,fi}$) y para evaluar N_{d2} en casos donde los axiales de balanceo en cada eje principal sean significativamente diferentes entre ellos, calculado simplemente por interpolación lineal (Bonet et al., 2004).

$$\beta = \arctan(M_{Ed,fi,y} / M_{Ed,fi,z}) \quad \text{Ec. 6.18}$$

$$N_{d2} = N_{d2,z} + 2 \cdot \beta \cdot (N_{d2,y} - N_{d2,z}) / \pi \quad \text{Ec. 6.19}$$

$$M_{Ed,fi} = \sqrt{M_{Ed,fi,y}^2 + M_{Ed,fi,z}^2} \quad \text{Ec. 6.20}$$

donde,

β : ángulo formado entre los momentos flectores solicitantes, en radianes.

$M_{Ed,fi,y}$: momento flector solicitante en situación de incendio en el eje principal y.

$M_{Ed,fi,z}$: momento flector solicitante en situación de incendio en el eje principal z

$M_{Ed,fi}$: momento flector solicitante total en situación de incendio.

$N_{d2,y}$: carga axial de balanceo en el eje y.

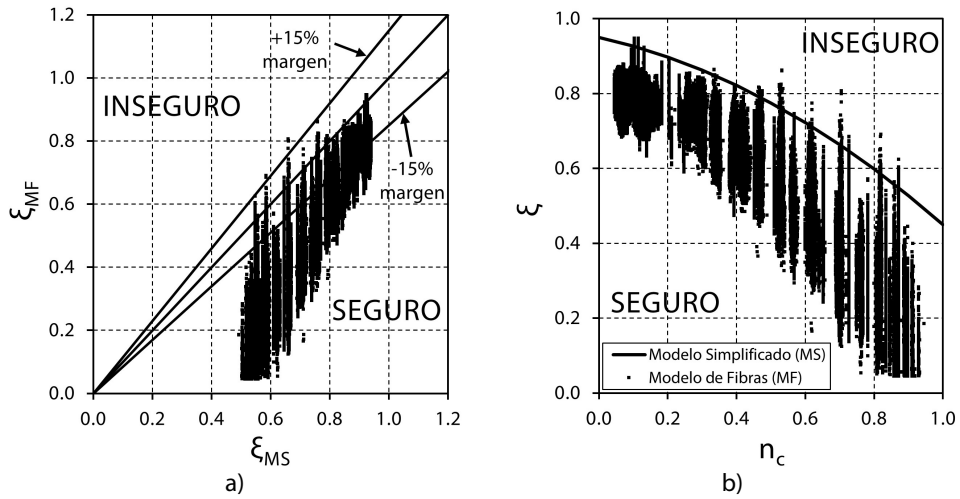
$N_{d2,z}$: carga axial de balanceo en el eje z.

N_{d2} : carga axial de balanceo en la posición del momento flector solicitante total.

Tabla 6.2 Propuesta de exponente de Bresler

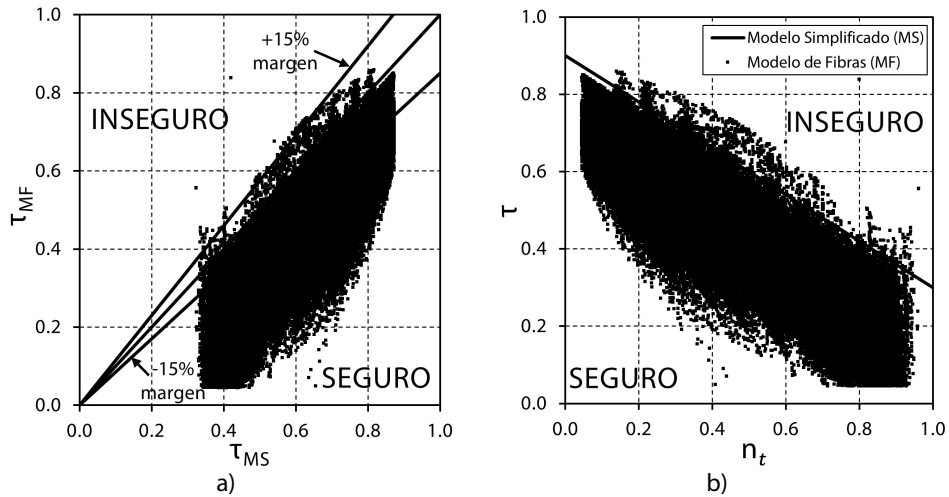
Fuente: (Peña et al., 2021)

	$A_{s,c} / A_s = 1$	$A_{s,c} / A_s < 1$
Temperatura ambiente	$\eta = 1.60 + (0.2 \cdot u_s - 85 \cdot \omega - 5 \cdot b / h) \cdot 10^{-2} \geq 1$	$\eta = 1.60$
Altas temperaturas $t > 0$	$\eta = 1.68 + (54 \cdot t - 558 \cdot \omega - 3.6 \cdot u_s) \cdot 10^{-3} \geq 1$	$\eta = 1.70$



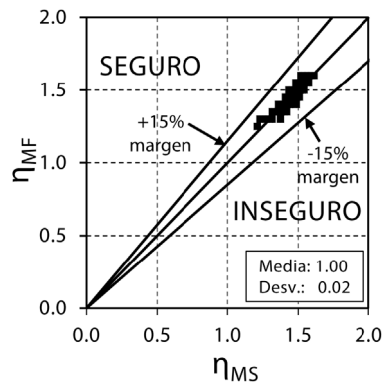
Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Figura 6.14 Coeficiente ξ del modelo de regresión: a) ξ_{MF} vs. ξ_{MS} ; b) ξ vs. n_c

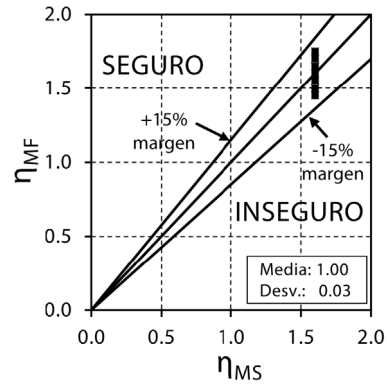


Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

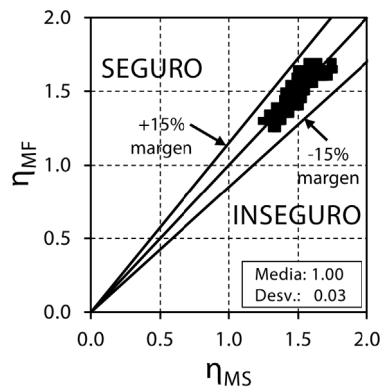
Figura 6.15 Coeficiente τ del modelo de regresión: a) τ_{MF} vs. τ_{MS} ; b) τ vs. n_t



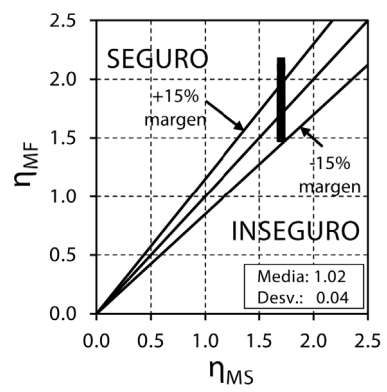
Temperatura ambiente y $A_{s,c}/A_s = 1$



Temperatura ambiente y $A_{s,c}/A_s < 1$



$t > 0$ y $A_{s,c}/A_s = 1$

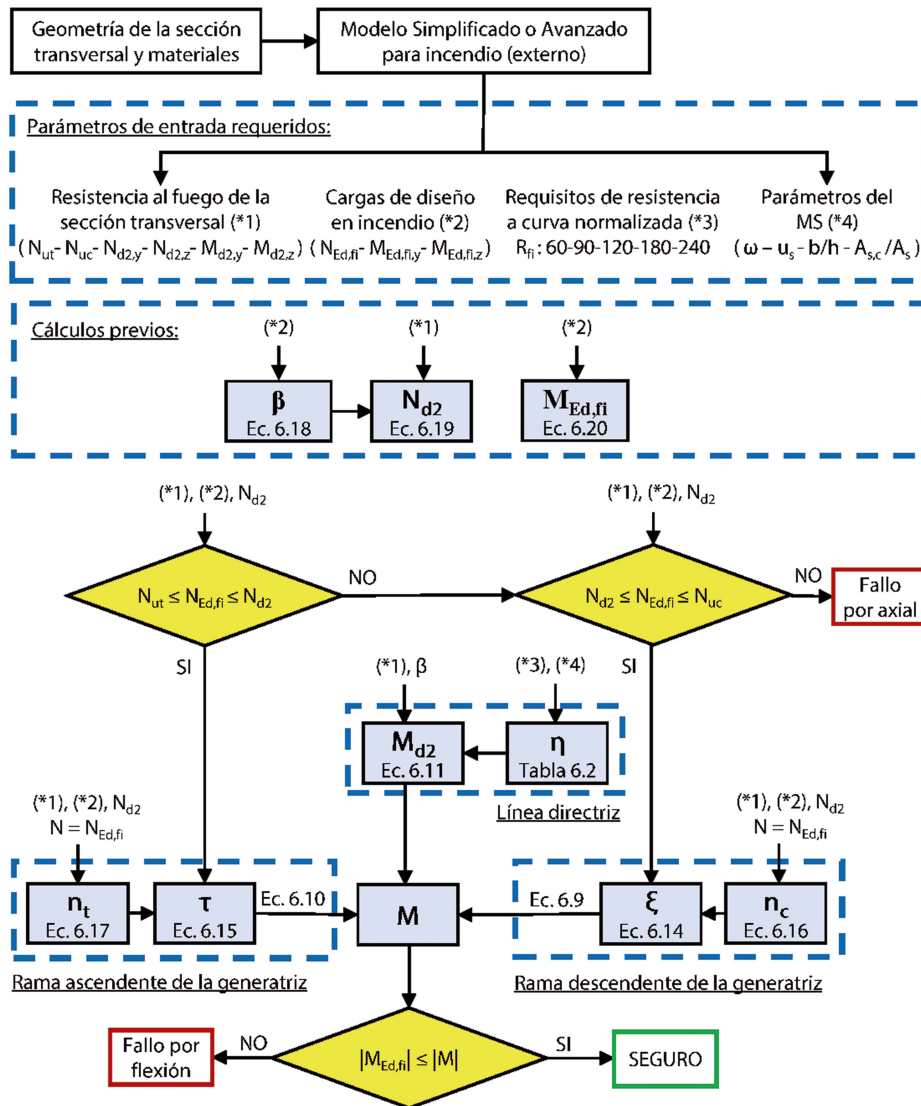


$t > 0$ y $A_{s,c}/A_s < 1$

Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Figura 6.16 Coeficiente η del modelo de regresión

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio



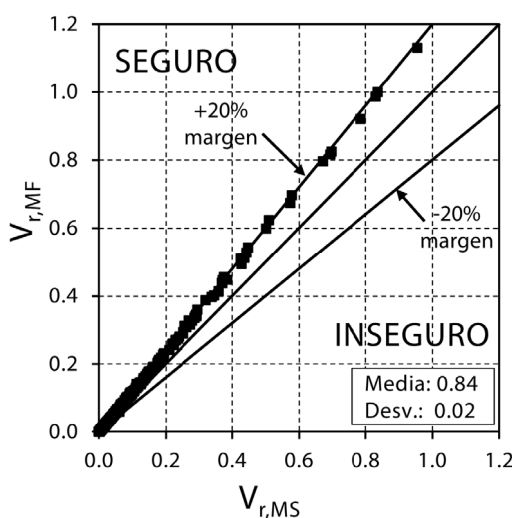
Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Figura 6.17 Diagrama de flujo del método de cálculo simplificado (MS)

6.3.2 Verificación del error del MS

Las predicciones dadas por el método de cálculo simplificado (MS) para la evaluación de columnas de HA bajo flexión esviada en fuego, fueron validadas con los resultados producidos por las simulaciones numéricas llevadas a cabo con el modelo numérico de fibras (MF) (descritos en el Capítulo 5). En total, se seleccionaron 720 columnas de HA del análisis paramétrico para ser usadas como conjunto de verificación. Estos especímenes fueron elegidos de tal modo que sean capaces de abarcar todos los rangos de los parámetros relevantes.

Para medir los errores de las predicciones del método de cálculo simplificado (MS) con respecto a los resultados obtenidos con el modelo numérico de fibras (MF), se calculó para cada caso el volumen encapsulado por la superficie de falla 3D (V_r). El error se definió como la razón entre ambos volúmenes $V_{r, MF} / V_{r, MS}$. Esta razón puede ser observada en la Figura 6.18, con un valor de media conservador de 0.84, y una desviación estándar de 0.02, que denota un muy buen ajuste.



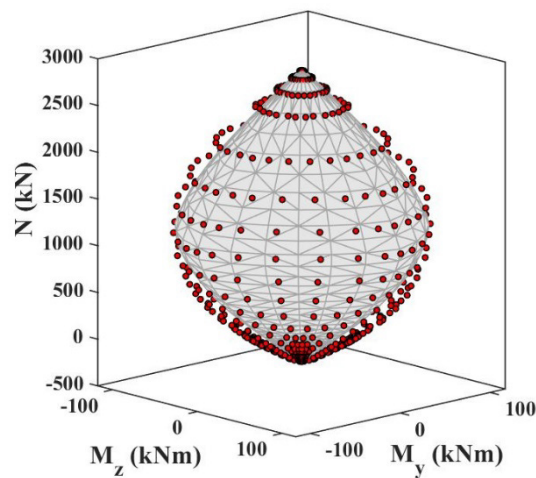
Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Figura 6.18 Razón entre volúmenes de superficies de falla

Aunque la comparación de los volúmenes (V_r) dan a ver que los resultados del método de cálculo simplificado son conservadores, puede ser necesario una definición alternativa del error para tener en consideración la forma de la superficie de falla para todo el rango de cargas axiales que soporta (y no solo la cuantificación general del volumen). Por lo tanto, se calculó el error relativo de la raíz del error

cuadrático medio (RRMSE), de acuerdo con la Ec. 6.21, para todos los puntos que conforman cada superficie de falla (ver Figura 6.19). Este error fue obtenido para las 720 columnas de HA consideradas en el conjunto de verificación.

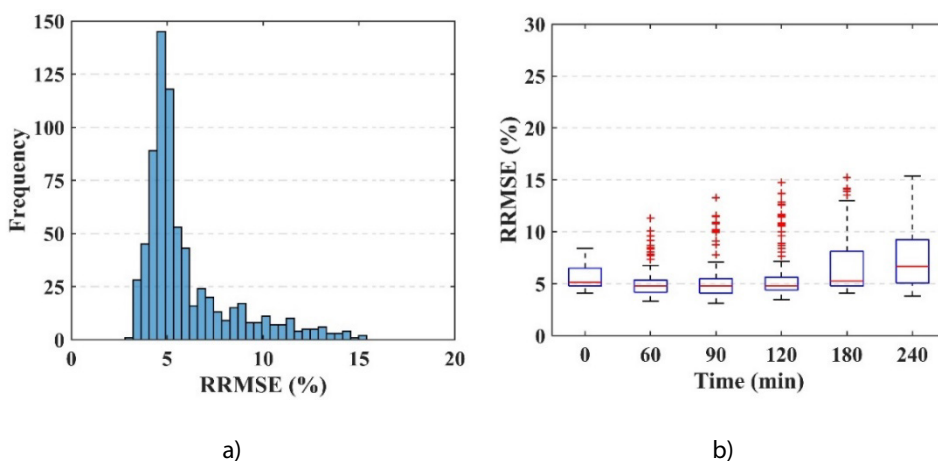
$$\text{RRMSE} = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum (\|x\|_{\text{MF}} - \|x\|_{\text{MS}})^2} / \left(\frac{1}{n} \cdot \sum \|x\|_{\text{MF}} \right) \quad \text{Ec. 6.21}$$



Fuente: (Peña et al., 2021)

Figura 6.19 Superficie de falla del MS vs. puntos dados por el MF

La gráfica del histograma de RRMSE (Figura 6.20a) muestra que el valor medio del error se sitúa en torno al 5% con una desviación máxima del 15%, lo que confirma que el método de cálculo simplificado (MS) tiene una buena precisión. Vale la pena notar, que la distribución del error en función del tiempo de exposición al fuego, mostrado en la Figura 6.20b, es muy pequeño para tiempos menores a 120 min, rango de tiempo que en la práctica es muy requerido.



Fuente: (Peña et al., 2021)

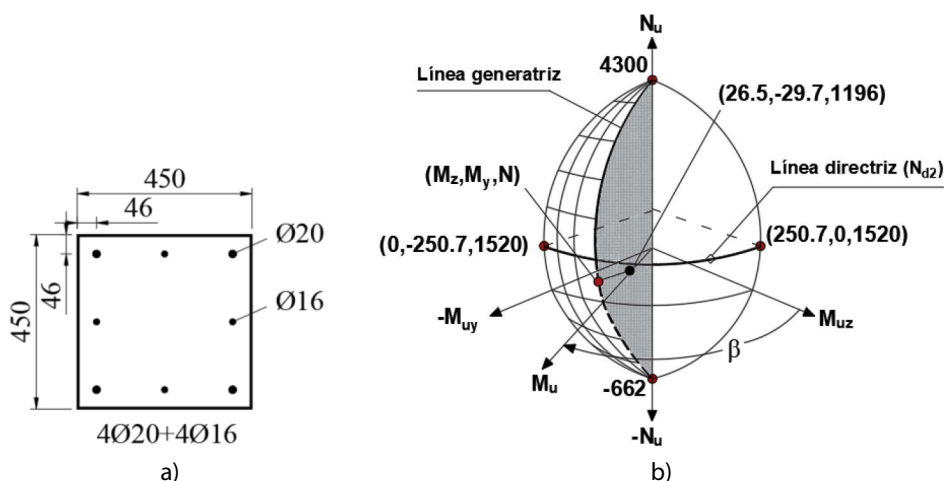
Figura 6.20 Análisis de la validación con RRMSE: a) histograma de RRMSE; b) diagrama de caja y bigotes de RRMSE

6.3.3 Ejemplo de aplicación del MS

Para ilustrar la aplicación del método de cálculo simplificado propuesto (MS), un ejemplo de una columna real es desarrollada en esta sección. Es analizada una columna con dimensiones de 45x45 cm y con armadura de refuerzo de 4Ø20 + 4 Ø16, ver Figura 6.21a. La resistencia a compresión del hormigón es de $f_c = 25$ MPa, mientras que el grado del acero es de $f_y = 400$ MPa. El recubrimiento de hormigón medido a centro de barra es de $u_s = 46$ mm.

Los datos usados en este ejemplo práctico fueron obtenidos de un proyecto estructural real llevado a cabo en la ciudad de Valencia, España. Este proyecto fue desarrollado para una edificación de oficinas, de 20 m de alto, cuya estructura consiste en un entramado de HA que soporta un sistema de forjado bidireccional que produce flexión esviada sobre las columnas. La columna analizada se colocó en el quinto piso y presenta las cargas que se muestran en la Tabla 6.3.

Es importante señalar que la norma Nacional Española exige una resistencia al fuego de 90 min ($R_{fi} = 90$) para edificaciones con un nivel de evacuación inferior a 28 m (Ministerio de Fomento, 2010). Por lo tanto, el objetivo aquí es definir la superficie de falla para esta columna después de 90 min de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), y luego evaluar si el punto definido por las cargas está en el interior de la superficie de falla. Lo que implicaría el correcto desempeño de la columna en términos de la seguridad contra incendios.



Fuente: adaptada de (Peña et al., 2021)

Figura 6.21 Ejemplo práctico: a) dimensiones de la columna; b) superficie de falla

Tabla 6.3 Cargas consideradas en el ejemplo

Fuente: (Peña et al., 2021)

Carga	N kN	M _z kNm	M _y kNm
Peso Propio (PP)	575	8.8	-17.0
Carga Muerta (CM)	473	9.4	-5.4
Carga Viva (CV)	211	11.8	-10.4

En cuanto a las cargas aplicadas, los valores dados en la Tabla 6.3 en primer lugar, deben combinarse para una situación de diseño accidental y siguiendo lo dispuesto en la norma de Edificación Española (Ministerio de Fomento, 2010), donde se especifica que el factor para una combinación frecuente para cargas vivas variables es $\Psi_1 = 0.7$. Además, esta combinación puede ser hecha siguiendo las disposiciones dadas en la norma EN 1991-1-2:2002+AC:2013 (CEN, 2002). Por lo tanto, las cargas totales aplicadas sobre las columnas son: $N_{Ed,fi} = 1196$ kN, $M_{Ed,fi,y} = -29.7$ kNm y $M_{Ed,fi,z} = 26.5$ kNm.

El momento flector solicitante total ($M_{Ed,fi}$) y la dirección (β) pueden ser obtenidas desde los momentos flectores aplicados en las direcciones principales, de acuerdo con la Ec. 6.20 y la Ec. 6.18, respectivamente. Obteniéndose: $M_{Ed,fi} = 39.8$ kNm y $\beta = 0.842$ rad (con lo cual, $\cos(\beta) = 0.666$ y $\sin(\beta) = 0.746$).

En segundo lugar, para construir la superficie de falla, los cuatro puntos de pivote descritos en el apartado 6.3.1, deben calcularse usando las ecuaciones de equilibrio a

altas temperaturas para después de 90 min de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 por las cuatro caras, mediante métodos de cálculo simplificados o avanzados (ver Figura 6.17). En este ejemplo, estos cuatro puntos fueron obtenidos con el MF construido en esta tesis doctoral, obteniéndose: $N_{ut} = -662$ kN, $N_{uc} = 4300$ kN; $M_{d2,z} = M_{d2,y} = 250.7$ kNm y $N_{d2} = N_{d2,z} = N_{d2,y} = 1520$ kN.

La Ec. 6.11 debe ser usada para calcular M_{d2} en la dirección requerida, usando el exponente de Bresler calculado según lo dispuesto en la Tabla 6.2. En este caso, la razón de la disposición de la armadura es menor a 1.0 ($A_{s,c} / A_s < 1$) y el tiempo de exposición al fuego es mayor a cero ($t > 0$ min), con lo que se obtiene un exponente de la ecuación de Bresler $\eta = 1.70$.

Por lo tanto, M_{d2} se puede resolver a partir de la Ec. 6.11, obteniéndose:

$$\left(\frac{M_{d2} \cdot \cos \beta}{M_{d2,z}}\right)^\eta + \left(\frac{M_{d2} \cdot \sin \beta}{M_{d2,y}}\right)^\eta = 1 \rightarrow \left(\frac{M_{d2} \cdot 0.666}{250.7}\right)^{1.7} + \left(\frac{M_{d2} \cdot 0.746}{250.7}\right)^{1.7} = 1 \rightarrow$$

$$M_{d2} = 250.7 / (0.666^{1.7} + 0.746^{1.7})^{1/1.7} = 235.9 \text{ kNm}$$

Ec. 6.22

Luego se determina la rama de la generatriz que corresponde, con las cargas axiales ya calculadas, ver Ec. 6.10 (con $N = N_{Ed,fi}$):

$$N_{ut} \leq N_{Ed,fi} \leq N_{d2} \rightarrow -662 \text{ kN} < 1196 \text{ kN} < 1520 \text{ kN} \rightarrow \text{rama ascendente}$$

Ec. 6.23

Por lo tanto, el exponente τ para la rama ascendente, es obtenida desde la Ec. 6.17 y la Ec. 6.15 (con $N = N_{Ed,fi}$):

$$\tau = 0.9 - 0.6 \cdot \left(\frac{N_{ut} - N_{Ed,fi}}{N_{ut} - N_{d2}}\right) \rightarrow \tau = 0.9 - 0.6 \cdot \left(\frac{-662 - 1196}{-662 - 1520}\right) = 0.39$$

Ec. 6.24

Finalmente, M puede ser obtenida desde la Ec. 6.10:

$$\left(\frac{N_{ut} - N_{Ed,fi}}{N_{ut} - N_{d2}}\right)^\tau - \left(\frac{M}{M_{d2}}\right) = 0 \rightarrow M = M_{d2} \cdot \left(\frac{N_{ut} - N_{Ed,fi}}{N_{ut} - N_{d2}}\right)^\tau \rightarrow$$

$$M = 235.9 \cdot \left(\frac{-662 - 1196}{-662 - 1520}\right)^{0.39} = 221.6 \text{ kNm}$$

Ec. 6.25

En conclusión, ya que $M_{Ed,fi} < M$ (39.8 kNm $<$ 221.6 kNm), se puede confirmar que la carga solicitada ($M_{Ed,fi,z}$, $M_{Ed,fi,y}$, $N_{Ed,fi}$) se encuentra dentro de la superficie de falla y es por tanto la columna de HA segura en la situación de incendio requerida (ver Figura 6.21b).

6.4 Conclusiones

En este capítulo de la tesis se presentó un estudio paramétrico y una propuesta de método de cálculo simplificado (MS) para evaluar la capacidad de la sección transversal de columnas de HA sometidas a flexión esviada y fuego. El método de cálculo simplificado se validó mediante una batería de ensayos numéricos calculada con el modelo numérico de fibras (MF) desarrollado en esta tesis. De acuerdo con lo presentado en este capítulo, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Del estudio paramétrico, evaluado mediante la comparación de las superficies de fallas desarrolladas por las secciones de HA expuestas al fuego, se observó que un incremento en el recubrimiento de hormigón de las armaduras (u_s) junto a una adecuada disposición de las armaduras ($A_{s,c} / A_s$) son las estrategias más prometedoras para mejorar eficientemente el comportamiento a flexión recta y esviada de las columnas de HA expuestas al fuego. Por el contrario, otros parámetros como la resistencia a compresión del hormigón (f_c) y la cuantía mecánica de armadura (ω) no tuvieron una influencia significativa en el comportamiento al fuego de estas columnas.
- Aunque se pueden encontrar algunos métodos de cálculo simplificado para el diseño de columnas de HA en fuego, son escasos los relacionados a flexión esviada y que además se puedan utilizar en la práctica diaria.
- El método de cálculo simplificado presentado está basado en la ecuación de Bresler (1960) y en el método de cálculo simplificado elaborado por Bonet et al. (2004).
- Se presentó un método de cálculo simplificado para el diseño al fuego de columnas HA bajo cargas biaxiales. El método de cálculo simplificado fue validado con éxito y demostró ser de sencilla aplicación para la práctica diaria.
- El campo de aplicación del método de cálculo simplificado propuesto está limitado a un cálculo seccional y a columnas de HA con baja esbeltez, donde los efectos de segundo orden sean bajos.
- Finalmente hay que mencionar que el método de cálculo simplificado propuesto (MF) está limitado por el campo de aplicación del estudio paramétrico con el que se validó, siendo este:
 - Hormigones con áridos silíceos.
 - Propiedades de los materiales de acuerdo con la norma EN 1992-1-2:2004 + AC:2008 (CEN, 2004).
 - Secciones rectangulares de HA expuestas al fuego por las cuatro caras.
 - Curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) o similares.
 - $25 \text{ mm} \leq u_s \leq 65 \text{ mm}$.
 - $25 \text{ MPa} \leq f_c \leq 50 \text{ MPa}$.

- $f_y = 500 \text{ MPa}$.
- $0 \text{ min} < t \leq 240 \text{ min}$.
- $300 \text{ mm} \leq b \text{ o } h \leq 600 \text{ mm}$.
- $1.0 \leq b / h \leq 2.0$
- $0.05 \leq \omega \leq 0.84$
- $0.14 \leq A_{s,c} / A_s \leq 1.0$

Bibliografía

- Bonet, J. L., Miguel, P. F., Fernandez, M. A., & Romero, M. L. (2004). Analytical approach to failure surfaces in reinforced concrete sections subjected to axial loads and biaxial bending. *Journal of Structural Engineering*, 130(12), 2006–2015. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:12\(2006\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:12(2006))
- Bresler, B. (1960). Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending. *Journal of the American Concrete Institute*, 57(11), 481–490.
- Buch, S. H., & Sharma, U. K. (2019). Fire resistance of eccentrically loaded reinforced concrete columns. *Fire Technology*, 55(5), 1517–1552. <https://doi.org/10.1007/s10694-019-00823-x>
- CEN. (2002). EN 1991-1-2:2002 + AC:2013. Acciones en estructuras - Parte 1-2: Acciones en estructuras expuestas al fuego.
- CEN. (2004). EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-2: Reglas generales - Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- El-Fitiany, S. F., & Youssef, M. A. (2014). Interaction diagrams for fire -exposed reinforced concrete sections. *Engineering Structures*, 70, 246–259. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.029>
- Ministerio de Fomento. (2010). Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico SI. Seguridad en caso de incendio. <https://www.codigotecnico.org/DocumentosCTE/SeguridadEnCasoDelincendio.html>
- Peña, D., Albero, V., Ibáñez, C., & Hospitaler, A. (2021). Sectional model for the fire evaluation of reinforced concrete columns subjected to biaxial bending. *Engineering Structures*, 247, 113094. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113094>
- Pham, D. T., de Buhan, P., Florence, C., Heck, J.-V., & Nguyen, H. H. (2015). Interaction diagrams of reinforced concrete sections in fire: A yield design approach.

Engineering Structures, 90, 38–47.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.02.012>

Wang, L., van Coile, R., Caspeele, R., & Taerwe, L. (2017). Simplified method for evaluating the biaxial capacity of rectangular reinforced concrete columns during fire. *Materials and Structures*, 50(1), 37. <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0895-4>

Capítulo 7

SECCIONES DE HA BAJO FLEXIÓN ESVIADA CON *SPALLING*

En este Capítulo 7, de manera similar a lo realizado en el capítulo anterior, se ha utilizado el modelo numérico de fibras (MF) presentado en el Capítulo 5, para elaborar un nuevo estudio paramétrico. El objetivo en este caso ha sido evaluar una posible correlación entre la capacidad resistente reducida de una sección de HA, debida a la ocurrencia de *spalling*, y una capacidad resistente reducida a causa de un tiempo equivalente de exposición al fuego. El alcance de este estudio contempla secciones rectangulares de HA expuestas por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura. En cuanto al fenómeno del *spalling*, se evalúan casos donde su ocurrencia se da frente a una de las barras de esquina (*spalling* de esquina) y también casos donde el *spalling* se produce frente a alguna barra a mitad de cara (*spalling* de superficie).

Finalmente, con los resultados del estudio paramétrico se han propuesto unas expresiones analíticas, las cuales podrían ser útiles para que los profesionales puedan cuantificar fácilmente el efecto del *spalling* en secciones de HA, sin la necesidad de usar un modelo explícito.

7.1 Generalidades y estudios previos

El *spalling* es un fenómeno que sufre el hormigón expuesto al fuego, debido al aumento de presión en los poros, por la evaporación del agua, y por el cual su capa superficial se desconcha (ver Figura 7.1 y Figura 7.2). Este desprendimiento, violento o no, de las capas o trozos de hormigón más superficiales de un elemento estructural, se da cuando además de estar expuesto a altas temperaturas, la velocidad de calentamiento es alta, con velocidades típicamente de 20 - 30 °C/min (Khoury, 2000). Cuando aparece durante los primeros 30 min de exposición al fuego puede llegar a ser de carácter explosivo (Dotreppe et al., 1999; Gil et al., 2018). Sin embargo, la manera en que se manifiesta a partir de los 30 min cambia. Así pues, el *spalling* puede agruparse en 4 tipologías: (a) *spalling* de áridos; (b) *spalling* explosivo; (c) *spalling* superficial; (d) *spalling* de esquina (Khoury, 2000). Los tres primeros están altamente influenciados por la velocidad de calentamiento, mientras que el cuarto tipo, el de esquina, depende más fuertemente de las temperaturas máximas alcanzadas y no es de tipo violento, a diferencia del resto (Peña et al., 2022b). Así también, la FIB (2007), ha elaborado un resumen detallado de los tipos de *spalling* y sus principales características tales como: el tiempo probabilístico de ocurrencia, naturaleza, sonido, influencia sobre la resistencia y los principales factores influyentes en su aparición (ver Tabla 7.1).



Figura 7.1 Construcción industrial de HA después de un incendio: a) vista general; b) columna central con *spalling* de esquina; c) columna lateral con *spalling* de esquina y de superficie



Figura 7.2 Columna esquinera de HA con *spalling* de esquina, después de un incendio

Casi todo lo que se conoce acerca del *spalling* en el hormigón viene de la experiencia y observación de edificios y otras estructuras expuestas al fuego. El alcance, severidad y tipo de origen es variado. El *spalling* puede ser insignificante en cantidad y efectos como cuando se generan únicamente hendiduras superficiales. Sin embargo, también puede tener un serio efecto en la resistencia al fuego de un elemento estructural debido al desprendimiento de una parte significativa de hormigón que deje expuesto el núcleo de la sección o las armaduras, y, tras lo cual, se produzca un rápido aumento de la temperatura en estas partes, reduciendo así la resistencia de la estructura al fuego. (FIB, 2007; Peña et al., 2022b)

Existe un debate abierto sobre la probabilidad de aparición del *spalling* y las causas que lo producen. Los parámetros que influyen en la aparición de este son: la humedad de la masa de hormigón, la velocidad de calentamiento, estado tensional previo, la permeabilidad, la resistencia a compresión del hormigón, el recubrimiento y la separación de las armaduras o el método de vibrado del hormigón. (Dotreppe et al., 1999; Gil et al., 2018; Jansson, 2013)

El daño que el *spalling* causa a una estructura de hormigón armado puede ocasionar que los cálculos de diseño a fuego empleados ya no sean seguros y, por lo tanto, trabajar con niveles bajo de seguridad contra el fuego (Khoury, 2000). Por ello, diferentes investigadores se han centrado en el desarrollo de modelos predictivos, como, por ejemplo, Dwaikat & Kodur (2009) quienes implementaron un modelo unidimensional basado en el cálculo de la presión de poros. También Lottman et al. (2013), presentaron un modelo basado en dos modelos de elementos finitos acoplados, donde el primero determina la evolución de la temperatura y presión de poros y, el segundo, el mecanismo de fractura que da lugar al *spalling*. Sin embargo, es importante recalcar, que este capítulo de la tesis doctoral no se centra en la predicción del fenómeno del *spalling*, si no en evaluar las consecuencias de este.

En el campo de las estructuras de hormigón armado, y más concretamente las columnas, el reciente trabajo de Buch & Sharma (2019), pone de manifiesto que todavía es materia de estudio hoy en día, el efecto en la resistencia al fuego de las estructuras con cargas excéntricas en combinación con el *spalling*. Tras llevar a cabo una campaña experimental en columnas de HA sujetos a cargas excéntricas, observaron que un aumento en la excentricidad de la carga favorecía la ocurrencia del *spalling*. Además, al igual que Khoury (2000), concluyeron que la presencia de armadura longitudinal (no tanto la cuantía) limitaban el *spalling*, siendo particularmente efectivas las armaduras que se distribuyen a lo largo de las caras (aunque es difícil de usar en secciones pequeñas). (Peña et al., 2020, 2022a, 2022b)

Tabla 7.1 Características de las diferentes formas de *spalling*

Fuente: (FIB, 2007)

<i>Spalling</i>	Tiempo probabilístico de ocurrencia	Naturaleza	Sonido	Influencia	Principales influyentes
Áridos	7-30 min	Separación	Estallido	Superficial	H,A,S,D,W
Esquina	30-90 min	No violenta	Ninguno	Puede ser grave	T,A,Ft,R
Superficie	7-30 min	Violenta	Crujido	Puedes ser grave	H,W,P,Ft
Explosivo	7-30 min	Violenta	Fuerte Explosión	Grave	H,A,S,Fs,G,L,O,P,Q,R,S,W,Z
Desprendimiento	Cuando el hormigón se debilita	No violenta	Ninguno	Puede ser grave	T,Fs,L,Q,R
Post-enfriamiento	Durante y después del enfriamiento tras la absorción de humedad	No violenta	Ninguno		Como en el desprendimiento, pero también W1,AT

A: expansión térmica de los áridos; L: Carga/ restricción; S: tamaño de los áridos D: difusividad térmica de los áridos; O: perfil de calentamiento; T: temperatura máxima; Fs: resistencia a cortante del hormigón; AT: tipo de árido; W: contenido de humedad; Ft: resistencia a tracción del hormigón; P: permeabilidad; Z: tamaño de la sección; G: edad del hormigón; Q: forma de la sección; W1: humedad absorbida; H: razón de calentamiento; R: armado.

En este capítulo de la tesis, para columnas de HA en situación de incendio, expresamente frente a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), se pretende correlacionar la pérdida de resistencia mecánica debido a la ocurrencia de *spalling*, con la pérdida de resistencia mecánica derivada de exponer la sección al fuego un tiempo adicional. Para ello se elabora un par de baterías de

ensayos numéricos de secciones de HA con *spalling* de esquina y de superficie, cuyos resultados son sometidos a un análisis paramétrico y estadístico, que permiten obtener el tiempo adicional de resistencia al fuego con el que se debería diseñar una sección de HA, de manera tal que, diseñando la sección para una situación de incendio sin considerar un posible *spalling*, ésta sea capaz de resistir también las prestaciones en caso de que si se produjera el *spalling* durante el incendio.

Los estudios preliminares inician con el análisis de la influencia del tiempo de ocurrencia del *spalling*. Acorde a la literatura visitada, los tiempos considerados son 10, 20 y 30 min desde que inicia el calentamiento. En la Figura 7.3, se muestra un detalle del área afectada por el *spalling* donde los números del 1 al 3 corresponden a los puntos donde se ha medido la temperatura en el presente estudio: el punto 1 representa la temperatura en la barra de armadura expuesta; y el punto 2 y 3, corresponden a la temperatura en el hormigón alrededor del área de *spalling* (ver Figura 7.4).

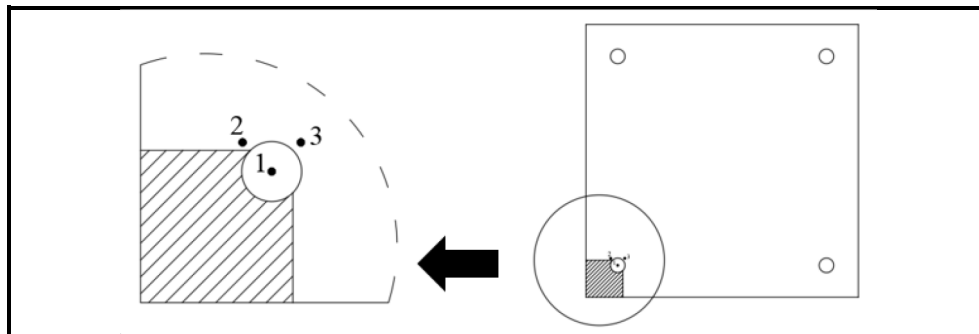


Figura 7.3 Detalle del área de *spalling*

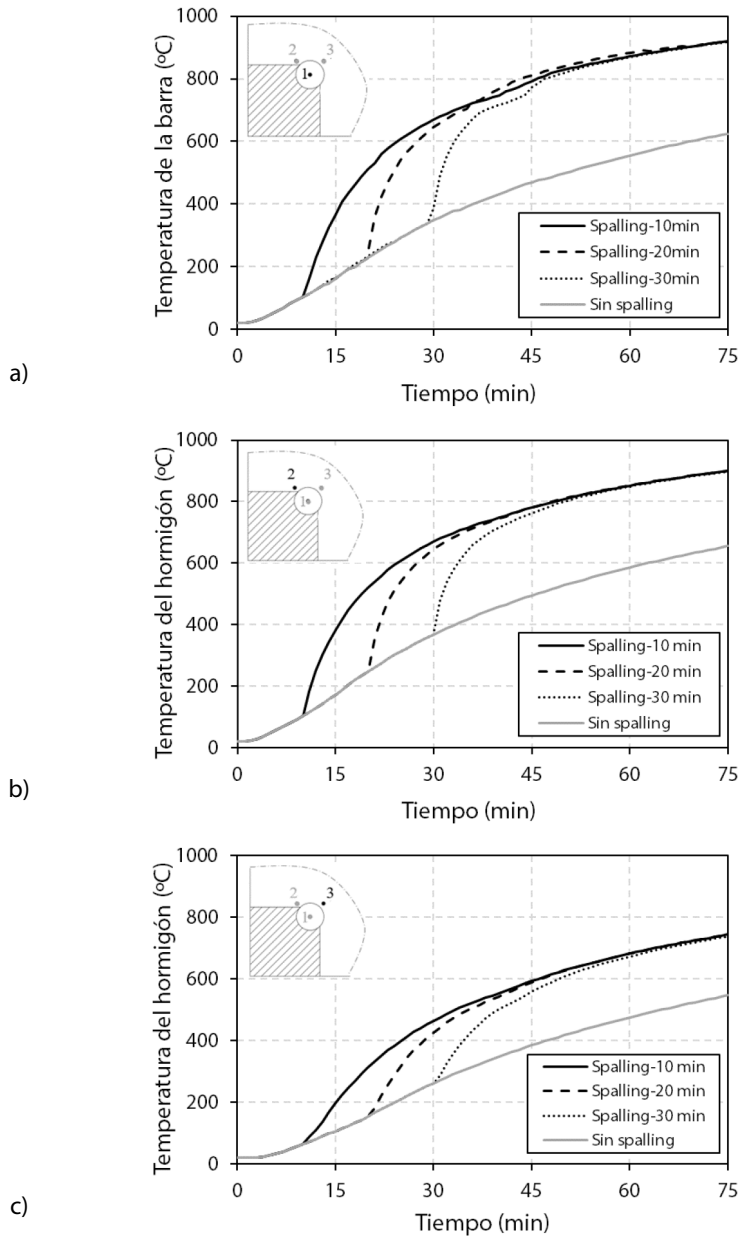


Figura 7.4 Temperaturas en las áreas de *spalling*: a) punto 1 en la barra de armadura; b) punto 2 en el hormigón; c) punto 3 en el hormigón

En la Figura 7.4a, se muestra la evolución de la temperatura en la barra de armadura que ha quedado expuesta directamente al fuego después del *spalling*, para los diferentes tiempos de ocurrencia. De esta gráfica se observa que en la medida que aumenta el tiempo de ocurrencia del *spalling*, menos importancia tiene este parámetro, ya que el gradiente térmico es más elevado, lo que, sumado a la alta conductividad térmica del acero, el calentamiento de la barra es más veloz, igualando en pocos minutos la temperatura alcanzada por otra barra en iguales circunstancias, pero con un tiempo menor de ocurrencia del *spalling*. A partir de los 45 min, ya no se aprecian diferencias significativas en las temperaturas de la barra de armadura con diferentes tiempos de ocurrencia de *spalling*. Prosiguiendo, en la Figura 7.4b y la Figura 7.4c, la temperatura del hormigón alrededor del área de *spalling*, son mostrados con dos puntos como referencia. Tal y como se esperaba, dada la menor conductividad térmica del hormigón, después de 45 min, la temperatura en el caso del tiempo de ocurrencia del *spalling* de 30 min, es ligeramente inferior que los otros dos tiempos (762 °C vs. 781 °C para el punto 2 y 558 °C vs. 590 °C para el punto 3), pero la diferencia sigue siendo suficientemente pequeña como para sacar las mismas conclusiones.

Con respecto a la temperatura del hormigón a través de la sección transversal, se ha realizado el mismo análisis a partir de la Figura 7.5, donde se muestra el historial de temperaturas para tres puntos representativos de la sección transversal. Como se esperaba, los efectos del área de *spalling* son más notables para el punto B/6 (Figura 7.5a) que para los puntos B/4 y B/2 (Figura 7.5b y Figura 7.5c). En todos los casos, el efecto del tiempo de ocurrencia del *spalling* es menos relevante en la medida que aumenta el tiempo de exposición al fuego. Esto resalta que, al menos para los casos de referencia, el tiempo de ocurrencia del *spalling* no influye significativamente a menos que se evalúe el comportamiento a la resistencia al fuego para tiempos menores que 45 min.

Un enfoque similar fue seguido por Dotreppe et al. (1999), que también consideró que el efecto del *spalling* se estabiliza a partir de los 30 min. Sin embargo, en este caso los autores redujeron progresivamente (linealmente) la sección eficaz, por efecto del *spalling* durante los primeros 30 min de calentamiento, en lugar de considerar un determinado tiempo de inicio del *spalling* con un grado de pérdida de área asociada. En cualquier caso, los efectos adversos del *spalling* sobre la capacidad de resistencia al fuego de una columna de HA, se centran en la pérdida del recubrimiento de hormigón de las armaduras y no sobre la pérdida de sección transversal, ya que esta última, no suele ser suficientemente grande, como para alterar la transmisión de calor a través del hormigón que no se ha desprendido.

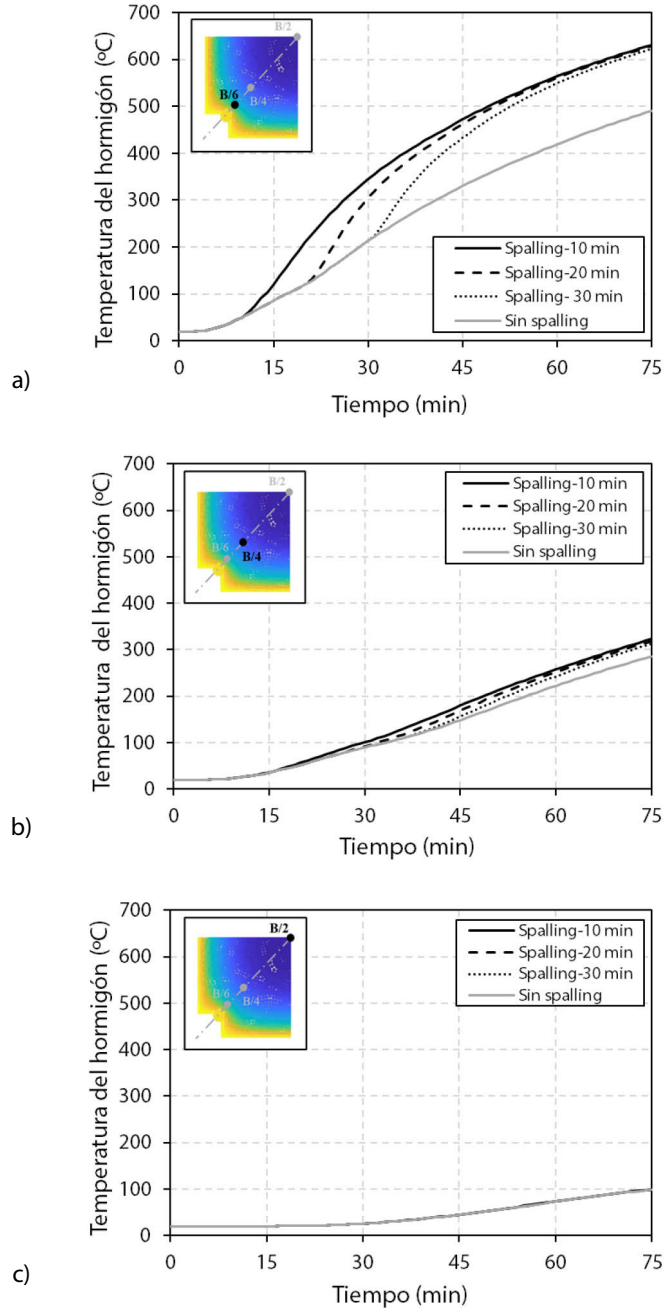


Figura 7.5 Temperaturas en la sección transversal del hormigón: a) B/6; b) B/4; c) centro B/2

7.2 *Spalling* de esquina

7.2.1 Metodología

Para valorar la magnitud del nivel de pérdida de la capacidad resistente de una sección de hormigón armado, producto de la ocurrencia de *spalling* de esquina y del tiempo de exposición al fuego, se opta por comparar los diagramas de momentos (M_z , M_y) para una carga constante (N). Con mayor precisión, la metodología consiste en comparar el cuadrante más desfavorable del diagrama de momentos, obtenido con la sección con *spalling*, con otros diagramas de momentos obtenidos con la misma sección, pero sin la ocurrencia de *spalling*, para diferentes tiempos de exposición al fuego.

En la Figura 7.6 se muestra una representación de las secciones a analizar por el modelo numérico de fibras (MF). Todas las secciones con *spalling* de esquina consideran a las celdas en amarillo como material inexistente, tanto a efectos térmicos como mecánicos.

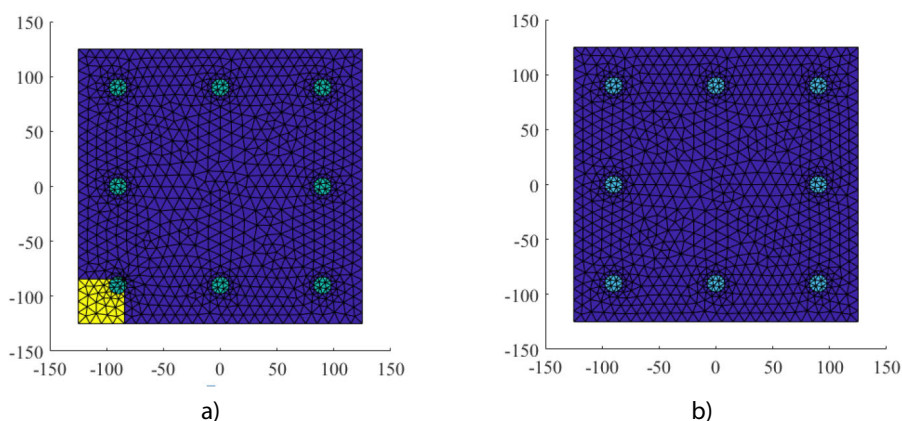


Figura 7.6 Sección transversal de HA: a) con *spalling* de esquina; b) sin *spalling*

El análisis térmico de las secciones de HA con *spalling* de esquina, a diferencia de lo desarrollado en el Capítulo 5, donde se utilizó un modelo de diferencias finitas para el análisis térmico, se ha optado por facilidad, a usar un paquete comercial de elementos finitos Abaqus (Simulia Corp, 2012), debido a que en estas secciones, se requería eliminar algunos elementos (celdas) en el momento de la ocurrencia del *spalling*, lo que conllevaba a que para continuar con el análisis térmico de la sección, se deban actualizar también las condiciones de contorno del sistema. Además, para el paquete comercial de elementos finitos Abaqus (Simulia Corp, 2012), las

propiedades térmicas de los materiales y otras propiedades físicas relevantes han sido consideradas de manera idéntica a las consideradas en el modelo de diferencias finitas formulado en el Capítulo 5 y, por lo tanto, los resultados de ambos pueden considerarse como análogos (ver Figura 7.7). Una vez obtenidos los resultados del análisis térmico de la sección, éstos fueron exportados a Matlab (The MathWorks Inc., 2020), donde se realizó el análisis mecánico, con el modelo numérico de fibras (MF) formulado y validado en el Capítulo 5 de la presente tesis doctoral.

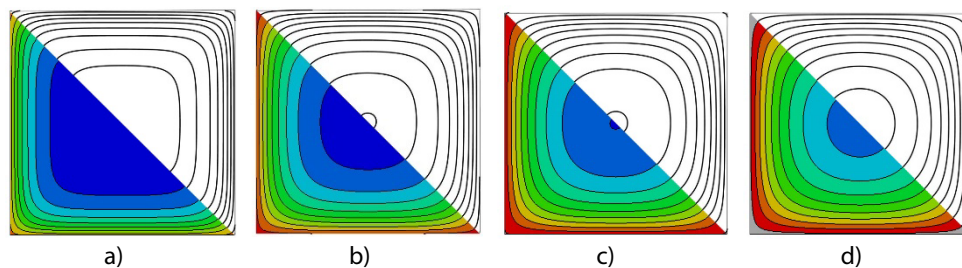


Figura 7.7 Isothermas obtenidas con Abaqus (colores) y por el modelo de diferencias finitas (blanco y negro), para una sección de HA de 300x300 mm, expuestas por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura: a) 30 min; b) 60 min; c) 90 min; d) 120 min

En la Figura 7.8 se muestra el mapa térmico para una sección con *spalling* de esquina, para un tiempo de 90 min de exposición al fuego por las cuatro caras, donde se aprecia que en la esquina con *spalling*, la barra de refuerzo se ha calentado mucho más que las otras barras dispuestas en la sección transversal de la columna. Asimismo, por la pérdida de la simetría en el calentamiento, el diagrama de momentos también deja de ser simétrico, tal y como se muestra en la Figura 7.9 (línea discontinua). Además del diagrama de momentos de la sección con *spalling* en una esquina, para un tiempo de exposición al fuego de 90 min, en la Figura 7.9 se presenta también el diagrama de momentos de la misma sección, pero sin *spalling* (línea continua), para un tiempo de exposición al fuego cuyo diagrama coincidiera en el cuadrante más desfavorable de la sección con *spalling*.

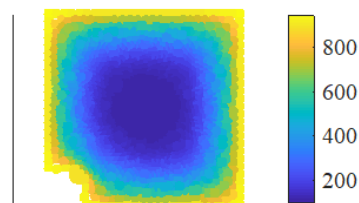


Figura 7.8 Mapa térmico de una sección de HA con *spalling* de esquina a 90 min de exposición al fuego

En el caso de ejemplo de la Figura 7.9, con un tiempo de exposición al fuego de 100 min se obtiene la correlación buscada, es decir, la pérdida de resistencia mecánica producto del *spalling* de esquina, es equiparable al daño producido por un tiempo de calentamiento extra de 10 min. También se podría concluir de este ejemplo, que si se desea diseñar una columna de HA R_{fi} 90 (resistente al fuego por 90 min) que incluya la ocurrencia de *spalling* en una de sus esquinas, de manera más sencilla (y por el lado de la seguridad), es equivalente a diseñar la columna de HA para un R_{fi} 100 (resistencia al fuego de 100 min), pero con un modelo que no considere el posible *spalling*.

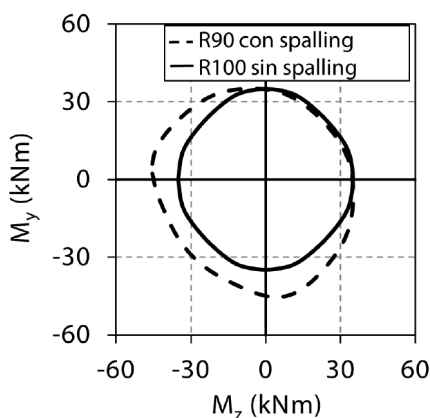


Figura 7.9 Diagramas de interacción de momentos

Por lo que se plantean dos conceptos nuevos, el tiempo equivalente de resistencia al fuego (t_{eq}) y el tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF). El primero, consiste en el tiempo de exposición al fuego que necesita exponerse una sección de HA, sin ocurrencia de *spalling*, de manera de que coincidan los diagramas de momentos en el cuadrante más desfavorable, con el obtenido con la misma sección de HA con *spalling* a un tiempo dado de exposición al fuego. En cuanto al tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF), este está dado por:

$$\text{TARF} = t_{eq} - t \quad \text{en min} \quad \text{Ec. 7.1}$$

donde,

t : tiempo requerido de resistencia al fuego de una sección de HA en el que ocurre *spalling*, bajo una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), en min.

t_{eq} : tiempo equivalente de resistencia al fuego, en min.

7.2.2 Estudio paramétrico

En vista a los resultados obtenidos en el caso evaluado de la Figura 7.9, en este apartado se procedió a evaluar el tiempo equivalente de resistencia al fuego (t_{eq}) de una batería de ensayos numéricos, con el objetivo de generalizar las conclusiones posibles del estudio. Para ello, en la batería de ensayos del estudio del *spalling* de esquina, se consideraron tres dimensiones de secciones transversales, cuatro configuraciones de armado para cada sección, es decir, diferentes combinaciones de diámetros de las barras de la armadura (12 mm, 16 mm o 20 mm) y número total de barras en la sección transversal (cuatro u ocho), además de tres recubrimientos de hormigón, tres niveles de carga y tres tiempos de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002). Por lo tanto, el número total de casos analizados fue de 324 (ver Tabla 7.2).

Además, en el estudio paramétrico, el *spalling* ocurrió siempre a 30 min de iniciar el calentamiento, es decir, en el límite inferior de lo establecido en la Tabla 7.1 para este tipo de *spalling*, y que a su vez va en línea con lo observado anteriormente en la Figura 7.4 y la Figura 7.5.

Tabla 7.2 Variables del ajuste del *spalling* de esquina

Variable	Valores		
Dimensiones [b x h] (mm)	250x250	300x300	400x400
Recubrimiento de hormigón [u_s] (mm)	30	35	40
Nivel de carga [μ]	0.2	0.4	0.6
Nº de barras [n_b]	4	8	---
Diámetros de barras [\emptyset] (mm)	12	16	20
Tiempos [t] (min)	60	90	120

El nivel de carga μ , está dada por la Ec. 7.2.

$$\mu = N / (b \cdot h \cdot f_c) \quad \text{Ec. 7.2}$$

donde,

N: carga aplicada en la sección de HA, en N.

b y h: dimensiones de la sección transversal de HA, en mm.

f_c : resistencia a compresión del hormigón, en MPa.

Por último, hay que mencionar que se mantuvieron como constantes en todos los casos, las curvas de calentamiento, la resistencia a compresión del hormigón a temperatura ambiente (f_c) y la resistencia de las armaduras de acero a temperatura ambiente (f_y), siendo estas:

- Curva de calentamiento: curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (por las cuatro caras).
- $f_c= 30$ MPa.
- $f_y= 500$ MPa.
- Además, las propiedades a altas temperaturas de los materiales están basadas en lo dispuesto en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004).

Los resultados del análisis numérico de las secciones de HA con *spalling* de esquina, para el tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF), en función de las variables consideradas en el estudio, se muestran en la Figura 7.10.

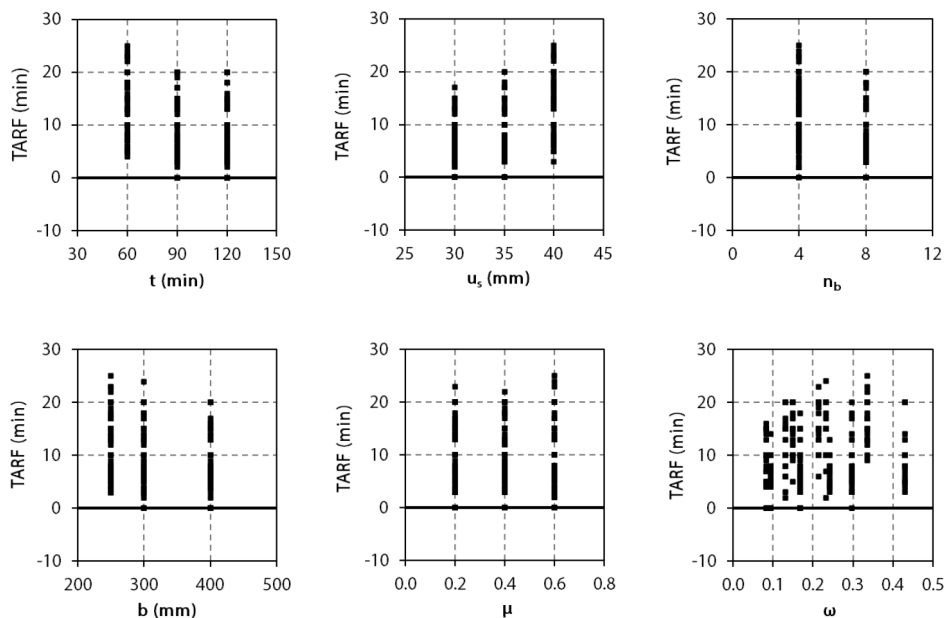


Figura 7.10 Tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF)

En la Figura 7.10, se observa que, para todos los casos, TARF es positivo y estas varían entre 0 y 25 min. A la vez, se observan algunas tendencias, incluso sin fijar las otras variables, tales como que TARF es inversamente proporcional al tiempo (t) y al nº de barras (n_b), y también directamente proporcional al recubrimiento (u_s). Para las variables dimensiones (b), nivel de carga (μ) y cuantía mecánica de armadura (ω), no se observa una tendencia clara, producto de la interacción entre variables y/o porque hay una baja correlación con ellas.

7.2.3 Análisis estadístico

Posteriormente, se procedió a realizar un análisis estadístico con los resultados obtenidos con el modelo numérico de fibras (MF). Este consistió en:

- Un análisis de las correlaciones entre variables.
- Un modelo de regresión lineal multivariante.

En la Tabla 7.3 se muestra el estudio de correlaciones entre las variables evaluadas. La matriz de correlaciones se ha realizado mediante el programa estadístico Statgraphics Centurion 18 (Statgraphics Technologies Inc., 2018). En la Tabla 7.3, se observa que existen correlaciones entre todas las variables (al menos con alguna otra). De esta tabla se puede apreciar que con respecto a la variable de interés t_{eq} , hay cuatro variables que tienen una alta correlación, las cuales son t , u_s , μ , y n_b . Pero entre estas variables algunas están correlacionadas entre sí, como son los casos de la correlación entre t con μ y también la fuerte correlación entre n_b con las variables ω y \emptyset . Por lo tanto, se puede presumir que el modelo de regresión para t_{eq} , estará conformada por las variables de las cuales existe una alta correlación con t_{eq} , pero a su vez descartando las variables que tengan una alta correlación entre ellas, ya que, si no es así, una misma variabilidad podría ser explicada por más de una variable a la vez.

Tabla 7.3 Análisis estadístico: matriz de correlaciones

	t_{eq}	t	ω	u_s	μ	\emptyset	b	n_b
t_{eq}								
t								
ω								
u_s								
μ								
\emptyset								
b								
n_b								

Nota: una celda en rojo simboliza que existe una alta correlación entre esas 2 variables (la del eje horizontal y la del eje vertical).

Para la construcción del modelo de regresión lineal multivariante también se usó el programa estadístico Statgraphics Centurion 18. El modelo obtenido se presenta en la Ec. 7.3. El modelo de regresión multivariante está conformado por tres variables independientes: t , u_s y n_b . Lo cual está en línea con lo observado en la Tabla 7.3 (matriz de correlaciones).

$$t_{eq,p} = 0.92 \cdot t + 0.81 \cdot u_s - 1.46 \cdot n_b \quad t_{eq,p} \geq t \quad \text{Ec. 7.3}$$

donde,

$t_{eq,p}$: tiempo equivalente de resistencia al fuego predicho por el modelo de regresión lineal multivariante, en min.

t : tiempo de Resistencia al fuego requerida para una sección de HA en el que se considera la ocurrencia de *spalling*, bajo una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), en min.

u_s : recubrimiento (mecánico) de hormigón de las barras de acero, en mm.

n_b : número de barras en la sección transversal de HA.

Al modelo de regresión presentado en la Ec. 7.3, se le aplicó una traslación, de manera que, por el lado de la inseguridad las predicciones tuviesen un error menor al 5% y por el lado de la seguridad, un error menor o igual al 10%. En la Figura 7.11 están representados los valores obtenidos del análisis numérico, en contraste a las predicciones del modelo de regresión propuesto.

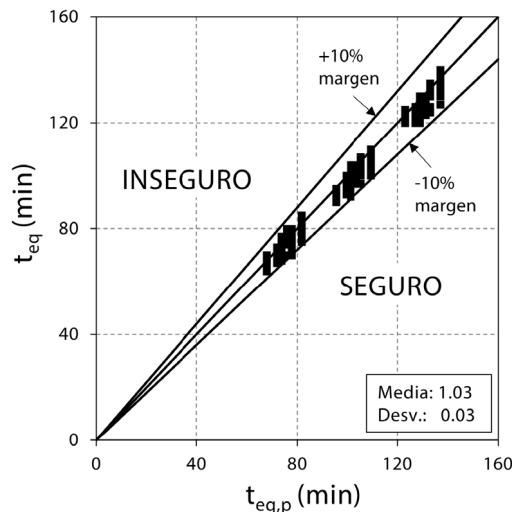


Figura 7.11 Tiempo equivalente (t_{eq}) vs. tiempo equivalente predicho ($t_{eq,p}$)

En la Figura 7.11, se observa que las predicciones están mayormente distribuidas en el lado de la seguridad (dentro de un margen de error del -10%). La media del error esta levemente por el lado de la seguridad (1.03) y la desviación estándar es reducida, siendo de solo 0.03. Los errores en la Figura 7.11 están dados por la Ec. 7.4.

$$\text{Error}_1 = t_{eq,p} / t_{eq} \quad \text{Ec. 7.4}$$

$$\text{Error}_2 = t_{eq,p} - t_{eq} \quad \text{Ec. 7.5}$$

donde,

$t_{eq,p}$: tiempo equivalente de resistencia al fuego predicho por el modelo de regresión lineal multivariante, en min.

t_{eq} : tiempo equivalente de resistencia al fuego obtenido por el modelo de numérico de fibras (MF), en min.

En la Figura 7.12 y la Figura 7.13, se muestran los errores derivados del modelo de predicción en función de las principales variables consideradas, en unidades de tantos por uno y en minutos, de acuerdo con la Ec. 7.4 y la Ec. 7.5, respectivamente.

En la Figura 7.12, se observa que por el lado de la inseguridad el modelo de predicción propuesto tiene un error máximo del 5%, y por el lado de la seguridad un error máximo de alrededor del 10%. También se puede observar que el error es muy homogéneo en función del orden de todas las variables, excepto por la variable dimensiones (b), donde los resultados obtenidos por el modelo de regresión son más seguros para la dimensión más alta considerada. En paralelo, en la Figura 7.13, se observa que los errores en términos de minutos, la diferencia entre los tiempos equivalentes encontrados numéricamente (t_{eq}) y los tiempos equivalentes obtenidos con el modelo de regresión propuesto ($t_{eq,p}$), están por el lado de inseguridad un máximo de 5 min, y por el lado de seguridad un máximo en 10 min. Por lo que se puede considerar al modelo de regresión multivariante propuesto, como un preciso y seguro predictor.

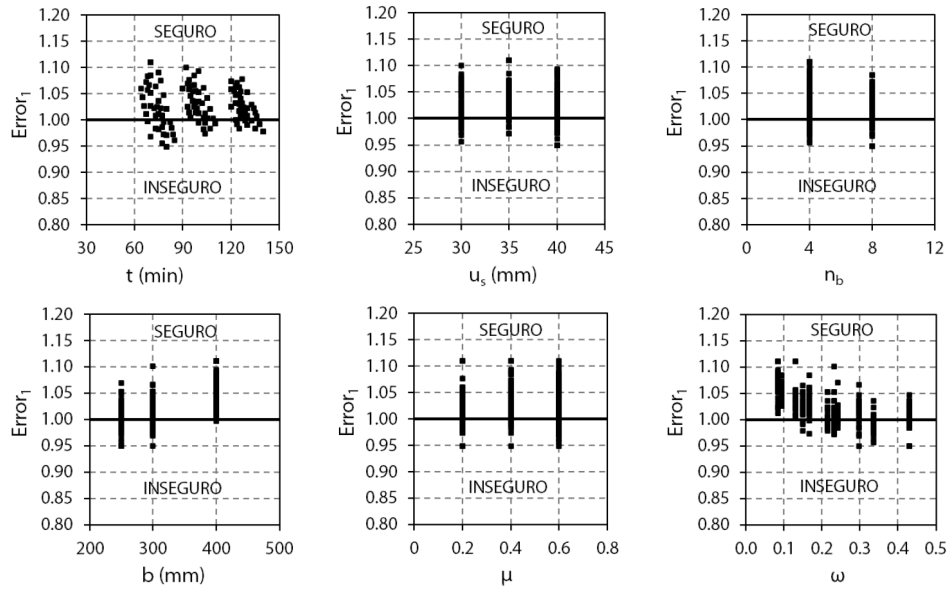


Figura 7.12 Errores de las predicciones en tantos por uno

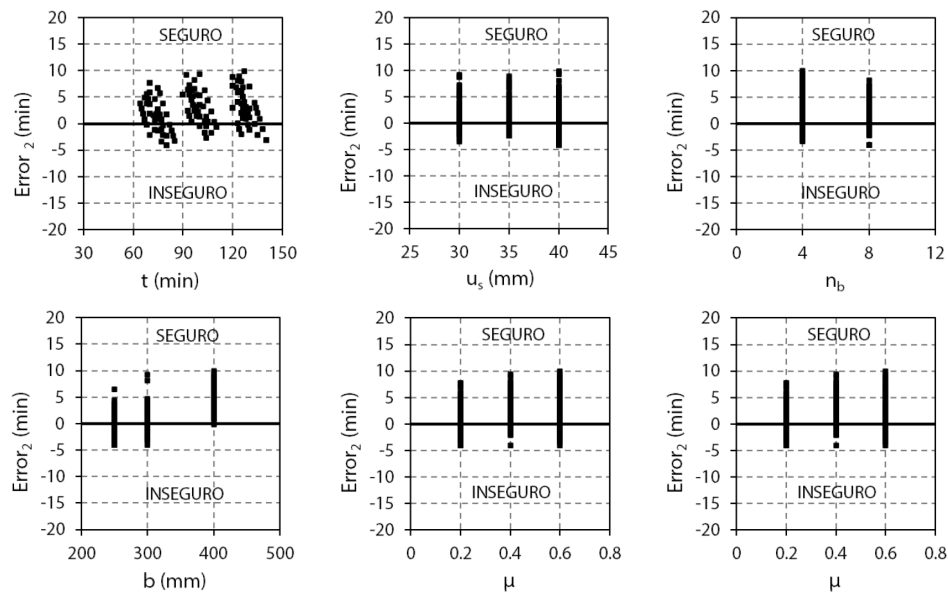


Figura 7.13 Errores de las predicciones en minutos

7.3 *Spalling* de superficie

7.3.1 Metodología

La metodología de evaluación del efecto del *spalling* de superficie sobre la pérdida de la capacidad resistente de una sección de hormigón armado es igual a la descrita en el apartado del *spalling* de esquina. El cuadrante más desfavorable del diagrama de momentos, obtenido con la sección con *spalling*, se compara con otros diagramas de momentos, obtenidos con la misma sección, pero sin la ocurrencia de *spalling*, para diferentes tiempos de exposición al fuego.

En la Figura 7.14 se muestra una representación de las secciones a analizar por el modelo numérico de fibras (MF). El *spalling* de superficie se aplica frente a una barra ubicada a mitad de cara, la cual está representada en amarillo, celdas en amarillo que a efectos numéricos se les considera como material inexistente tanto a efectos térmicos como mecánicos.

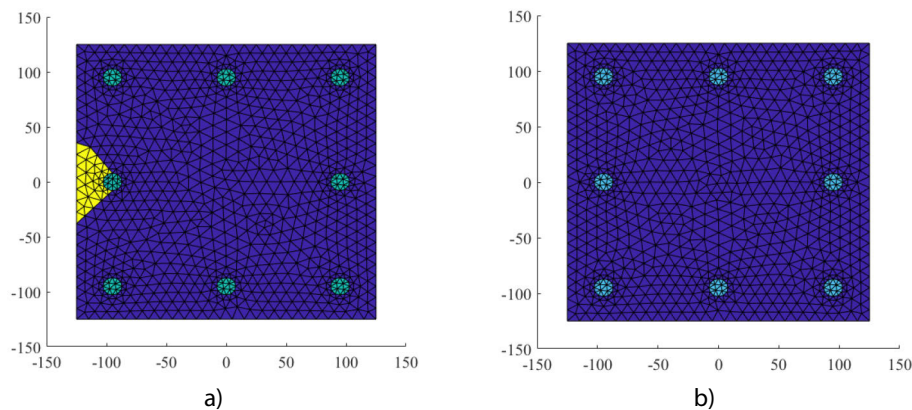


Figura 7.14 Sección transversal de HA: a) con *spalling* de superficie; b) sin *spalling*

Para el análisis térmico de las secciones de HA con *spalling* de superficie, al igual que lo expuesto para el *spalling* de esquina, se ha usado un paquete comercial de elementos finitos Abaqus (Simulia Corp, 2012). Además, para el paquete comercial de elementos finitos Abaqus, las propiedades térmicas de los materiales y otras propiedades físicas relevantes han sido consideradas de manera idéntica a las consideradas en el modelo de diferencias finitas mostrado en el Capítulo 5 y, por lo tanto, los resultados de ambos pueden considerarse como análogas (mostrado anteriormente en la Figura 7.7). Una vez obtenidos los resultados del análisis térmico de la sección, éstos fueron exportados a Matlab (The MathWorks Inc., 2020), donde se

realizó el análisis mecánico con el modelo numérico de fibras (MF) mostrado en el Capítulo 5.

A modo de ejemplo, en la Figura 7.15 se muestra el mapa térmico para una sección con *spalling* de superficie, para un tiempo de 90 min de exposición al fuego por las cuatro caras. Se aprecia que en la cara en la que ocurre el *spalling*, la barra de refuerzo a mitad de cara se ha calentado mucho más que las otras barras dispuestas en la sección transversal de la columna.

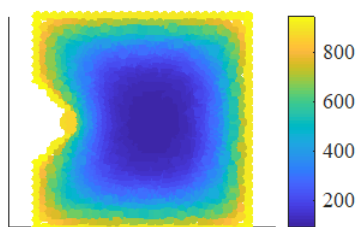


Figura 7.15 Mapa térmico de una sección de HA con *spalling* de superficie a 90 min de exposición al fuego

Los diagramas de momentos generados en una sección simétrica con *spalling* en una superficie, son asimétricos respecto a uno de sus ejes, tal y como se muestra en la Figura 7.16 (línea discontinua). La Figura 7.16, muestra dos diagramas de momentos para una misma sección, pero con las siguientes dos diferencias:

- Una sección con *spalling* y expuesta al fuego por 90 min (cuatro caras).
- Una sección sin *spalling* y expuesta al fuego por 120 min (cuatro caras).

La Figura 7.16 (a efectos de este estudio paramétrico), se interpreta, por tanto, como la representación de dos diagramas de momentos equivalentes que coinciden en el cuadrante más desfavorable de la sección con *spalling* de superficie. Por lo tanto, para este ejemplo (con *spalling* de superficie), se puede concluir, que si se desea diseñar una columna R_{fi} 90 (resistencia de 90 min al fuego), de manera más sencilla (y por el lado de la seguridad), es equivalente a diseñar la columna para un R_{fi} 120 (resistencia al fuego de 120 min), sin considerar el posible *spalling*.

Por lo tanto, al igual que lo mencionado en el apartado de *spalling* de esquina, para evaluar el *spalling* de superficie, también se usarán los parámetros: tiempo equivalente de resistencia al fuego (t_{eq}) y tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF), los cuales ya fueron descritos anteriormente.

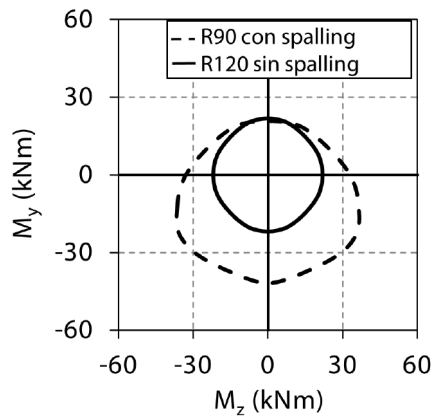


Figura 7.16 Diagramas de interacción de momentos

7.3.2 Estudio paramétrico

Al igual que se ha observado para el *spalling* de esquina en el apartado 7.2, para el *spalling* de superficie, en el caso mostrado en la Figura 7.16, también se ha obtenido un resultado que permite visualizar el concepto de tiempo equivalente de resistencia al fuego (t_{eq}). Por ello, con el objetivo de determinar el tiempo equivalente de resistencia al fuego (t_{eq}) de un rango más amplio de secciones de HA (Tabla 7.4), se ha elaborado una batería de ensayos numéricos, la cual constó de un total de 162 casos. La batería de ensayos abarcó a tres dimensiones de secciones transversales, dos configuraciones de armado para cada sección, que consistían en secciones con ocho barras de armadura, con dos posibles diámetros de las barras (12 mm o 16 mm), además de tres recubrimientos de hormigón, tres niveles de carga y tres tiempos de exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002).

A efectos del estudio, cabe recalcar que el *spalling* de superficie ocurría siempre a 10 min de iniciar el calentamiento (próximo al límite inferior probabilístico establecido en Tabla 7.1). Además, hay que mencionar que el calentamiento de las secciones se corresponde con una exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) por las cuatro caras, y que las propiedades de los materiales a altas temperaturas están basadas en lo dispuesto en la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004). Por último, para todos los casos, la resistencia a compresión a temperatura ambiente del hormigón (f_c) y de las barras de acero (f_y), fueron 30 MPa y 500 MPa, respectivamente.

Tabla 7.4 Variables para el ajuste del *spalling* de superficie

Variable	Valores		
Dimensiones [b x h] (mm)	250x250	300x300	400x400
Recubrimiento de hormigón [u_s] (mm)	30	35	40
Nivel de carga [μ]	0.2	0.4	0.6
Nº de barras [n_b]	---	8	---
Diámetros de barras [\emptyset] (mm)	12	16	---
Tiempos [t] (min)	60	90	120

donde,

μ : está dada por la Ec. 7.2.

Los resultados del análisis numérico de igual manera que para el *spalling* de esquina, están representadas por los tiempos equivalentes de resistencia al fuego (t_{eq}) y el tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF), la cual está dada por la Ec. 7.1.

Los resultados del análisis numérico de las secciones de HA para el tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF), se han graficado en función de las variables consideradas en el estudio (Figura 7.17). En las gráficas, se observa una proporcionalidad positiva de TARF en función del tiempo (t), el recubrimiento mecánico de las barras (u_s) y el diámetro de las barras (\emptyset). También se observa una proporcionalidad inversa en función de las dimensiones de la sección (b). Cabe señalar, que al haber varias variables detrás de escena en cada gráfica, estas pueden incluso interactuar entre sí, por lo tanto, se requiere de un análisis estadístico para unas correctas conclusiones.

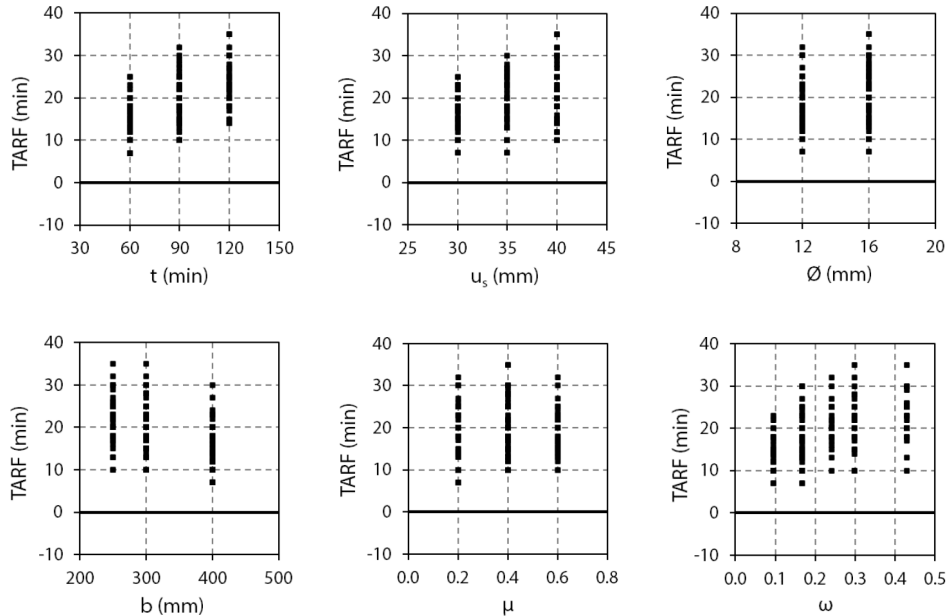


Figura 7.17 Tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF)

7.3.3 Análisis estadístico

De manera similar a lo ejecutado para el *spalling* de esquina, se procedió a realizar un análisis estadístico con los resultados obtenidos para el *spalling* de superficie con el modelo numérico de fibras (MF). Este consistió en:

- Un análisis de las correlaciones entre variables.
- Un modelo de regresión lineal multivariante.

La matriz de correlación entre variables se presenta en la Tabla 7.5, la que fue obtenida con el programa estadístico Statgraphics Centurion 18 (Statgraphics Technologies Inc., 2018). De la matriz se observa, que con respecto a la variable de interés (t_{eq}), las variables que presentan una alta correlación son el tiempo de resistencia al fuego requerido (t), el nivel de carga (μ) y las dimensiones (b). Además, entre estas variables no se observan altas correlaciones entre ellas, que pudiesen ocasionar alguna colinealidad entre dichas variables.

Tabla 7.5 Análisis estadístico: matriz de correlaciones

	t_{eq}	t	ω	u_s	μ	\emptyset	b
t_{eq}							
t							
ω							
u_s							
μ							
\emptyset							
b							

El modelo de regresión lineal multivariante para secciones de HA con *spalling* de superficie, se presenta en la Ec. 7.6, la cual fue desarrollada con el programa estadístico Statgraphics Centurion 18.

$$t_{eq,p} = 1.17 \cdot t + 0.58 \cdot u_s + 12 \cdot \mu - 0.05 \cdot b - 4 \quad t_{eq,p} \geq t \quad \text{Ec. 7.6}$$

donde,

$t_{eq,p}$: tiempo equivalente de resistencia al fuego predicho por el modelo de regresión lineal multivariante, en min.

t : tiempo de resistencia al fuego requerida para una sección de HA en el que se considera la ocurrencia de *spalling*, bajo una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), en min.

u_s : recubrimiento (mecánico) de hormigón de las barras de acero, en mm.

μ : nivel de carga.

b : dimensión de la base de la sección transversal, en mm.

Por lo tanto, el modelo de regresión lineal multivariante está conformado por cuatro variables independientes: t , u_s , μ y b . Lo cual está en línea con lo observado en la matriz de correlación, salvo por la variable u_s , de la que no se apreció una alta correlación con la variable t_{eq} . Pero de la que sí se esperaba una influencia de u_s sobre el tiempo equivalente (t_{eq}), ya que en la Figura 7.17, anteriormente se había observado una proporcionalidad directa entre estas variables.

Al igual que en el modelo de predicción para el *spalling* de esquina, al modelo de regresión lineal multivariante (Ec. 7.6), le fue aplicado un desplazamiento para hacerlo más seguro, estando por tanto las predicciones reunidas entre un 4% por el lado de la inseguridad y del 8% por el lado de la seguridad, exactamente. Tal y como se puede ver en la Figura 7.18 y la Figura 7.19.

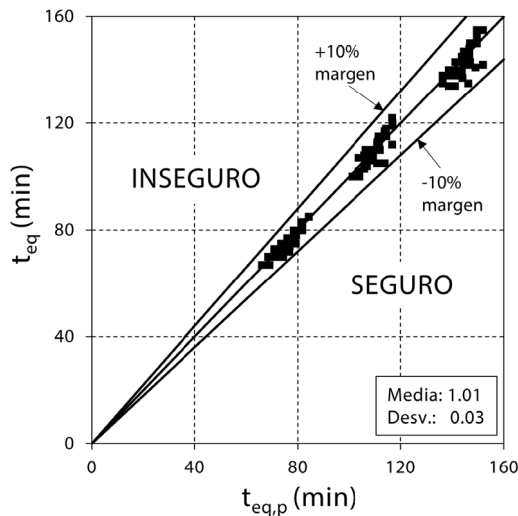


Figura 7.18 Tiempo equivalente (t_{eq}) vs. tiempo equivalente predicho ($t_{eq,p}$)

En la Figura 7.18, se observa que los errores en las predicciones están acotados en los márgenes de $\pm 10\%$, con una media mayor a uno (seguro) y una muy baja variabilidad (desviación estándar de solo 0.03). Para complementar el análisis del error entre las predicciones del modelo y los resultados numéricos, en la Figura 7.19 y la Figura 7.20, se presentan los errores en función de las variables más relevantes del estudio. Los errores en la Figura 7.18 y Figura 7.19 están calculadas de acuerdo con la Ec. 7.4 y en la Figura 7.20 según la Ec. 7.5.

En la Figura 7.19, se observa que por el lado de la inseguridad los errores están acotados a menos del 5%, y por el lado de la seguridad están acotados a menos del 10%. También se observa que para niveles de carga de 0.2 y dimensiones de 400 mm, la variabilidad en los errores es menor. Asimismo, en la Figura 7.20 se observa que los errores están acotados por el lado de la inseguridad en menos de 6 min, y por el lado de la seguridad en 10 min (11 min en solo un caso). Por lo que se puede considerar que el modelo de regresión es preciso y seguro.

Desarrollo de un modelo semiempírico para el dimensionado de pilares rectangulares de hormigón armado en situación accidental de incendio

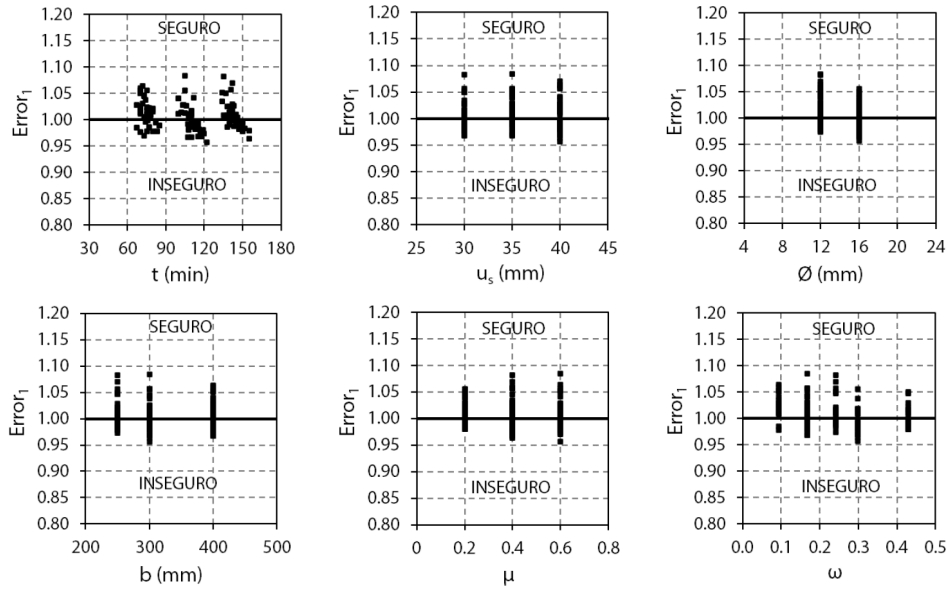


Figura 7.19 Errores de las predicciones en tanto por uno

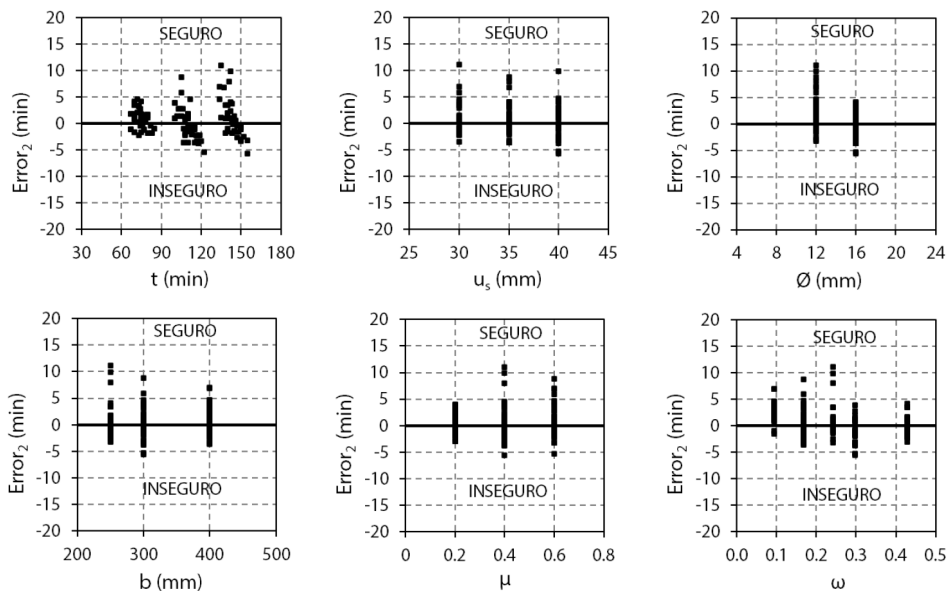


Figura 7.20 Errores de las predicciones en minutos

7.4 Estudio comparativo: *spalling* de esquina y *spalling* de superficie

En esta tesis se han evaluado los efectos adversos de dos configuraciones de armado, solo barras en las esquinas (cuatro barras) y con armadura distribuida en todas las caras (ocho barras). Para los casos de secciones de HA con barras solo en las esquinas, se evaluó el *spalling* de esquina solamente, ya que la pérdida de recubrimiento de las armaduras es lo esencial en este análisis y para estos casos no había armaduras en las caras.

Por otro lado, para las secciones de HA con armaduras repartidas en todas las caras (ocho barras), se observó que tanto el *spalling* de esquina como el *spalling* de superficie perjudicaron significativamente a la resistencia al fuego de las columnas. Por ello, en estos casos es importante evaluar ambos tipos de *spalling* para determinar cuál sería la más perjudicial para la columna de HA evaluada. A razón de mostrar un panorama más general, en la Tabla 7.6, se muestran los tiempos adicionales de resistencia al fuego producto del *spalling* (TARF). Se muestran los 162 casos analizados en el *spalling* de esquina (solo los casos con ocho barras) y los 162 casos analizados para el *spalling* de superficie. Los resultados se han graficados en función del tiempo (t), el recubrimiento de hormigón de las armaduras (u_s) y el nivel de carga (μ).

En la Tabla 7.6, se observa que, para tiempos mayores o iguales a 90 min, los tiempos adicionales de resistencia al fuego (TARF), para todos los casos donde hay presencia de *spalling* de esquina, son menores, lo que se traduce en que el *spalling* de esquina en estos tiempos, es menos perjudicial que los obtenidos con el *spalling* de superficie. Por otro lado, para tiempos de exposición al fuego de 60 min, se observa una mayor interacción entre variables, por lo que la solución sería evaluar en simultáneo los casos en este rango de tiempos (< 90 min) con la Ec. 7.3 y la Ec. 7.6, y seleccionar el tiempo equivalente mayor.

Por último, en este trabajo se propusieron la Ec. 7.3 y la Ec. 7.6, para predecir el tiempo equivalente de resistencia al fuego ($t_{eq,p}$). Ambas ecuaciones se muestran nuevamente a continuación.

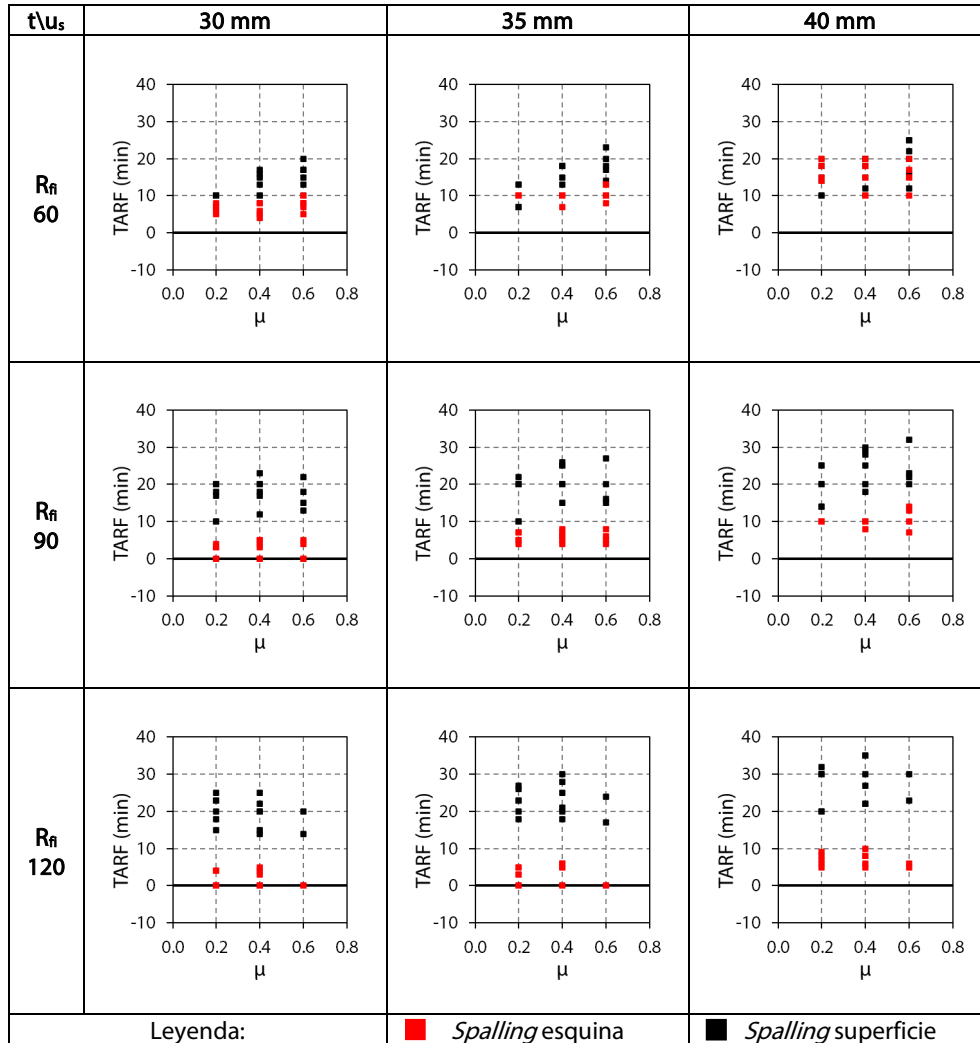
- Para *spalling* de esquina:

$$t_{eq,p} = 0.92 \cdot t + 0.81 \cdot u_s - 1.46 \cdot n_b \quad t_{eq,p} \geq t$$

- Para *spalling* de superficie:

$$t_{eq,p} = 1.17 \cdot t + 0.58 \cdot u_s + 12 \cdot \mu - 0.05 \cdot b - 4 \quad t_{eq,p} \geq t$$

Tabla 7.6 Efectos del *spalling* de esquina y el *spalling* de superficie, sobre el tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF)



Además, para una mejor comprensión del método propuesto, en la Figura 7.21 se muestra el diagrama de flujo para la aplicación del método de predicción del tiempo equivalente de resistencia al fuego ($t_{eq,p}$) de secciones de HA con *spalling* (de esquina y de superficie), bajo un calentamiento por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002).

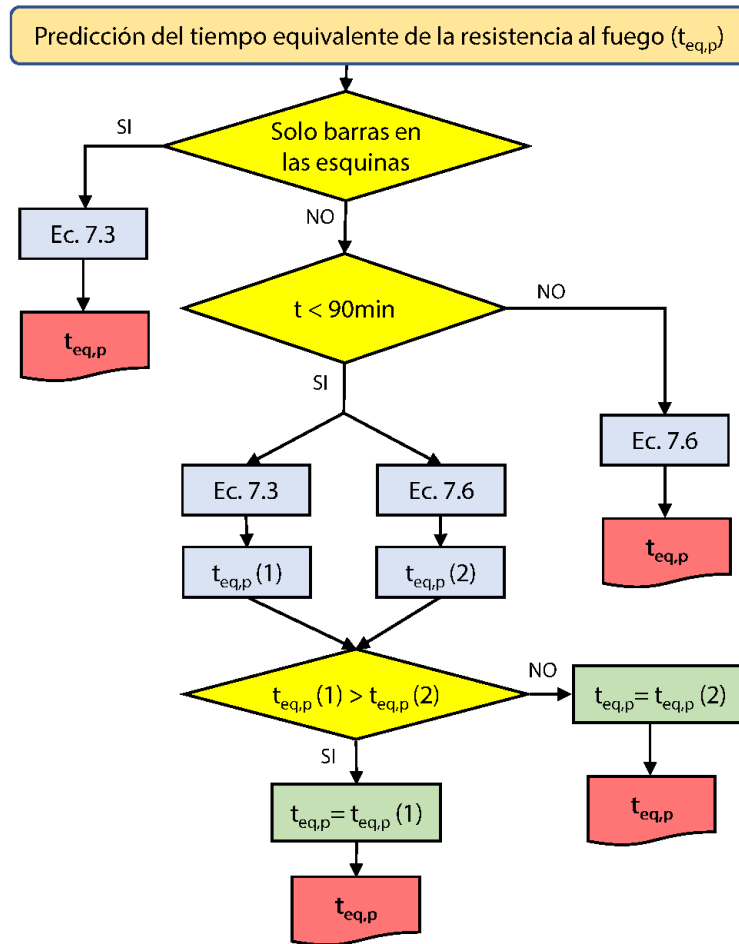


Figura 7.21 Diagrama de flujo para determinar el tiempo equivalente de resistencia al fuego

7.5 Conclusiones

En este capítulo se evaluaron las pérdidas de la resistencia mecánica de secciones de HA, producto de una posible ocurrencia de *spalling* de esquina y *spalling* de superficie. De este estudio se extraen las siguientes conclusiones:

- Primero hay que señalar que el modelo de fibras secuencialmente acoplado desarrollado en esta tesis doctoral, ha demostrado tener la capacidad de generar superficies de interacción que representan la capacidad mecánica de columnas de HA cargadas biaxialmente junto a la ocurrencia de *spalling*.
- El *spalling* tiene un efecto significativo sobre las armaduras debido a la pérdida del recubrimiento de hormigón, lo cual provoca una exposición directa de las barras de acero a la fuente de calor y, por tanto, una rápida pérdida de resistencia mecánica. En cuanto a la pérdida de superficie de hormigón, esta suele ser reducida y, por tanto, su influencia sobre la transmisión de calor a través del hormigón no desconchado, por lo general es baja.
- La capacidad mecánica y la temperatura de las barras de armaduras afectadas por el *spalling* son influenciadas por el tiempo de ocurrencia del *spalling*. Sin embargo, desde los 45 min, el tiempo de inicio del *spalling* no tiene efectos significativos.
- Para una sección de HA con *spalling*, con un nivel de carga dado y un tiempo de resistencia al fuego requerido, es posible encontrar un diagrama de interacción para la misma sección de HA sin *spalling*, el cual es equivalente en el cuadrante más crítico.
- En general, para tiempos de resistencia al fuego requeridos de 90 min o más, el efecto del *spalling* de superficie es más dañino que el *spalling* de esquina, ya que la diferencia entre perder o no el recubrimiento de hormigón de una barra, es más notable en las barras a mitad de cara, esto debido a que en las esquinas se recibe calor de dos direcciones, que produce que incluso aunque no se pierda el recubrimiento, las barras de esquina ya se encuentren muy calientes en esos tiempos.
- El efecto negativo del *spalling* sobre la resistencia de una sección de HA puede ser cuantificado mediante un tiempo adicional de resistencia al fuego (TARF), que oscila entre 0 y 35 min (evaluado hasta un $R_{fi} = 120$ min). El valor exacto de este TARF depende de la configuración de armado, las dimensiones de la sección transversal de la columna de HA y del nivel de carga.
- Las ecuaciones de diseño desarrolladas, para el *spalling* de esquina y de superficie, pueden predecir con precisión el tiempo equivalente de resistencia al fuego por efecto del *spalling* en columnas de HA. Estas ecuaciones pueden ser útiles para los profesionales para cuantificar fácilmente el efecto del *spalling* sin un modelo explícito.

Bibliografía

- Buch, S. H., & Sharma, U. K. (2019). Fire resistance of eccentrically loaded reinforced concrete columns. *Fire Technology*, 55(5), 1517–1552. <https://doi.org/10.1007/s10694-019-00823-x>
- CEN. (2002). EN 1991-1-2:2002 + AC:2013. Acciones en estructuras - Parte 1-2: Acciones en estructuras expuestas al fuego.
- CEN. (2004). EN 1992-1-2:2004 + AC:2008. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 1-2: Reglas generales - Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- Dotrepe, J.-C., Franssen, J.-M., & Vanderzeypen, Y. (1999). Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions. *ACI Structural Journal*, 96(1).
- Dwaikat, M. B., & Kodur, V. K. R. (2009). Hydrothermal model for predicting fire-induced spalling in concrete structural systems. *Fire Safety Journal*, 44(3), 425–434. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2008.09.001>
- FIB. (2007). Bulletin N°38: Fire design of concrete structures-materials, structures and modelling.
- Gil, A. M., Fernandes, B., Bolina, F. L., & Tutikian, B. F. (2018). Experimental analysis of the spalling phenomenon in precast reinforced concrete columns exposed to high temperatures. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 11(4), 856–875. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952018000400011>
- Jansson, R. (2013). Fire spalling of concrete – A historical overview. *MATEC Web of Conferences*, 6, 01001. <https://doi.org/10.1051/mateconf/20130601001>
- Khoury, G. A. (2000). Effect of fire on concrete and concrete structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2(4), 429–447. <https://doi.org/10.1002/pse.51>

Lottman, B. B. G., Koenders, E. A. B., Blom, C. B. M., & Walraven, J. C. (2013). Spalling of concrete due to fire exposure: A coupled fracture mechanics and pore pressure approach. *MATEC Web of Conferences*, 6, 05002. <https://doi.org/10.1051/matecconf/20130605002>

Peña, D., Albero, V., Ibáñez, C., Hospitaler, A., Espinós, A., & Romero, M. (2022a). Efecto del spalling sobre la resistencia a flexión biaxial de pilares de hormigón armado expuestos a fuego. In Consejo Editorial ACHE (Ed.), VIII Congreso de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). <https://doi.org/https://doi.org/10.33586/hya.2022.SANTANDER>

Peña, D., Albero, V., Ibáñez, C., Hospitaler, A., Espinós, A., & Romero, M. (2022b). Efecto del spalling sobre la resistencia a flexión biaxial de pilares de hormigón armado expuestos a fuego. *Hormigón y Acero*, 73(297), 59–64. <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2189>

Peña, D., Ibáñez, C., Albero, V., Espinós, A., Hospitaler, A., & Romero, M. (2020, November 30). Influence of spalling on the biaxial bending resistance of reinforced concrete columns exposed to fire. *Proceedings of the 11th International Conference on Structures in Fire (SiF2020)*. <https://doi.org/10.14264/384eb39>

Simulia Corp. (2012). *Abaqus/ Standard version 6.12 Analysis User's Manual*.

Statgraphics Technologies Inc. (2018). *Statgraphics Centurion 18 (18.1.13)*. <https://www.statgraphics.com/>

The MathWorks Inc. (2020). *Matlab*.

Capítulo 8

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este capítulo se resumen las principales conclusiones y aportaciones de esta tesis doctoral. Además, se sugieren algunas futuras líneas de investigación, con las cuales dar continuidad al trabajo desarrollado en esta tesis.

8.1 Conclusiones y aportaciones

En este trabajo, fue investigado a través de un modelo numérico de fibras (MF), el comportamiento seccional de columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) y similares. El modelo de cálculo avanzado desarrollado constó de un modelo de diferencias finitas acoplado a un modelo numérico de fibras. Este análisis termo - mecánico seccional de columnas de HA, ha incluido la evaluación de situaciones de cargas uniaxiales y biaxiales, además de la consideración de una posible ocurrencia de *spalling* de esquina y de superficie.

El cimiento de esta tesis ha sido el modelo numérico de fibras (MF), del cual han derivado las principales conclusiones y aportaciones, siendo estas:

- La tesis ha tenido un enfoque prescriptivo, es decir, el modelo de incendio se basó en curvas de calentamiento nominales, tales como: ISO 834 (CEN, 2002), ASTM E-119 (ASTM, 2018), ULC S101 (ULC, 2014) y similares.
- Las propiedades de los materiales con las que se construyó el modelo cálculo avanzado (MF), fueron las estipuladas en la norma europea EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004).
- En cuanto a la disponibilidad de resultados experimentales de columnas de HA expuestas al fuego, se encontraron resultados experimentales de columnas de HA expuestas a curvas normalizadas tiempo - temperatura, especialmente sometidos a flexo - compresión recta. Con respecto a flexo - compresión esviada, solo se encontraron dos artículos científicos, donde principalmente se evaluaba el efecto de las restricciones parciales sobre las deformaciones térmicas axiales. Por lo tanto, para la validación del modelo numérico de fibras desarrollado (MF), fue necesario complementarla con resultados numéricos obtenidos por otros autores, así como también incorporar resultados de ensayos experimentales de columnas cortas de HA bajo cargas axiales con doble excentricidad a temperatura ambiente.
- El problema térmico resuelto para obtener el mapa térmico de una sección transversal de una columna de HA, expuesta a una curva normalizada tiempo - temperatura, ha sido una de condición térmica transitoria. La cual es dependiente de las propiedades térmicas del hormigón, la posición y del tiempo. Además, se han asumido las siguientes simplificaciones: la sección de hormigón fue reducida a un cuerpo semi - infinito (justificado en que, en el período de tiempo de interés, no le da tiempo al calor para penetrar completamente la sección transversal de la columna) y las barras de acero de la armadura pasiva a un problema cero - dimensional (la temperatura es la misma es toda la barra de acero, justificado por la alta conductividad térmica del acero y su reducida área transversal). (Wickström, 2016)

- Así también, fueron determinadas las condiciones de contorno del problema térmico de esta tesis, siendo estas del tipo 3b (ver Tabla 3.1), es decir, en su superficie (borde) recibe calor por medio de la convección y la radiación. Asimismo, la condición de contorno ha podido ser simplificado, asumiendo que la temperatura del gas es igual a la temperatura de radiación, justificado porque el calor proviene de una curva normalizada tiempo - temperatura, del cual según la norma EN 1991-1-2:2002+AC:2013 (CEN, 2002), puede asumirse tal simplificación.
- Con respecto a los métodos simplificados de análisis térmico seccional estudiados, en el caso aplicado para un calentamiento unidireccional, se observó que todos los métodos simplificados entregaron resultados seguros y ajustados a los registros experimentales. Por su parte, los resultados obtenidos para un calentamiento bidireccional fueron también ajustados a los registros experimentales.
- En cuanto a los métodos de cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA, se realizó un extenso estado del arte de los métodos de cálculo simplificados y tabulados. Se analizaron cinco métodos simplificados, los cuales están disponibles en la bibliografía tanto científica como normativa, de los cuales se observó que principalmente se subdividen en dos tipos: los que no requieren de un análisis térmico previo y los que sí requieren de un análisis térmico previo al análisis mecánico. Además, es importante señalar que solo el método simplificado de Kodur & Raut (2012) incluye de manera directa el cálculo para casos con cargas axiales con doble excentricidad, el resto de los métodos simplificados solo permiten el cálculo a flexo - compresión recta, confirmando así la casi nula disponibilidad de métodos simplificados de cálculo de columnas de HA bajo flexo - compresión esviada en situación de incendio. Continuando con los métodos tabulados disponibles en los Eurocódigos, se estudiaron: el método A y el método B, disponibles en tres versiones diferentes del Eurocódigo (CEN, 2004, 2019, 2021), de las cuales se concluyó que en cada actualización se trabaja en homologar los métodos de cálculo, además de limitar los casos inseguros que se daban anteriormente. Esto último basado en lo observado en el caso aplicado mostrado en el Capítulo 4.
- El modelo de diferencias finitas implementado demostró reproducir correctamente la respuesta térmica de secciones de hormigón expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), ASTM E-119 (ASTM, 2018) y similares.
- El modelo numérico de fibras (MF) ha mostrado ser capaz de evaluar correctamente secciones de HA sometidas a flexo - compresión esviada en situaciones ambientales y de incendio, respaldados en los resultados obtenidos de la validación realizada con ensayos experimentales a

temperatura ambiente y los resultados numéricos obtenidos por Law & Gillie (2010) a altas temperaturas.

- Del estudio paramétrico con el cual se estudiaron las principales variables que podrían influir sobre la capacidad portante de secciones de HA en situación de incendio, se concluyó que un aumento en los recubrimientos de hormigón de las armaduras (u_s) junto a una correcta disposición de la armadura en la sección ($A_{s,c} / A_s$), permiten mejorar significativamente la resistencia al fuego de secciones de HA bajo flexo - compresión recta y esviada. Por el contrario, se observó que la resistencia a compresión del hormigón (f_c) y la cuantía mecánica de armadura (ω) no influyen significativamente sobre el comportamiento de secciones de HA en situación de incendio.
- Con el método numérico de fibras (MF) se construyó una batería de ensayos numéricos con los que se desarrolló un nuevo método simplificado de cálculo (MS), basados en la ecuación de Bresler (1960) y en la superficie de falla de Bonet et al. (2004). Esta propuesta de método simplificado (MS) se limitó a secciones rectangulares de HA o columnas cortas de HA (efectos de segundo orden despreciables), compuestas por hormigones de resistencia normal con áridos silíceos y expuestos a una curva normalizada tiempo - temperatura por las cuatro caras. El método de cálculo simplificado propuesto es fácil de usar por profesionales del área de la construcción, ya que solo requiere del cálculo mecánico seccional bajo flexión recta, para el cual existen variados métodos de cálculo simplificados disponibles en la bibliografía, como por ejemplo los que se han mostrado en el Capítulo 4. Los autores en base a lo observado en este trabajo sugieren para ello usar el método de las zonas refinado dispuesto en el proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021).
- La aplicación del modelo numérico de fibras (MF) en la evaluación de secciones de HA con *spalling* ha sido satisfactoria. Por lo cual, se ha realizado un segundo estudio paramétrico para estudiar los efectos adversos del *spalling* sobre la capacidad portante de secciones de HA.
- Del segundo estudio paramétrico se observó que el *spalling* afecta de manera muy severa a las barras de armadura expuesta. Por el contrario, sobre la sección de hormigón, su influencia es mínima ya que afecta a un área muy pequeña en comparación con el área total de la sección transversal.
- Por otro lado, del análisis de la influencia del tiempo de ocurrencia del *spalling* sobre la capacidad portante de una sección de HA, se observó que solo es relevante para tiempos requeridos de resistencia al fuego menores a 45 min ($R_{fi} \leq 45$ min), si se considera un rango de tiempo probabilístico de ocurrencia del *spalling* de entre 10 a 30 min (FIB, 2007).
- Del análisis estadístico aplicado a los resultados del segundo estudio paramétrico, se observó la existencia de una buena correlación entre la capacidad portante reducida de una sección de HA debido a la ocurrencia de

spalling y la capacidad portante reducida resultante por un tiempo adicional de exposición al fuego. Por lo cual fue posible proponer expresiones de cálculo analíticas, que permitieran evaluar los efectos adversos del *spalling* de manera simplificada, indirectamente a través de un tiempo adicional de exposición al fuego.

- Del estudio segundo paramétrico y su respectivo análisis estadístico, también se observó que bajo una exposición a una curva normalizada tiempo - temperatura, para tiempos iguales y mayores a 90 min, el *spalling* de superficie causó mayor daño sobre la capacidad portante de las secciones de HA, que lo visto con el *spalling* de esquina. En contraste, para tiempos entre 60 y 90 min de exposición al fuego, la reducción de la capacidad portante de la sección de HA debido al *spalling*, puede ser mayor con cualquiera de los dos tipos de *spalling* estudiados en esta tesis, por lo que se requiere evaluar ambos escenarios y seleccionar el resultado más desfavorable.
- Con respecto a las expresiones analíticas propuestas para evaluar indirectamente los daños del *spalling*, mediante un tiempo adicional de resistencia al fuego. Para el *spalling* de esquina se determinó un modelo de regresión lineal multivariante que depende del tiempo de exposición al fuego (t), del recubrimiento de hormigón de las armaduras (u_s) y del número de barras (n_b). En paralelo, para el *spalling* de superficie, el modelo de regresión lineal multivariante depende del tiempo de exposición al fuego (t), del recubrimiento de las armaduras (u_s), del nivel de carga (μ) y de las dimensiones de la sección transversal de la columna (b).
- En resumen, al aplicar en conjunto el modelo simplificado de cálculo propuesto y las expresiones analíticas que permiten evaluar los efectos del *spalling* de esquina y de superficie, podrían ser útiles para los profesionales para evaluar secciones de HA con una posible ocurrencia de *spalling* bajo flexo - compresión esviada en situación de incendio.

8.2 Futuras líneas de investigación

Considerando como base los objetivos alcanzados en esta tesis, a continuación, se proponen las siguientes futuras líneas de investigación:

- Cálculo del tiempo equivalente a cuatro caras de exposición al fuego, para calentamientos por una, dos o tres caras, tanto en flexo - compresión recta como esviada.
- Estudio de alternativas para incluir el efecto pieza y su esbeltez en el tiempo de resistencia al fuego en el modelo de interacción biaxial, teniendo en cuenta la acción térmica. Se estudiarán y compararán modelos basados en curvatura térmica, excentricidad térmica o factor de amplificación térmico.
- Desarrollo de un modelo numérico 3D basado en fibras - elementos finitos, calibrado con ensayos experimentales disponibles en la bibliografía. Los que serán usados como base para la elaboración de modelos simplificados de diagramas de interacción biaxial, teniendo en cuenta el efecto de la esbeltez. (SAFIR, ABAQUS, FEDEAS).
- Estudio de la influencia de la aplicación de modelos de incendio naturales, basados en curvas paramétricas. Influencia de los diferentes parámetros de las curvas paramétricas en los diagramas de interacción y superficies de falla.
- Análisis de la resistencia residual tanto a nivel seccional como de pieza, y su influencia en los diagramas de interacción biaxial y superficies de falla. Diagrama de interacción biaxial y superficies de falla con una condición térmica estacionaria (estabilizado) y sus factores influyentes.
- Estudio de diferentes escenarios de *spalling*, para evaluar su influencia en el incremento del tiempo de resistencia al fuego requerido. Recogida de información de incendios reales en estructura de hormigón armado, para identificar, tipificar y modelar los tipos de *spalling* observados en columnas de HA, para ser usados como base para la elaboración del modelo.
- Estudio del efecto *spalling* en los diagramas de interacción y superficies de falla, para hormigones de alta resistencia. Es en este tipo de hormigones, donde tiene una mayor incidencia el *spalling*, debido a su reducida porosidad.
- Diseño y desarrollo de una campaña experimental específica de columnas cortas, sin efecto esbeltez, para ajustar y soportar el modelo propuesto. Determinación de los utillajes, instrumentación y equipamiento necesario para la campaña.
- Diseño de una campaña experimental para columnas de HA en flexión biaxial en situación de incendio nominal. Determinación de los utillajes, instrumentación y equipos necesarios para la campaña. Determinación del número, tipo y armado de las columnas a ensayar. Evaluación previa mediante modelos numéricos 3D, además del recalibrado de los modelos 3D.

ANEXOS

En los anexos se presenta la resolución paso a paso de dos problemas de ingeniería de protección contra incendios:

- Un problema de análisis térmico seccional de columnas de HA.
- Un problema de cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA.

El primer problema recoge uno de los casos resueltos en el apartado 3.3 de esta tesis. Para ello, se aplicaron los tres métodos simplificados de análisis térmico, mostrados en el Capítulo 3.

En el segundo problema se calcula la resistencia al fuego de una columna de HA, específicamente el caso evaluado en el apartado 4.5 de esta tesis. Para ello, se aplicaron los métodos simplificados y tabulados de cálculo de la resistencia al fuego de columnas de HA, mostrados en el Capítulo 4.

Métodos simplificados de análisis térmico

En este apartado se desarrolla una versión extendida de la aplicación de los tres métodos simplificados de análisis térmico, presentados en el Capítulo 3. La aplicación se realiza a uno de los casos mostrados en el apartado 3.4 de la tesis doctoral, información que se muestra a continuación.

Datos del caso

La sección de HA a analizar se muestra en la Figura 1. La que se corresponde con la columna N°2 de la batería de ensayos desarrollada por Lie & Irwin (1990). De la cual, se analizará la temperatura en una esquina, en el termopar #23 para un tiempo exposición al fuego de 60 min.

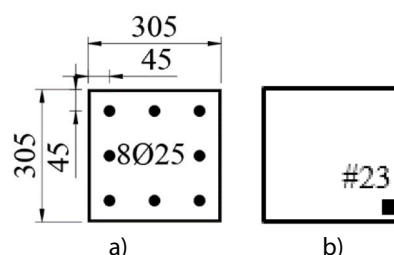


Figura 1 Sección de HA: a) dimensiones; b) posición del termopar

Otras características relevantes del caso a analizar son:

- Hormigón de resistencia normal con áridos silíceos.
- Exposición por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018).
- Posición del termopar #23: (z=278, y= 27) mm, con el origen en la esquina inferior izquierda.
- La temperatura registrada por el termopar #23 fue de 591 °C.

Método de Wickström

Previo al análisis, cabe recordar que el método simplificado de Wickström (1987) es aplicable solo a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) y fuegos naturales. Pero, como la curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018) es similar a la curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), se aplicará de igual manera, ya que los resultados estarán por el lado de la seguridad.

Iniciando con el análisis, es recomendable primero, determinar en qué zona de calentamiento se encuentra, según la Figura 3.14. Con la Ec. 1 se determina la longitud de cada sección de calentamiento, obteniéndose:

$$\delta = (\exp(-4.5) \cdot t)^{0.5} \rightarrow \delta = (\exp(-4.5) \cdot 1)^{0.5} \rightarrow \delta = 0.105 \text{ m} \rightarrow \delta = 105 \text{ mm} \quad \text{Ec. 1}$$

Ya que $\delta < b/2$ y $\delta < h/2$, sería el escenario mostrado en la Figura 3.14a, y además ya que el punto a analizar, su coordenada horizontal es $278 \text{ mm} > (b - \delta)$ y su coordenada vertical es $27 \text{ mm} < \delta$, se correspondería con la zona calentada por la derecha y por abajo, exclusivamente. Con ello las ecuaciones para determinar su temperatura serían:

$$\begin{aligned} \eta_z &= [0.18 \cdot \ln(t / (b - z)^2) - 0.81]^{\text{derecha}} \rightarrow \\ \eta_z &= 0.18 \cdot \ln(1 / (0.305 - 278)^2) - 0.81 \rightarrow \eta_z = 0.49 \end{aligned} \quad \text{Ec. 2}$$

$$\begin{aligned} \eta_y &= [0.18 \cdot \ln(t / y^2) - 0.81]^{\text{abajo}} \rightarrow \\ \eta_y &= 0.18 \cdot \ln(1 / 0.027^2) - 0.81 \rightarrow \eta_y = 0.49 \end{aligned} \quad \text{Ec. 3}$$

$$\eta_w = 1 - 0.0616 \cdot t^{0.88} \rightarrow \eta_w = 1 - 0.0616 \cdot 1^{0.88} \rightarrow \eta_w = 0.938 \quad \text{Ec. 4}$$

La temperatura de la curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 según lo estipulado en el artículo de Wickström (1987), puede aproximarse como:

$$\theta_f = 345 \cdot \log(480 \cdot t + 1) \rightarrow \theta_f = 345 \cdot \log(480 \cdot 1 + 1) \rightarrow \theta_f = 925 \text{ °C} \quad \text{Ec. 5}$$

Por lo que la temperatura en la posición del termopar #23, está dado por la Ec. 6:

$$\begin{aligned} \theta_{zy} &= (\eta_w \cdot (\eta_z + \eta_y - 2 \cdot \eta_z \cdot \eta_y) + \eta_z \cdot \eta_y) \cdot \theta_f \rightarrow \\ \theta_{zy} &= (0.938 \cdot (0.49 + 0.49 - 2 \cdot 0.49 \cdot 0.49) + 0.49 \cdot 0.49) \cdot 925 \rightarrow \theta_{zy} = 656 \text{ °C} \end{aligned} \quad \text{Ec. 6}$$

Por lo tanto, la temperatura obtenida con el método simplificado de Wickström (1987) en la posición del termopar #23, para un tiempo de 60 min, es de 656 °C. El registro de temperatura obtenido en el ensayo fue de 591 °C, por lo cual el error ha correspondido a $656 \text{ °C} / 591 \text{ °C} = 1.11$ (resultado seguro).

Método de Kodur et al.

De acuerdo, con la Figura 3.15, la posición del termopar #23 se encuentra expuesta al fuego por el lado derecho e inferior, es decir, un calentamiento bidireccional. Por lo tanto, la temperatura en el punto analizado se determina con la Ec. 7.

$$\theta_{zy} = c_2 \cdot \left(-1.481 \cdot \eta_z \cdot \eta_y + 0.985 \cdot (\eta_z + \eta_y) + 0.017 \right) \cdot (a \cdot t^n) \quad \text{Ec. 7}$$

La constante c_2 se obtiene de la Tabla 3.3. Para un hormigón de resistencia normal y compuesto por áridos silíceos, se obtiene, por lo tanto, $c_2 = 1.12$.

Con respecto a los valores de a y n , de acuerdo con la Tabla 3.2, para una curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018), se tiene que, $a = 910$ y $n = 0.148$.

Entonces, los valores de η_z y η_y se resuelven con las siguientes ecuaciones.

$$\begin{aligned} \eta_z &= 0.155 \cdot \ln(t / (b - z)^{1.5}) - 0.348 \cdot (b - z)^{0.5} - 0.371 \rightarrow \\ \eta_z &= 0.155 \cdot \ln(1 / (0.305 - 0.278)^{1.5}) - 0.348 \cdot (0.305 - 0.278)^{0.5} - 0.371 \rightarrow \\ \eta_z &= 0.41 \end{aligned} \quad \text{Ec. 8}$$

$$\begin{aligned} \eta_y &= 0.155 \cdot \ln(t / y^{1.5}) - 0.348 \cdot y^{0.5} - 0.371 \rightarrow \\ \eta_y &= 0.155 \cdot \ln(1 / 0.027^{1.5}) - 0.348 \cdot 0.027^{0.5} - 0.371 \rightarrow \\ \eta_y &= 0.41 \end{aligned} \quad \text{Ec. 9}$$

Finalmente, ingresando los resultados en la Ec. 7, se obtiene:

$$\begin{aligned} \theta_{zy} &= 1.12 \cdot (-1.481 \cdot 0.41 \cdot 0.41 + 0.985 \cdot (0.41 + 0.41) + 0.017) \cdot (910 \cdot 1^{0.148}) \\ &\rightarrow \theta_{zy} = 587 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned} \quad \text{Ec. 10}$$

Por lo tanto, la temperatura obtenida con el método simplificado de Kodur et al. (2013), en la posición del termopar #23, para un tiempo de 60 min, es de 587 °C. El registro de temperatura obtenido en el ensayo fue de 591 °C, por lo cual el error ha correspondido a 587 °C / 591 °C = 0.99 (resultado prácticamente idéntico).

Método propuesto en prEN 1992-1-2:2021

Primero he de señalar que este método está limitado solo a la curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), pero dada la similitud en las temperaturas con respecto a la curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018), se aplicará de igual forma, asumiendo que existe un pequeño error por el lado de la seguridad por ello.

Este caso corresponde al caso C de la Figura 3.20. Por lo tanto, para determinar la temperatura se debe aplicar la Ec. 11, y para determinar el efecto esquina, la Ec. 12.

$$\theta(z, y, R_{fi}) = \theta_2(z, R_{fi}) + \theta_2(y, R_{fi}) - \frac{\theta_2(z, R_{fi}) \cdot \theta_2(y, R_{fi})}{\theta_1(0, R_{fi})} + \Delta\theta(z', y', R_{fi}) + 20 \text{ °C} \quad \text{Ec. 11}$$

$$\Delta\theta(z', y', R_{fi}) = \left(345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{8 \cdot R_{fi}}{60} \right) - \theta_1(0, R_{fi}) \right) \cdot \frac{(a_c - z') \cdot (a_c - y')}{a_c^2} \quad \text{Ec. 12}$$

Para el efecto esquina, se tiene que, para un tiempo menor o igual a 60 min, éste afecta como máximo a una distancia $a_c = 0.04$ m (ver Figura 3.21). En el ejemplo la posición del termopar se ubica a 0.027 m del borde en los dos ejes, lo cual es menor a 0.04 m, por lo que $\Delta\theta(z', y', R_{fi}) \neq 0$. Por lo que se deben resolver las siguientes ecuaciones:

$$\theta_1(0, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (R_{fi} - \Delta R_{fi})}{60} \right) \quad \text{Ec. 13}$$

$$\theta_1(z, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (R_{fi} - \Delta R_{fi})}{60} \right) \cdot \exp \left(-z \cdot \sqrt{\frac{0.9 \cdot k}{R_{fi}}} \right) \quad \text{Ec. 14}$$

$$\theta_1(b - z, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (R_{fi} - \Delta R_{fi})}{60} \right) \cdot \exp \left(-(b - z) \cdot \sqrt{\frac{0.9 \cdot k}{R_{fi}}} \right) \quad \text{Ec. 15}$$

$$\theta_1(y, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (R_{fi} - \Delta R_{fi})}{60} \right) \cdot \exp \left(-y \cdot \sqrt{\frac{0.9 \cdot k}{R_{fi}}} \right) \quad \text{Ec. 16}$$

$$\theta_1(h - y, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (R_{fi} - \Delta R_{fi})}{60} \right) \cdot \exp \left(-(h - y) \cdot \sqrt{\frac{0.9 \cdot k}{R_{fi}}} \right) \quad \text{Ec. 17}$$

$$\theta_2(z, R_{fi}) = \theta_1(z, R_{fi}) + \theta_1(b - z, R_{fi}) \quad \text{Ec. 18}$$

$$\theta_2(y, R_{fi}) = \theta_1(y, R_{fi}) + \theta_1(h - y, R_{fi}) \quad \text{Ec. 19}$$

Para las cuales, $z = 0.278$ m, $y = 0.027$ m, $b = h = 0.305$ m, $R_{fi} = 3600$ s, $\Delta R_{fi} = 720$ s, $z' = y' = 0.027$ m y $k = 3.3 \cdot 10^6$ s/m².

De la Ec. 13, se obtiene:

$$\theta_1(0, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (3600 - 720)}{60} \right) \rightarrow \theta_1(0, R_{fi}) = 872 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Ec. 20}$$

De la Ec. 14, se obtiene:

$$\theta_1(z, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (3600 - 720)}{60} \right) \cdot \exp \left(-0.278 \cdot \sqrt{\frac{0.9 \cdot 3.3 \cdot 10^6}{3600}} \right) \rightarrow \theta_1(z, R_{fi}) = 0.30 \text{ } ^\circ\text{C} \approx 0 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Ec. 21}$$

De la Ec. 15, se obtiene:

$$\theta_1(b - z, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (3600 - 720)}{60} \right) \cdot \exp \left(-0.027 \cdot \sqrt{\frac{0.9 \cdot 3.3 \cdot 10^6}{3600}} \right) \rightarrow \theta_1(b - z, R_{fi}) = 402 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Ec. 22}$$

De la Ec. 16, se obtiene:

$$\theta_1(y, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (3600 - 720)}{60} \right) \cdot \exp \left(-0.027 \cdot \sqrt{\frac{0.9 \cdot 3.3 \cdot 10^6}{3600}} \right) \rightarrow \theta_1(y, R_{fi}) = 402 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Ec. 23}$$

De la Ec. 17, se obtiene:

$$\theta_1(h - y, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{7 \cdot (3600 - 720)}{60} \right) \cdot \exp \left(-0.278 \cdot \sqrt{\frac{0.9 \cdot 3.3 \cdot 10^6}{3600}} \right) \rightarrow \theta_1(h - y, R_{fi}) = 0.30 \text{ } ^\circ\text{C} \approx 0 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Ec. 24}$$

De la Ec. 18, se obtiene:

$$\theta_2(z, R_{fi}) = 0 + 402 \rightarrow \theta_2(z, R_{fi}) = 402 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Ec. 25}$$

De la Ec. 19, se obtiene:

$$\theta_2(y, R_{fi}) = 402 + 0 \rightarrow \theta_2(y, R_{fi}) = 402 \text{ °C} \quad \text{Ec. 26}$$

De la Ec. 12, se obtiene:

$$\Delta\theta(z', y', R_{fi}) = \left(345 \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{8 \cdot 3600}{60} \right) - 872 \right) \cdot \frac{(0.04 - 0.027) \cdot (0.04 - 0.027)}{0.04^2} \rightarrow \Delta\theta(z', y', R_{fi}) = 5.6 \text{ °C} \quad \text{Ec. 27}$$

Finalmente, de la Ec. 11, se obtiene:

$$\theta(z, y, R_{fi}) = 402 + 402 - \frac{402 \cdot 402}{872} + 5.6 + 20 \text{ °C} \rightarrow \theta(z, y, R_{fi}) = 644 \text{ °C} \quad \text{Ec. 28}$$

Por lo tanto, la temperatura obtenida con el método simplificado propuesto en proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (CEN, 2021), en la posición del termopar #23, para un tiempo de 60 min, es de 644 °C. El registro de temperatura obtenido en el ensayo fue de 591 °C, por lo cual el error ha correspondido a $644 \text{ °C} / 591 \text{ °C} = 1.09$ (resultado seguro).

Métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego

En este apartado se desarrolla una versión extendida de la aplicación de los cinco métodos simplificados de cálculo de la resistencia al fuego, presentados en el Capítulo 4. La aplicación se realiza al mismo caso mostrados en el apartado 4.5 de la tesis doctoral, información que se muestra a continuación.

Datos del caso

El caso de estudio corresponde a la columna #28, ensayada por Haß (1986) en la Universidad Técnica de Braunschweig. En la Tabla 1 se muestra un extracto de la información correspondiente de la columna ensayada.

Tabla 1 Características y resultados de la columna #28

Fuente: (Haß, 1986)

Lab	#	l m	Extr.	b mm	h mm	n	Ø mm	c mm	e mm	f _c MPa	f _y MPa	N _{exp} kN	R _{fi} min
TUBr	28	3.76	a-a	300	300	6	20	28	5	42.8	452	1695	57

Nota: a-a: apoyos articulados en ambos extremos.

Otros datos y cálculos previos relevantes son: $A_c = b \cdot h = 90000 \text{ mm}^2$ o 0.09 m^2 ; $A_s = 1884 \text{ mm}^2$ o $1.884 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$; $u_s = 38 \text{ mm}$; $\omega = 0.22$; $\omega_g = 2.09\%$; $\lambda = 43.4$; $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$; $k = 1.0$ (a-a); exposición por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002); hormigón con áridos silíceos.

Método simplificado de Dotreppe et al.

Primero se debe comprobar si el método simplificado de Dotreppe et al. (1999), es aplicable al caso de estudio, siendo estos:

- Columnas bajo unas curvas normalizadas tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), ASTM E-119 (ASTM, 2018) y ULC S101 (ULC, 2014).

La curva de calentamiento corresponde a la curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834, por lo que cumple esta condición.

- Columnas de HA bajo flexo - compresión recta.

La columna se encuentra bajo flexo - compresión recta, por lo que cumple esta condición.

- Hormigones de resistencia normal con áridos silíceos.

El hormigón es de resistencia normal con áridos silíceos, por lo que cumple esta condición.

- La esbeltez mecánica de la columna (λ): $\lambda \leq 100$

$\lambda = 43.4 < 100$, por lo que cumple esta condición.

- El área de la sección transversal es: $0.04 \text{ m}^2 \leq A_c \leq 0.2 \text{ m}^2$

$A_c = 0.09 \text{ m}^2$, por lo que cumple esta condición.

- $h / b \geq 1/2$ (con $h \leq b$)

$h / b = 1 > 1/2$, por lo que cumple esta condición.

- La excentricidad de la carga: $e \leq h / 2$

$e = 5 \text{ mm}$ y $h / 2 = 150 \text{ mm} \rightarrow e = 5 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$, por lo que cumple esta condición.

- $e \geq 10 \text{ mm}$ (incluso si la carga es concéntrica).

$e < 10 \text{ mm}$, por lo tanto, se debería asumir a continuación como: $e = 10 \text{ mm}$.

- El recubrimiento de hormigón de las armaduras es: $20 \text{ mm} \leq c \leq 50 \text{ mm}$

$c = 28 \text{ mm}$, por lo que cumple esta condición.

En conclusión, el caso de estudio se encuentra dentro del campo de aplicación del método simplificado de Dotreppe et al.

Prosiguiendo, la expresión que entrega el axial máximo que resiste la columna ($N_{Rd,fi}$) para el tiempo de resistencia al fuego requerido, está dado por la Ec. 29.

$$N_{Rd,fi} = \gamma(t) \cdot \eta(\lambda) \cdot N_{uc}(t) \quad \text{Ec. 29}$$

Por lo que es necesario resolver las siguientes ecuaciones:

$\gamma(t)$ está dado por la Ec. 30, de la cual para $t = 0.95 \text{ h}$, se obtiene:

$$\gamma(t) = \begin{cases} 1 - 0.3 & t \leq 0.5 \text{ h} \\ 0.85 & t > 0.5 \text{ h} \end{cases} \rightarrow \gamma(t) = 0.85 \quad \text{Ec. 30}$$

$\eta(t)$ está dado por la Ec. 32, la cual depende de $\chi(\lambda)$ dado por la Ec. 31, obteniéndose en ambas:

$$\chi(\lambda) = 0.8 \cdot \left(\frac{20}{\lambda}\right)^{0.7} \cdot \left(\frac{225 - c}{200}\right)^5 \rightarrow \chi(\lambda) = 0.8 \cdot \left(\frac{20}{43.4}\right)^{0.7} \cdot \left(\frac{225 - 28}{200}\right)^5 \rightarrow \chi(\lambda) = 0.48 \quad \text{Ec. 31}$$

$$\eta(\lambda) = \chi(\lambda) / \left(1 + (10 \cdot e / h) / \left(\frac{1}{\chi(\lambda)} - 3 \cdot 10^{-5} \cdot \lambda^2\right)\right) \rightarrow \eta(\lambda) = 0.48 / \left(1 + (10 \cdot 10 / 300) / \left(\frac{1}{0.48} - 3 \cdot 10^{-5} \cdot 43.4^2\right)\right) \rightarrow \eta(\lambda) = 0.41 \quad \text{Ec. 32}$$

$N_{uc}(t)$ está dado por la Ec. 33, pero primero se deben resolver de la Ec. 34 a la Ec. 37:

$$N_{uc}(t) = \beta_1(t) \cdot A_c \cdot f_c + \beta_2(t) \cdot A_s \cdot f_y \quad \text{Ec. 33}$$

$$a_1 = 0.3 \cdot A_c^{-0.5} \rightarrow a_1 = 0.3 \cdot 0.09^{-0.5} \rightarrow a_1 = 1 \quad \text{Ec. 34}$$

$$a_2 = A_c^{-0.25} \rightarrow a_2 = 0.09^{-0.25} \rightarrow a_2 = 1.83 \quad \text{Ec. 35}$$

$$\beta_1(t) = \frac{1}{\sqrt{1 + (a_1 \cdot t)^{a_2}}} \rightarrow \beta_1(t) = \frac{1}{\sqrt{1 + (1 \cdot 0.95)^{1.83}}} \rightarrow \beta_1(t) = 0.72 \quad \text{Ec. 36}$$

$$\beta_2(t) = 1 - \frac{0.9 \cdot t}{0.046 \cdot c + 0.111} \rightarrow \beta_2(t) = 1 - \frac{0.9 \cdot 0.95}{0.046 \cdot 28 + 0.111} \rightarrow \beta_2(t) = 0.39 \quad \text{Ec. 37}$$

Por lo que resolviendo la Ec. 33, se obtiene:

$$N_{uc}(t) = 0.72 \cdot 90000 \cdot 42.8 + 0.39 \cdot 1884 \cdot 452 \rightarrow N_{uc}(t) = 3105551 \text{ N} \rightarrow N_{uc}(t) = 3106 \text{ kN} \quad \text{Ec. 38}$$

Finalmente, de la Ec. 29 se obtiene:

$$N_{Rd,fi} = 0.85 \cdot 0.41 \cdot 3106 \rightarrow N_{Rd,fi} = 1082 \text{ kN} \quad \text{Ec. 39}$$

Por lo tanto, con el método simplificado de Dotreppe et al. se obtiene una carga máxima en situación de incendio $N_{Rd,fi} = 1082 \text{ kN}$, lo cual equivale solo al 64% de la carga máxima alcanzada en el ensayo experimental ($N_{exp} = 1695 \text{ kN}$). Con lo cual, se puede concluir que esta predicción es muy conservadora.

Método simplificado de Tan & Yao

Las limitaciones para la aplicación del método simplificado de Tan & Yao (2003) a comprobar son las siguientes:

- Columnas de HA calentadas por una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002) o ASTM E-119 (ASTM, 2018).

La curva de calentamiento corresponde a la curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834, por lo que cumple esta condición.

- Columnas bajo flexo - compresión recta

La columna se encuentra bajo flexo - compresión recta, por lo que cumple esta condición.

- Hormigones de resistencia normal con áridos silíceos

El hormigón es de resistencia normal con áridos silíceos, por lo que cumple esta condición.

- La esbeltez mecánica de la columna (λ): $\lambda \leq 100$

$\lambda = 43.4 < 100$, por lo que cumple esta condición.

- El área de la sección transversal es: $0.04 \text{ m}^2 \leq A_c \leq 0.36 \text{ m}^2$

$A_c = 0.09 \text{ m}^2$, por lo que cumple esta condición.

- La excentricidad de la carga: $e \leq h / 2$

$e = 5 \text{ mm}$ y $h / 2 = 150 \text{ mm} \rightarrow e = 5 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$, por lo que cumple esta condición.

- El recubrimiento de hormigón de las armaduras es: $20 \text{ mm} \leq c \leq 60 \text{ mm}$

$c = 28 \text{ mm}$, por lo que cumple esta condición.

En conclusión, el método simplificado de Tan & Yao es aplicable al caso de estudio.

Continuando, ahora se determina la carga axial máxima resistente para un tiempo específico de exposición al fuego ($N_{Rd,fi}$), con este método simplificado. Para ello, primero se deben obtener las propiedades reducidas de los materiales (de la Ec. 40 a la Ec. 50). Además, como simplificación por el lado de la seguridad, todas las barras de la armadura longitudinal en la sección transversal se han considerado con las mismas propiedades mecánicas que las barras de esquina.

$$\gamma(t) = \begin{cases} 1 - 0.3 & t \leq 0.5 \text{ h} \\ 0.85 & t > 0.5 \text{ h} \end{cases} \rightarrow \gamma(t) = 0.85 \quad \text{Ec. 40}$$

$$\beta_c(t) = \gamma(t) / \sqrt{1 + (0.3 \cdot A_c^{-0.5} \cdot t)^{A_c^{-0.25}}} \rightarrow \beta_c(t) = 0.85 / \sqrt{1 + (0.3 \cdot 0.09^{-0.5} \cdot 0.95)^{0.09^{-0.25}}} \rightarrow \beta_c(t) = 0.61 \quad \text{Ec. 41}$$

$$f_c(t) = \beta_c(t) \cdot f_c \rightarrow f_c(t) = 0.61 \cdot 42.8 \rightarrow f_c(t) = 26.1 \text{ MPa} \quad \text{Ec. 42}$$

$$\beta_{yc}(t) = \gamma(t) \cdot (1 - 0.9 \cdot t / (0.046 \cdot c + 0.11)) \rightarrow \beta_{yc}(t) = 0.85 \cdot (1 - 0.9 \cdot 0.95 / (0.046 \cdot 28 + 0.11)) \rightarrow \beta_{yc}(t) = 0.33 \quad \text{Ec. 43}$$

$$f_{yc}(t) = \beta_{yc}(t) \cdot f_y \rightarrow f_{yc}(t) = 0.33 \cdot 452 \rightarrow f_{yc}(t) = 149 \text{ MPa} \quad \text{Ec. 44}$$

$$\beta_{ES}(t) = 0.8 \cdot \beta_{yc}^2(t) + 0.2 \cdot \beta_{yc}(t) \quad \text{Para armaduras de esquina} \\ \beta_{ES}(t) = 0.8 \cdot 0.33^2 + 0.2 \cdot 0.33 \rightarrow \beta_{ES}(t) = 0.15 \quad \text{Ec. 45}$$

$$E_s(t) = \beta_{ES}(t) \cdot E_s \rightarrow E_s(t) = 0.15 \cdot 200000 \rightarrow E_s(t) = 30000 \text{ MPa} \quad \text{Ec. 46}$$

$$\beta_{Ecl}(t) = (1.1 \cdot A_c^{0.15})^t \cdot \beta_c(t) \rightarrow \beta_{Ecl}(t) = (1.1 \cdot 0.09^{0.15})^{0.95} \cdot 0.61 \rightarrow \beta_{Ecl}(t) = 0.47 \quad \text{Ec. 47}$$

$$E_c = 3320 \cdot \sqrt{f_c} + 6900 \rightarrow E_c = 3320 \cdot \sqrt{42.8} + 6900 \rightarrow E_c = 28620 \text{ MPa} \quad \text{Ec. 48}$$

$$E_c \cdot I = E_c \cdot I_b / 2.5 \rightarrow E_c \cdot I = 28620 \cdot \left(\frac{300 \cdot 300^3}{12} \right) / 2.5 \rightarrow E_c \cdot I = 7.73 \cdot 10^{12} \text{ MPa} \quad \text{Ec. 49}$$

$$(E_c \cdot I)(t) = \beta_{Ecl}(t) \cdot (E_c \cdot I) \rightarrow (E_c \cdot I)(t) = 0.47 \cdot (7.73 \cdot 10^{12}) \rightarrow (E_c \cdot I)(t) = 3.63 \cdot 10^{12} \text{ MPa} \quad \text{Ec. 50}$$

Teniendo las propiedades reducidas de los materiales, se procede al cálculo de los momentos resistentes. Para ello, el primer paso corresponde al cálculo del momento de balanceo (M_b) y el axial de balanceo (N_b), por lo que, a continuación, se calcularán las deformaciones unitarias y fuerzas en el punto de balanceo. El diagrama de las deformaciones y fuerzas en el punto de balanceo de la sección transversal del ejemplo, se presentan en la Figura 2.

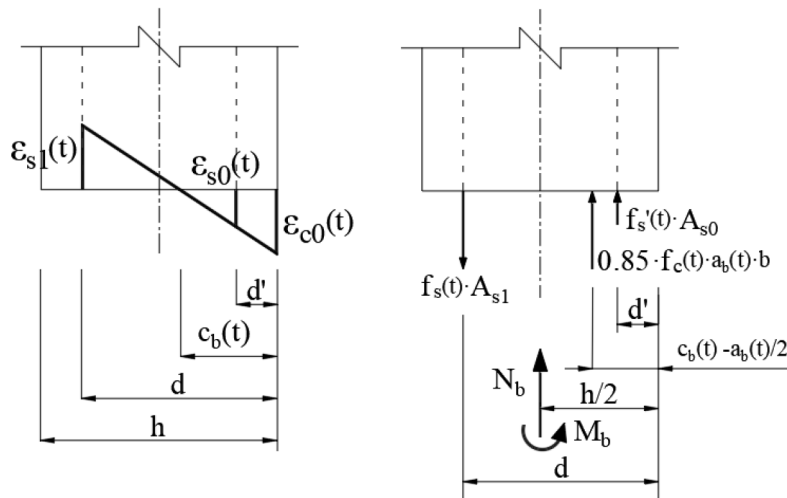


Figura 2 Diagramas de deformaciones y fuerzas en el balanceo

De la Tabla 4.1, se extrae que para $t=57$ min, se obtiene $\epsilon_{c0}(t)=15.5 \cdot 10^{-3}$. También se tiene que la deformación unitaria de fluencia de las barras de acero se corresponde con lo mostrado en la Ec. 51:

$$\epsilon_y(t) = \frac{f_{yc}(t)}{E_s(t)} \rightarrow \epsilon_y(t) = \frac{149}{30000} \rightarrow \epsilon_y(t) = 0.005 \quad \text{Ec. 51}$$

Por lo tanto, se tiene: $\epsilon_{s1}(t) = \epsilon_y(t) \rightarrow \epsilon_{s1}(t) = 0.005$, con lo cual, resolviendo la Ec. 52, se obtiene el largo del eje neutro en el balanceo, $c_b(t)$:

$$\begin{aligned} c_b(t) &= (h - u_s) \cdot \epsilon_{c0}(t) / (\epsilon_{c0}(t) + \epsilon_{s1}(t)) \rightarrow \\ c_b(t) &= ((300 - 38) \cdot 15.5 \cdot 10^{-3}) / (15.5 \cdot 10^{-3} + 5 \cdot 10^{-3}) \rightarrow \\ c_b(t) &= 198 \text{ mm} \end{aligned} \quad \text{Ec. 52}$$

Con el cual ahora se puede calcular el ancho del bloque de compresión, $a_b(t)$, mediante la Ec. 54, con el factor de reducción calculado previamente con la Ec. 53.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \cdot (f_c(t) / 6.9 - 4) \rightarrow \beta_1 = 0.85 - 0.05 \cdot (26.1 / 6.9 - 4) \rightarrow \beta_1 = 0.85, \text{ ya que } 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85 \quad \text{Ec. 53}$$

$$a_b(t) = \beta_1 \cdot c_b(t) \rightarrow a_b(t) = 0.85 \cdot 198 \rightarrow a_b(t) = 168.3 \text{ mm} \quad \text{Ec. 54}$$

Para la deformación unitaria de la fila de barras comprimidas, $\epsilon_{s0}(t)$, se tiene:

$$\epsilon_{s0}(t) = \frac{\epsilon_{c0}(t) \cdot (c_b(t) - u_s)}{c_b(t)} \rightarrow \epsilon_{s0}(t) = \frac{15.5 \cdot 10^{-3} \cdot (198 - 38)}{198} \rightarrow \epsilon_{s0}(t) = 0.0125 > \epsilon_y(t) \quad \text{Ec. 55}$$

Lo siguiente es determinar la carga axial y el momento resiste en el punto de balanceo, para ello se requieren resolver las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$\begin{aligned} N_b(t) &= [0.85 \cdot f_c(t) \cdot a_b(t) \cdot b + A_{s0} \cdot f_s'(t) - A_{s1} \cdot f_y(t)] \cdot 10^{-3} \rightarrow \\ N_b(t) &= [0.85 \cdot 26.1 \cdot 168.3 \cdot 300 + 942 \cdot 149 - 942 \cdot 149] \cdot 10^{-3} \rightarrow \\ N_b(t) &= 1120 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{Ec. 56}$$

$$\begin{aligned} M_b(t) &= \left[0.85 \cdot f_c(t) \cdot a_b(t) \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{a_b(t)}{2} - c_b(t) \right) + A_{s0} \cdot f_s'(t) \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_{s1} \cdot \right. \\ & \left. f_y(t) \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} \rightarrow \\ M_b(t) &= \left[0.85 \cdot 26.1 \cdot 168.3 \cdot 300 \cdot \left(\frac{300}{2} + \frac{168.3}{2} - 198 \right) + 942 \cdot 149 \cdot \right. \\ & \left. \left(\frac{300}{2} - 38 \right) + 942 \cdot 149 \cdot \left(262 - \frac{300}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} \rightarrow M_b(t) = 72 \text{ kNm} \end{aligned} \quad \text{Ec. 57}$$

El siguiente paso consiste en incorporar los efectos de segundo orden, por lo cual, se calcula la carga crítica de Euler, la cual está dada por la Ec. 58. Por su parte, el factor de amplificación de la carga y la excentricidad de la carga amplificada, están dadas por la Ec. 59 y la Ec. 60, respectivamente.

$$N_c(t) = \frac{\pi^2 \cdot (E_c \cdot I)(t)}{(k \cdot l)^2} \cdot 10^{-3} \rightarrow N_c(t) = \frac{\pi^2 \cdot 3.63 \cdot 10^{12}}{(1.0 \cdot 3760)^2} \cdot 10^{-3} \rightarrow N_c(t) = 2535 \text{ kN} \quad \text{Ec. 58}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - N_b(t) / N_c(t)} \rightarrow \delta = \frac{1}{1 - 1120 / 2535} \rightarrow \delta = 1.79 \quad \text{Ec. 59}$$

$$e_d = \delta \cdot e \rightarrow e_d = 1.79 \cdot 5 \rightarrow e_d = 9 \text{ mm} \quad \text{Ec. 60}$$

Además, se tiene que la excentricidad en el balanceo (e_b), está dada por:

$$e_b(t) = M_b(t) / N_b(t) \rightarrow e_b(t) = 72 / 1120 \rightarrow e_b(t) = 0.064 \text{ m} \rightarrow e_b(t) = 64 \text{ mm} \quad \text{Ec. 61}$$

Como valores iniciales se busca la convergencia en el punto de balanceo, punto del que se obtiene:

$$e_d < e_b(t) \rightarrow 9 \text{ mm} < 64 \text{ mm} \quad \text{Ec. 62}$$

Por lo tanto, la sección de HA puede resistir una mayor carga, por lo tanto, se debe aumentar el largo del eje neutro.

De manera análoga pueden usarse los momentos como criterio de convergencia, mediante las siguientes ecuaciones.

$$M_{\text{mag}} = N_b(t) \cdot e_d \rightarrow M_{\text{mag}} = 1120 \text{ kN} \cdot 0.009 \text{ m} \rightarrow M_{\text{mag}} = 10 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 63}$$

$$M_{\text{mag}} < M_b(t) \rightarrow 10 \text{ kNm} < 72 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 64}$$

Comparación del cual se obtiene la misma conclusión, de que se debe aumentar el largo del eje neutro.

Para las iteraciones siguientes (n), en la Figura 3 se muestran los diagramas de deformaciones y fuerzas de las secciones.

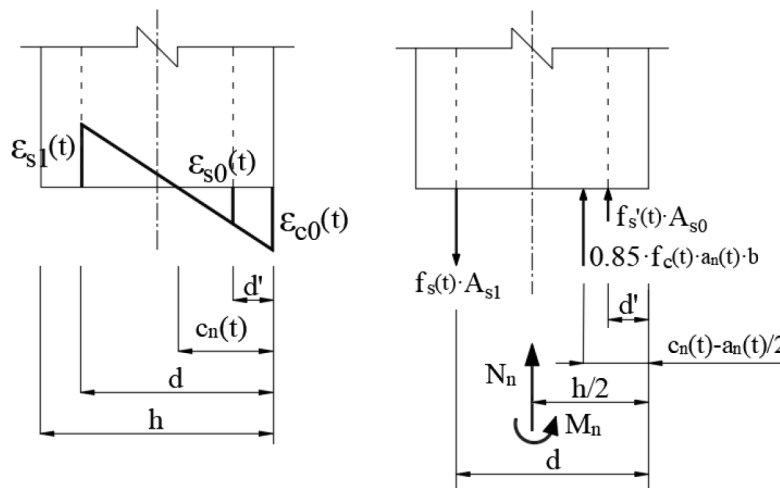


Figura 3 Diagrama de deformaciones y fuerzas en cada iteración n

Para la primera iteración, se tiene que $c_n(t) = 250$ mm, con el cual se obtiene:

$$a_n(t) = \beta_1 \cdot c_n(t) \rightarrow a_n(t) = 0.85 \cdot 250 \rightarrow a_n(t) = 212.5 \text{ mm} \quad \text{Ec. 65}$$

En cuanto a las deformaciones unitarias en las armaduras, estas pueden determinarse en función del largo del eje neutro, con la Ec. 66 y la Ec. 67.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s1}(t) &= \left(\frac{\varepsilon_{c0}(t)}{c_n(t)} \right) \cdot (d - c_n(t)) \rightarrow \varepsilon_{s1}(t) = \left(\frac{15.5 \cdot 10^{-3}}{250} \right) \cdot (262 - 250) \rightarrow \\ \varepsilon_{s1}(t) &= 0.0007 < \varepsilon_y(t) \end{aligned} \quad \text{Ec. 66}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s0}(t) &= \left(\frac{\varepsilon_{c0}(t)}{c_n(t)} \right) \cdot (c_n(t) - d') \rightarrow \varepsilon_{s0}(t) = \left(\frac{15.5 \cdot 10^{-3}}{250} \right) \cdot (250 - 38) \rightarrow \\ \varepsilon_{s0}(t) &= 0.013 > \varepsilon_y(t) \text{ (plastificado)} \end{aligned} \quad \text{Ec. 67}$$

La carga axial y el momento resistente de la sección para la primera iteración están dadas por la Ec. 68 y la Ec. 69, respectivamente.

$$\begin{aligned} N_n(t) &= [0.85 \cdot f_c(t) \cdot a_n(t) \cdot b + A_{s0} \cdot f_s'(t) - A_{s1} \cdot f_y(t)] \cdot 10^{-3} \rightarrow \\ N_n(t) &= [0.85 \cdot 26.1 \cdot 212.5 \cdot 300 + 942 \cdot 149 - 942 \cdot 0.0007 \cdot 30000] \cdot 10^{-3} \rightarrow \\ N_n(t) &= 1536 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{Ec. 68}$$

$$\begin{aligned} M_n(t) &= \left[0.85 \cdot f_c(t) \cdot a_n(t) \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{a_n(t)}{2} - c_n(t) \right) + A_{s0} \cdot f_s'(t) \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_{s1} \cdot \right. \\ & \left. f_y(t) \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} \rightarrow \\ M_n(t) &= \left[0.85 \cdot 26.1 \cdot 212.5 \cdot 300 \cdot \left(\frac{300}{2} + \frac{212.5}{2} - 250 \right) + 942 \cdot 149 \cdot \right. \\ & \left. \left(\frac{300}{2} - 38 \right) + 942 \cdot 0.0007 \cdot 30000 \cdot \left(262 - \frac{300}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} \rightarrow M_n(t) = 27 \text{ kNm} \end{aligned} \quad \text{Ec. 69}$$

Para la primera iteración, el factor de amplificación del momento, junto a la excentricidad y el momento que incluyen los efectos de segundo orden, están dados por las siguientes ecuaciones:

$$\delta = \frac{1}{1 - N_n(t) / N_c(t)} \rightarrow \delta = \frac{1}{1 - 1536 / 2535} \rightarrow \delta = 2.54 \quad \text{Ec. 70}$$

$$e_d = \delta \cdot e \rightarrow e_d = 2.54 \cdot 5 \rightarrow e_d = 12.7 \text{ mm} \quad \text{Ec. 71}$$

$$M_{\text{mag}} = N_n(t) \cdot e_d \rightarrow M_{\text{mag}} = 1536 \text{ kN} \cdot 0.0127 \text{ m} \rightarrow M_{\text{mag}} = 20 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 72}$$

$$M_{\text{mag}} < M_n(t) \rightarrow 20 \text{ kNm} < 27 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 73}$$

De acuerdo con lo observado en la Ec. 73, aunque se está más cerca de la convergencia, nuevamente se debe aumentar el largo del eje neutro.

Para la segunda iteración, se tiene que $c_n(t) = 256 \text{ mm}$, con el cual se obtiene:

$$a_n(t) = \beta_1 \cdot c_n(t) \rightarrow a_n(t) = 0.85 \cdot 256 \rightarrow a_n(t) = 217.6 \text{ mm} \quad \text{Ec. 74}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1}(t) &= \left(\frac{\epsilon_{c0}(t)}{c_n(t)} \right) \cdot (d - c_n(t)) \rightarrow \epsilon_{s1}(t) = \left(\frac{15.5 \cdot 10^{-3}}{256} \right) \cdot (262 - 256) \rightarrow \\ \epsilon_{s1}(t) &= 0.0004 < \epsilon_y(t) \end{aligned} \quad \text{Ec. 75}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s0}(t) &= \left(\frac{\epsilon_{c0}(t)}{c_n(t)} \right) \cdot (c_n(t) - d') \rightarrow \epsilon_{s0}(t) = \left(\frac{15.5 \cdot 10^{-3}}{256} \right) \cdot (256 - 38) \rightarrow \\ \epsilon_{s0}(t) &= 0.013 > \epsilon_y(t) \text{ (plastificado)} \end{aligned} \quad \text{Ec. 76}$$

La carga axial y el momento resistente de la sección para la segunda iteración están dadas por la Ec. 77 y la Ec. 78, respectivamente.

$$\begin{aligned} N_n(t) &= [0.85 \cdot f_c(t) \cdot a_n(t) \cdot b + A_{s0} \cdot f_s'(t) - A_{s1} \cdot f_y(t)] \cdot 10^{-3} \rightarrow \\ N_n(t) &= [0.85 \cdot 26.1 \cdot 217.6 \cdot 300 + 942 \cdot 149 - 942 \cdot 0.0004 \cdot 30000] \cdot 10^{-3} \rightarrow \\ N_n(t) &= 1578 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{Ec. 77}$$

$$\begin{aligned} M_n(t) &= \left[0.85 \cdot f_c(t) \cdot a_n(t) \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{a_n(t)}{2} - c_n(t) \right) + A_{s0} \cdot f_s'(t) \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_{s1} \cdot \right. \\ & \left. f_y(t) \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} \rightarrow \\ M_n(t) &= \left[0.85 \cdot 26.1 \cdot 217.6 \cdot 300 \cdot \left(\frac{300}{2} + \frac{217.6}{2} - 256 \right) + 942 \cdot 149 \cdot \right. \\ & \left. \left(\frac{300}{2} - 38 \right) + 942 \cdot 0.0004 \cdot 30000 \cdot \left(262 - \frac{300}{2} \right) \right] \cdot 10^{-6} \rightarrow M_n(t) = 21 \text{ kNm} \end{aligned} \quad \text{Ec. 78}$$

Para la segunda iteración, el factor de amplificación del momento, junto a la excentricidad y el momento que incluyen los efectos de segundo orden, están dados por las siguientes ecuaciones:

$$\delta = \frac{1}{1 - N_n(t) / N_c(t)} \rightarrow \delta = \frac{1}{1 - 1578 / 2535} \rightarrow \delta = 2.65 \quad \text{Ec. 79}$$

$$e_d = \delta \cdot e \rightarrow e_d = 2.65 \cdot 5 \rightarrow e_d = 13.25 \text{ mm} \quad \text{Ec. 80}$$

$$M_{\text{mag}} = N_n(t) \cdot e_d \rightarrow M_{\text{mag}} = 1578 \text{ kN} \cdot 0.01325 \text{ m} \rightarrow M_{\text{mag}} = 21 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 81}$$

$$M_{\text{mag}} = M_n(t) \rightarrow 21 \text{ kNm} = 21 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 82}$$

Por lo tanto, con el método simplificado de Tan & Yao (2003) se obtiene una carga máxima en situación de incendio $N_{\text{Rd,fi}} = 1578 \text{ kN}$, lo cual equivale al 93% de la carga máxima alcanzada en el ensayo experimental ($N_{\text{exp}} = 1695 \text{ kN}$). Con lo cual, se puede concluir que esta predicción es precisa y segura.

Método simplificado de Kodur & Raut

Las limitaciones para la aplicación del método simplificado de Kodur & Raut (2012) a comprobar son las siguientes:

- Tiempo de resistencia al fuego (R_{fi}): 1 h - 5 h

$R_{\text{fi,exp}} = 57 \text{ min} \approx 1 \text{ h}$ (resultado experimental), por lo que cumpliría esta condición.

- Tipo de exposición al fuego: curva normalizada tiempo - temperatura ASTM E-119 (ASTM, 2018), y escenarios de fuego equivalentes tales como, ISO 834 (CEN, 2002) o alguna otra curva de calentamiento cuyo incremento de temperatura inicial sea de rango similar al de la curva normalizada y tenga una fase de decaimiento

La curva de calentamiento corresponde a la curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834, por lo que cumple esta condición.

- La resistencia a compresión del hormigón a los 28 días (f_{ck}): 25 MPa - 100 MPa

$f_{\text{ck}} = 42.8 \text{ MPa}$, por lo que cumple esta condición.

- Hormigones con áridos silíceos y calizos

El hormigón está conformado por áridos silíceos, por lo que cumple esta condición.

- Tamaño de la columna (cuadrada o rectangular): 200 mm - 600 mm

La sección es de 300x300 mm, por lo que cumple esta condición.

- Cuantía geométrica de armadura (ω_g): 1 - 4%

$\omega_g = 2.09\%$, por lo que cumple esta condición.

- Longitud eficaz de la columna a temperatura ambiente: 2 m – 4.5 m

$l_0 = 3.76$ m, por lo que cumple esta condición.

- Excentricidad de la carga (e_z y e_y): 0 - $0.75 \cdot b$, donde b es la dimensión de la sección transversal de la columna en la dirección de la excentricidad

$e_z = 5$ mm y $0.75 \cdot b = 225$ mm, entonces $e_z < 0.75 \cdot b$, por lo que cumple esta condición.

En conclusión, el método simplificado de Kodur & Raut es aplicable al caso de estudio.

El método simplificado de Kodur & Raut, entrega el tiempo de resistencia al fuego (R_{fi}) de una columna de HA. Para ello, dado que el caso de estudio está bajo una carga excéntrica uniaxial, se debe resolver la Ec. 83.

$$R_{fi} = C_t \cdot [8 \cdot k_{cp} \cdot k_{ec} \cdot (30 - (\lambda + 5) \cdot (L_R - 0.2))]^{0.94} \text{ en min} \quad \text{Ec. 83}$$

donde $C_t = 1.0$ para áridos silíceos.

En cuanto a k_{cp} , este está dado por la Ec. 84, obteniéndose:

$$k_{cp} = \frac{[(c - 82) \cdot (\omega_g + 10.5) + 870]}{390} \rightarrow k_{cp} = \frac{[(28 - 82) \cdot (2.09 + 10.5) + 870]}{390} \rightarrow k_{cp} = 0.49 \quad \text{Ec. 84}$$

Así también, k_{ec} se obtiene con la Ec. 85 y la razón de carga de la columna (L_R) se obtiene mediante la Ec. 86 y la Ec. 87.

$$k_{ec} = \frac{[(\lambda - 243) \cdot (e_z - 768) - 83250]}{99880} \rightarrow k_{ec} = \frac{[(43.4 - 243) \cdot (5 - 768) - 83250]}{99880} \rightarrow k_{ec} = 0.69 \quad \text{Ec. 85}$$

$$N_{\max} = 0.8 \cdot (0.85 \cdot A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_y) \rightarrow N_{\max} = 0.8 \cdot (0.85 \cdot 90000 \cdot 42.8 + 1884 \cdot 452) \cdot 10^{-3} \rightarrow N_{\max} = 3301 \text{ kN} \quad \text{Ec. 86}$$

$$L_R = \frac{N_{exp}}{N_{max}} \rightarrow L_R = \frac{1695}{3301} \rightarrow L_R = 0.51 \quad \text{Ec. 87}$$

Por lo tanto, resolviendo la Ec. 83, se obtiene:

$$R_{fi} = 1.0 \cdot [8 \cdot 0.49 \cdot 0.69 \cdot (30 - (43.4 + 5) \cdot (0.51 - 0.2))]^{0.94} \rightarrow R_{fi} = 32 \text{ min} \quad \text{Ec. 88}$$

Por lo tanto, con el método simplificado de Kodur & Raut se obtiene un tiempo de resistencia al fuego $R_{fi} = 32$ min, lo cual equivale solo al 56% del tiempo resistido en el ensayo experimental ($R_{fi,exp} = 57$ min). Con lo cual, se puede concluir que esta predicción es muy conservadora.

También puede determinarse la carga axial máxima que resistiría la columna para un tiempo $R_{fi} = 57$ min. Para ello se debe igualar la Ec. 83 a 57 min e iterativamente encontrar la carga axial ($N_{Rd,fi}$), con la cual se cumple la igualdad. En la Ec. 89 se presenta la ecuación a igualar y su solución.

$$57 \text{ min} = C_t \cdot [8 \cdot k_{cp} \cdot k_{ec} \cdot (30 - (\lambda + 5) \cdot (L_R - 0.2))]^{0.94} \rightarrow$$

$$57 \text{ min} = 1.0 \cdot [8 \cdot 0.49 \cdot 0.69 \cdot (30 - (43.4 + 5) \cdot (N_{Rd,fi} / 3301 - 0.2))]^{0.94} \rightarrow \quad \text{Ec. 89}$$

$$N_{Rd,fi} = 846 \text{ kN}$$

Por lo tanto, con el método simplificado de Kodur & Raut (2012) se obtiene una carga máxima en situación de incendio $N_{Rd,fi} = 846$ kN, lo cual equivale solo al 50% de la carga máxima alcanzada en el ensayo experimental ($N_{exp} = 1695$ kN). Con lo cual, se puede concluir que esta predicción es muy conservadora.

Método simplificado de la isoterma de 500 °C

Las limitaciones para la aplicación del método simplificado de la isoterma de 500 °C (CEN, 2004b) a comprobar son las siguientes:

- Tipo de fuego a la que se expone la columna de hormigón armado

El caso de estudio está expuesto a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002), la cual es una de las curvas de calentamiento admitidos por el método.

- Dimensiones mínimas

De acuerdo con la Tabla 4.3 la anchura mínima para $R_{fi}=60$ min y una curva normalizada tiempo - temperatura, es de 90 mm, y ya que la sección es de 300x300 mm, cumple con la condición.

En conclusión, el método simplificado de la isoterma de 500 °C es aplicable al caso de estudio.

Como primer paso, se debe realizar un análisis térmico y con ello determinar las dimensiones reducidas de la sección transversal de la columna, además de las temperaturas de las barras de acero (se calcula una temperatura media de las barras de acero). Estas temperaturas se obtienen en esta tesis mediante el método simplificado de Wickström (1987).

El espesor de hormigón dañado se ha determinado calculando dos puntos en la sección transversal donde la temperatura es igual a 500 °C, un primer punto ubicado en la zona de mitad de cara y el otro punto en la zona de esquina, siendo el resultado, la media entre los dos puntos.

Las dimensiones de la sección reducida fueron: $b_{fi} = h_{fi} = 240$ mm y la temperatura media de las barras fueron igual a 444 °C.

Las propiedades de los materiales de acuerdo con la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b), son las siguientes:

- $f_{cd,fi} = 42.8$ MPa
- $f_{sy,\theta} = 407$ MPa
- $E_{s,\theta} = 1.31 \cdot 10^5$ MPa

Las dimensiones de la sección y las principales propiedades de los materiales se muestran en la Figura 4.

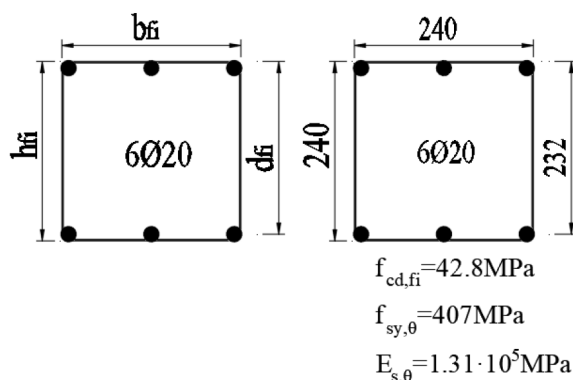


Figura 4 Dimensiones de la sección reducida y principales propiedades de los materiales

El segundo paso corresponde al análisis mecánico de la columna, para ello se evalúa primero para el caso del balanceo, y posteriormente se iterará la sección variando el largo del eje neutro hasta obtener un equilibrio de fuerzas y momentos, incluyendo el efecto pieza.

Para la sección reducida, en la Figura 5 se presenta el diagrama de fuerzas y deformaciones unitarias para todo $x_{fi} < d_{fi}$.

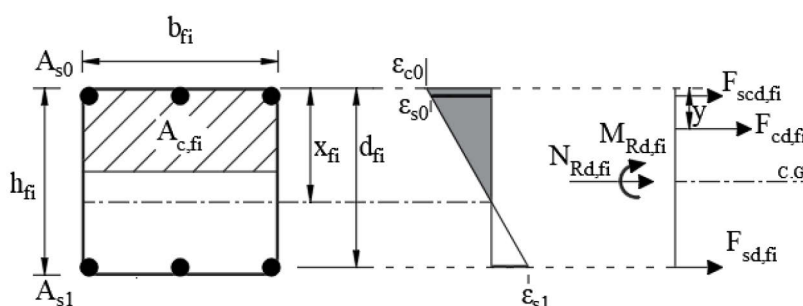


Figura 5 Diagrama de deformaciones unitarias y fuerzas de la sección reducida

Con $\epsilon_{c0} = 0.0035$ y también con A_{s0} y A_{s1} siendo las áreas de las armaduras de compresión y tracción, respectivamente (iguales a 942 mm^2).

Algunos de los parámetros usados en el presente método son los siguientes:

- a_{fi} : recubrimiento mecánico de las armaduras en la sección reducida.
- $A_{c,fi}$: área de la sección de hormigón comprimida correspondiente al bloque rectangular.
- x_{fi} : es el largo del eje neutro de la sección reducida.

Para determinar las fuerzas y momentos en el balanceo, se requieren resolver las siguientes ecuaciones:

$$a_{fi} = u_s - (h - h_{fi})/2 \rightarrow a_{fi} = 38 - (300 - 240)/2 \rightarrow a_{fi} = 8 \text{ mm} \quad \text{Ec. 90}$$

$$\epsilon_{s1} = f_{sy,0} / E_{s,0} \rightarrow \epsilon_{s1} = 407 / (1.31 \cdot 10^5) \rightarrow \epsilon_{s1} = 0.0031 \text{ (límite elástico)} \quad \text{Ec. 91}$$

$$x_{fi} = (\epsilon_{c0} \cdot d_{fi}) / (\epsilon_{c0} + \epsilon_{s1}) \rightarrow x_{fi} = (0.0035 \cdot 232) / (0.0035 + 0.0031) \rightarrow x_{fi} = 123 \text{ mm} \quad \text{Ec. 92}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s0} &= (\epsilon_{c0} / x_{fi}) \cdot (x_{fi} - a_{fi}) \rightarrow \epsilon_{s0} = (0.0035 / 123) \cdot (123 - 8) \rightarrow \\ \epsilon_{s0} &= 0.0033 > 0.0031 \text{ (plastificado)} \end{aligned} \quad \text{Ec. 93}$$

$$y = 0.4 \cdot x_{fi} \rightarrow y = 0.4 \cdot 123 \rightarrow y = 34.1 \text{ mm} \quad \text{Ec. 94}$$

$$\begin{aligned} F_{cd,fi} &= -0.8 \cdot x_{fi} \cdot f_{cd,fi} \cdot b_{fi} \rightarrow F_{cd,fi} = -0.8 \cdot 123 \cdot 42.8 \cdot 240 \rightarrow \\ F_{cd,fi} &= -1010765 \text{ N} \end{aligned} \quad \text{Ec. 95}$$

$$\begin{aligned} F_{scd,fi} &= -A_{s0} \cdot (\epsilon_{s0} \cdot E_{s,\theta} \leq f_{sy,\theta}) \rightarrow F_{scd,fi} = -942 \cdot (0.0033 \cdot 1.31 \cdot 10^5 \leq 407) \rightarrow \\ F_{scd,fi} &= -383394 \text{ N} \end{aligned} \quad \text{Ec. 96}$$

$$\begin{aligned} F_{sd,fi} &= A_{s1} \cdot (\epsilon_{s1} \cdot E_{s,\theta} \leq f_{sy,\theta}) \rightarrow F_{sd,fi} = 942 \cdot (0.0031 \cdot 1.31 \cdot 10^5 \leq 407) \rightarrow \\ F_{sd,fi} &= 383394 \text{ N} \end{aligned} \quad \text{Ec. 97}$$

Con lo cual, la fuerza y el momento de balanceo están dados por:

$$\begin{aligned} N_b &= F_{cd,fi} + F_{scd,fi} + F_{sd,fi} \rightarrow N_b = -1010765 - 383394 + 383394 \rightarrow \\ N_b &= -1010765 \text{ N} \rightarrow N_b = -1011 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{Ec. 98}$$

$$\begin{aligned} M_b &= F_{cd,fi} \cdot \left(y - \frac{h_{fi}}{2}\right) + F_{scd,fi} \cdot \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2}\right) + F_{sd,fi} \cdot \left(d_{fi} - \frac{h_{fi}}{2}\right) \rightarrow \\ M_b &= -1010765 \cdot \left(34.1 - \frac{240}{2}\right) - 383394 \cdot \left(8 - \frac{240}{2}\right) + 383394 \cdot \left(232 - \frac{240}{2}\right) \rightarrow \\ M_b &= 172704970 \text{ Nmm} \rightarrow M_b = 173 \text{ kNm} \end{aligned} \quad \text{Ec. 99}$$

Como siguiente paso, el efecto pieza se calculará mediante el método basado en curvatura nominal (CEN, 2004a), del cual se tiene:

$$e_d = e_0 + e_1 + e_2 \quad \text{Ec. 100}$$

Como valor inicial, se evalúa en el punto de balanceo, del cual se tiene:

$$e_0 = 5 \text{ mm} \quad \text{Ec. 101}$$

$$e_1 = l / 2000 \rightarrow e_1 = 3760 / 2000 \rightarrow e_1 = 1.9 \text{ mm} \quad \text{Ec. 102}$$

$$\kappa = |\epsilon_{c0}| / x_{fi} \rightarrow \kappa = |0.0035| / 123 \rightarrow \kappa = 2.8 \cdot 10^{-5} \quad \text{Ec. 103}$$

$$l_{0,fi} = l_0 \rightarrow l_{0,fi} = k \cdot l \rightarrow l_{0,fi} = 1 \cdot 3760 \rightarrow l_{0,fi} = 3760 \text{ mm} \quad \text{Ec. 104}$$

$$e_2 = \frac{\kappa \cdot l_{0,fi}^2}{10} \rightarrow e_2 = \frac{2.8 \cdot 10^{-5} \cdot 3760^2}{10} \rightarrow e_2 = 39.6 \text{ mm} \quad \text{Ec. 105}$$

Por lo tanto, al resolver la Ec. 100, se obtiene:

$$e_d = 5 + 1.9 + 39.6 \rightarrow e_d = 46.5 \text{ mm} \quad \text{Ec. 106}$$

Con lo cual, el momento magnificado (que incluye los efectos de segundo orden) de acuerdo con la Ec. 107, corresponde a:

$$M_{mag} = -N_b \cdot e_d \rightarrow M_{mag} = 1011 \text{ kN} \cdot 0.0465 \text{ m} \rightarrow M_{mag} = 47 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 107}$$

$$M_{mag} < M_b \rightarrow 47 \text{ kNm} < 173 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 108}$$

Dado que M_{mag} es mayor a M_b , se interpreta que la sección de HA puede resistir una mayor carga, por lo tanto, se debe aumentar el largo del eje neutro, en una siguiente iteración.

Para la primera iteración con $x_{fi} = 200 \text{ mm}$, se obtiene:

$$\begin{aligned} \epsilon_{s0} &= (\epsilon_{c0} / x_{fi}) \cdot (x_{fi} - a_{fi}) \rightarrow \epsilon_{s0} = (0.0035 / 200) \cdot (200 - 8) \rightarrow \\ \epsilon_{s0} &= 0.0034 > 0.0031 \text{ (plastificado)} \end{aligned} \quad \text{Ec. 109}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= (\epsilon_{c0} / x_{fi}) \cdot (d_{fi} - x_{fi}) \rightarrow \epsilon_{s1} = (0.0035 / 200) \cdot (232 - 200) \rightarrow \\ \epsilon_{s1} &= 0.00056 < 0.0031 \text{ (rango elástico)} \end{aligned} \quad \text{Ec. 110}$$

$$y = 0.4 \cdot x_{fi} \rightarrow y = 0.4 \cdot 200 \rightarrow y = 80 \text{ mm} \quad \text{Ec. 111}$$

$$\begin{aligned} F_{cd,fi} &= -0.8 \cdot x_{fi} \cdot f_{cd,fi} \cdot b_{fi} \rightarrow F_{cd,fi} = -0.8 \cdot 200 \cdot 42.8 \cdot 240 \rightarrow \\ F_{cd,fi} &= -1643520 \text{ N} \end{aligned} \quad \text{Ec. 112}$$

$$F_{scd,fi} = -A_{s0} \cdot (\epsilon_{s0} \cdot E_{s,\theta} \leq f_{sy,\theta}) \rightarrow F_{scd,fi} = -942 \cdot (0.0034 \cdot 1.31 \cdot 10^5 \leq 407) \rightarrow$$

$$F_{scd,fi} = -383394 \text{ N} \quad \text{Ec. 113}$$

$$F_{sd,fi} = A_{s1} \cdot (\epsilon_{s1} \cdot E_{s,\theta} \leq f_{sy,\theta}) \rightarrow F_{sd,fi} = 942 \cdot (0.00056 \cdot 1.31 \cdot 10^5 \leq 407) \rightarrow$$

$$F_{sd,fi} = 69105 \text{ N} \quad \text{Ec. 114}$$

Con lo cual, la fuerza y el momento resistente para la primera iteración, están dados por:

$$N_n = F_{cd,fi} + F_{scd,fi} + F_{sd,fi} \rightarrow N_n = -1643520 - 383394 + 69105 \rightarrow$$

$$N_n = -1957809 \text{ N} \rightarrow N_n = -1958 \text{ kN} \quad \text{Ec. 115}$$

$$M_n = F_{cd,fi} \cdot \left(y - \frac{h_{fi}}{2}\right) + F_{scd,fi} \cdot \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2}\right) + F_{sd,fi} \cdot \left(d_{fi} - \frac{h_{fi}}{2}\right) \rightarrow$$

$$M_n = -1643520 \cdot \left(80 - \frac{240}{2}\right) - 383394 \cdot \left(8 - \frac{240}{2}\right) + 69105 \cdot \left(232 - \frac{240}{2}\right) \rightarrow$$

$$M_n = 116420688 \text{ Nmm} \rightarrow M_b = 116 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 116}$$

Al incluir los efectos de segundo orden, se obtiene:

$$e_0 = 5 \text{ mm} \quad \text{Ec. 117}$$

$$e_i = l / 2000 \rightarrow e_i = 3760 / 2000 \rightarrow e_i = 1.9 \text{ mm} \quad \text{Ec. 118}$$

$$\kappa = |\epsilon_{c0}| / x_{fi} \rightarrow \kappa = |0.0035| / 200 \rightarrow \kappa = 1.75 \cdot 10^{-5} \quad \text{Ec. 119}$$

$$l_{0,fi} = l_0 \rightarrow l_{0,fi} = k \cdot l \rightarrow l_{0,fi} = 1 \cdot 3760 \rightarrow l_{0,fi} = 3760 \text{ mm} \quad \text{Ec. 120}$$

$$e_2 = \frac{\kappa \cdot l_{0,fi}^2}{10} \rightarrow e_2 = \frac{1.75 \cdot 10^{-5} \cdot 3760^2}{10} \rightarrow e_2 = 24.7 \text{ mm} \quad \text{Ec. 121}$$

$$e_d = e_0 + e_i + e_2 \rightarrow e_d = 5 + 1.9 + 24.7 \rightarrow e_d = 31.6 \text{ mm} \quad \text{Ec. 122}$$

Con lo cual, el momento magnificado (que incluye los efectos de segundo orden) de acuerdo con la Ec. 123, corresponde a:

$$M_{\text{mag}} = -N_n \cdot e_d \rightarrow M_{\text{mag}} = 1958 \text{ kN} \cdot 0.0316 \text{ m} \rightarrow M_{\text{mag}} = 62 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 123}$$

$$M_{\text{mag}} < M_n \rightarrow 62 \text{ kNm} < 116 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 124}$$

Dado que M_{mag} es mayor a M_n , se interpreta que la sección de HA puede resistir una mayor carga, por lo tanto, se debe aumentar el largo del eje neutro, en una siguiente iteración.

Para la segunda iteración con $x_{fi} = 250 \text{ mm}$, siendo $x_{fi} > h_{fi}$, por tanto, para esta iteración se debe pivotar en C, tal y como se muestra en la Figura 6.

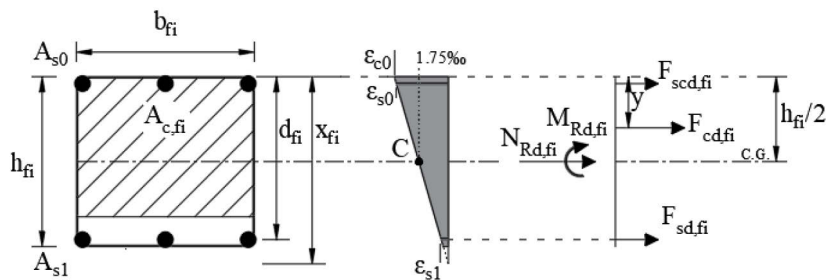


Figura 6 Diagrama de deformaciones unitarias y fuerzas de la sección reducida, para $x_{fi} > h_{fi}$

Para esta segunda iteración, se tienen las siguientes ecuaciones:

$$\epsilon_{c0} = 0.00175 \cdot x_{fi} / (x_{fi} - h_{fi}/2) \rightarrow \epsilon_{c0} = 0.00175 \cdot 250 / (250 - 240/2) \rightarrow \epsilon_{c0} = 0.0034 < 0.0035 \quad \text{Ec. 125}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s0} &= 0.00175 \cdot (x_{fi} - a_{fi}) / (x_{fi} - h_{fi}/2) \rightarrow \\ \epsilon_{s0} &= 0.00175 \cdot (250 - 8) / (250 - 240/2) \rightarrow \\ \epsilon_{s0} &= 0.0032 > 0.0031 \text{ (plastificado)} \end{aligned} \quad \text{Ec. 126}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= -0.00175 \cdot (x_{fi} - d_{fi}) / (x_{fi} - h_{fi}/2) \rightarrow \\ \epsilon_{s1} &= -0.00175 \cdot (250 - 232) / (250 - 240/2) \rightarrow \\ \epsilon_{s1} &= -0.00024 > -0.0031 \text{ (rango elástico de compresión)} \end{aligned} \quad \text{Ec. 127}$$

$$a_b = \left(1 - 0.2 \cdot \frac{h_{fi}}{x_{fi}}\right) \cdot h_{fi} \rightarrow a_b = \left(1 - 0.2 \cdot \frac{240}{250}\right) \cdot 240 \rightarrow a_b = 194 \text{ mm} \quad \text{Ec. 128}$$

con a_b : el largo del bloque rectangular de compresión del hormigón

$$y = a_b / 2 \rightarrow y = 193.9 / 2 \rightarrow y = 97 \text{ mm} \quad \text{Ec. 129}$$

$$F_{cd,fi} = -a_b \cdot f_{cd,fi} \cdot b_{fi} \rightarrow F_{cd,fi} = -194 \cdot 42.8 \cdot 240 \rightarrow F_{cd,fi} = -1992768 \text{ N} \quad \text{Ec. 130}$$

$$F_{scd,fi} = -A_{s0} \cdot (\epsilon_{s0} \cdot E_{s,0} \leq f_{sy,0}) \rightarrow F_{scd,fi} = -942 \cdot (0.0032 \cdot 1.31 \cdot 10^5 \leq 407) \rightarrow F_{scd,fi} = -383394 \text{ N} \quad \text{Ec. 131}$$

$$F_{sd,fi} = A_{s1} \cdot (\epsilon_{s1} \cdot E_{s,0} \geq -f_{sy,0}) \rightarrow F_{sd,fi} = 942 \cdot (-0.00024 \cdot 1.31 \cdot 10^5 \geq -407) \rightarrow F_{sd,fi} = -29616 \text{ N} \quad \text{Ec. 132}$$

Con lo cual, la fuerza y el momento resistente para la primera iteración, están dados por:

$$N_n = F_{cd,fi} + F_{scd,fi} + F_{sd,fi} \rightarrow N_n = -1992768 - 383394 - 29616 \rightarrow N_n = -2405778 \text{ N} \rightarrow N_n = -2406 \text{ kN} \quad \text{Ec. 133}$$

$$M_n = F_{cd,fi} \cdot \left(y - \frac{h_{fi}}{2}\right) + F_{scd,fi} \cdot \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2}\right) + F_{sd,fi} \cdot \left(d_{fi} - \frac{h_{fi}}{2}\right) \rightarrow M_n = -1992768 \cdot \left(97 - \frac{240}{2}\right) - 383394 \cdot \left(8 - \frac{240}{2}\right) - 29616 \cdot \left(232 - \frac{240}{2}\right) \rightarrow M_n = 6210528 \text{ Nmm} \rightarrow M_b = 62 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 134}$$

Al incluir los efectos de segundo orden, se obtiene:

$$e_0 = 5 \text{ mm} \quad \text{Ec. 135}$$

$$e_i = l / 2000 \rightarrow e_i = 3760 / 2000 \rightarrow e_i = 1.9 \text{ mm} \quad \text{Ec. 136}$$

$$\kappa = |\epsilon_{c0}| / x_{fi} \rightarrow \kappa = |0.0034| / 250 \rightarrow \kappa = 1.36 \cdot 10^{-5} \quad \text{Ec. 137}$$

$$l_{0,fi} = l_0 \rightarrow l_{0,fi} = k \cdot l \rightarrow l_{0,fi} = 1 \cdot 3760 \rightarrow l_{0,fi} = 3760 \text{ mm} \quad \text{Ec. 138}$$

$$e_2 = \frac{\kappa \cdot l_{0,fi}^2}{10} \rightarrow e_2 = \frac{1.32 \cdot 10^{-5} \cdot 3760^2}{10} \rightarrow e_2 = 19.2 \text{ mm} \quad \text{Ec. 139}$$

$$e_d = e_0 + e_i + e_2 \rightarrow e_d = 5 + 1.9 + 19.2 \rightarrow e_d = 26.1 \text{ mm} \quad \text{Ec. 140}$$

Con lo cual, el momento magnificado (que incluye los efectos de segundo orden) de acuerdo con la Ec. 141, corresponde a:

$$M_{mag} = -N_n \cdot e_d \rightarrow M_{mag} = 2406 \text{ kN} \cdot 0.0261 \text{ m} \rightarrow M_{mag} = 63 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 141}$$

$$M_{mag} \cong M_n \rightarrow 63 \text{ kNm} \cong 62 \text{ kNm} \quad \text{Ec. 142}$$

Por lo tanto, con el método simplificado de la isoterma de 500 °C se obtiene una carga máxima en situación de incendio $N_{Rd,fi} = 2406 \text{ kN}$, lo cual equivale al 142% de la carga máxima alcanzada en el ensayo experimental ($N_{exp} = 1695 \text{ kN}$). Con lo cual, se puede concluir que esta predicción es insegura.

Método de las zonas refinado del prEN 1992-1-2:2021

Las limitaciones para la aplicación del método de las zonas refinado del prEN 1992-1-2:2021(CEN, 2021) a comprobar son las siguientes:

- Columnas de HA expuestas a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002)

La columna está expuesta a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834, por lo cual cumple esta condición.

- Hormigones de resistencia normal y de alta resistencia

El caso de estudio es una columna de HA de resistencia normal, por lo cual cumple esta condición.

- Secciones transversales de HA con forma rectangular, circular y perfiles que se puedan formar con la suma de secciones rectangulares (Perfiles I y perfiles T)

La columna en análisis es de sección transversal rectangular, por lo que cumple esta condición.

En conclusión, el método en cuestión es aplicable al caso de estudio.

Este método consta de un análisis térmico y posteriormente uno mecánico. El desarrollo de un ejemplo aplicado al análisis térmico de una sección de hormigón se ha realizado ya previamente, por lo que, para este caso de estudio, se presentan directamente los resultados del análisis térmico y solo se trabajará de manera extendida el análisis mecánico.

Las temperaturas necesarias para aplicar la parte del análisis mecánico de la columna de HA y las propiedades termo - mecánicas de los materiales se presentan en la Tabla 2 y la Tabla 3, respectivamente.

Tabla 2 Resultados del análisis térmico

	Centro de la sección	Barras de refuerzo (θ_{sc} y θ_{st})	Punto de referencia T (θ_T)
θ (°C)	61	433	320

Tabla 3 Propiedades termo - mecánicas de los materiales

Hormigón		Barras de refuerzo	
$\epsilon_{c1,\theta}$	$f_{c,\theta}$ MPa	$f_{se,\theta}$ MPa	$E_{s,\theta}$ MPa
0.0033	42.8	330	134000

Nota: las propiedades del hormigón se determinaron en función de la temperatura en el centro de la sección.

Con las propiedades reducidas de los materiales calculadas, se procede a determinar las dimensiones de la sección reducida, mediante las siguientes ecuaciones:

$$a_z = 0.011 \cdot \sqrt{1 + ((R_{fi} - 27)/27) \cdot \sqrt{w} / 0.0125} \rightarrow \text{Ec. 143}$$

$$a_z = 0.011 \cdot \sqrt{1 + ((57 - 27)/27) \cdot \sqrt{0.15} / 0.0125} \rightarrow a_z = 0.024 \text{ m}$$

$$b_{fi} = b - 2 \cdot a_z \rightarrow b_{fi} = 300 - 2 \cdot 24 \rightarrow b_{fi} = 252 \text{ mm} \quad \text{Ec. 144}$$

$$h_{fi} = h - 2 \cdot a_z \rightarrow h_{fi} = 300 - 2 \cdot 24 \rightarrow h_{fi} = 252 \text{ mm} \quad \text{Ec. 145}$$

$$a_{fi} = u_s - a_z \rightarrow a_{fi} = 38 - 24 \rightarrow a_{fi} = 14 \text{ mm} \quad \text{Ec. 146}$$

$$d_{fi} = h_{fi} - a_{fi} \rightarrow d_{fi} = 252 - 14 \rightarrow a_{fi} = 238 \text{ mm} \quad \text{Ec. 147}$$

$$y_T = \min(0.125 \cdot h ; 50) \rightarrow y_T = \min(0.125 \cdot 300 ; 50) \rightarrow y_T = 37.5 \text{ mm} \quad \text{Ec. 148}$$

$$A_{c,fi} = b_{fi} \cdot h_{fi} \rightarrow A_{c,fi} = 252 \cdot 252 \rightarrow A_{c,fi} = 63504 \text{ mm}^2 \quad \text{Ec. 149}$$

Ya que la solución se determinará de manera gráfica, se requiere elaborar el diagrama de interacción M - N y luego trazar sobre ella las rectas de los momentos flectores (que incluyen todas las excentricidades derivadas del efecto pieza), determinando la intersección entre el diagrama y las rectas, iterando hasta su convergencia (valor de carga de diseño sea igual a la capacidad resistente de la columna).

Por lo tanto, lo siguiente es elaborar el del diagrama de interacción M - N de la sección. Para ello se calcularán los siguientes puntos:

- Compresión pura
- Flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $x_{fi} = d_{fi}$
- Flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $\epsilon_{s1,t} = f_{se,\theta} / E_{s,\theta}$
- Flexión simple con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$
- Tracción pura

El cálculo de los puntos necesarios para elaborar el diagrama de interacción M - N se presenta a continuación:

- Compresión pura

Para el caso en compresión pura (ver Figura 7), las deformaciones unitarias corresponden todas a $\epsilon_{c1,\theta}$, es decir, $\epsilon_{c0} = \epsilon_{s0} = \epsilon_{s1,c} = \epsilon_{c1,\theta} = 0.0033$. Además, ya que las armaduras son simétricas, $M_{Rd,fi} = 0$. $N_{Rd,fi}$ esta dado por la Ec. 150.

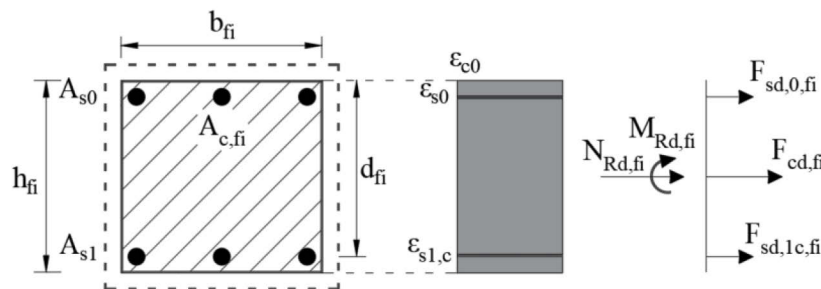


Figura 7 Caso a) compresión pura

$$N_{Rd,fi} = F_{cd,fi} + F_{sd,0,fi} + F_{sd,1c,fi} \quad \text{Ec. 150}$$

$$F_{cd,fi} = -A_{c,fi} \cdot f_{c,\theta} \rightarrow F_{cd,fi} = -63504 \cdot 42.8 \rightarrow F_{cd,fi} = -2717971 \text{ N} \rightarrow F_{cd,fi} = -2718 \text{ kN} \quad \text{Ec. 151}$$

$$F_{sd,0,fi} = \max \left\{ E_{s,\theta} \cdot A_{s0} \cdot \left(\epsilon_{s0} - 1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (\theta_{sc} - 20) \cdot \left(1 - \frac{x_{fi}}{d_{fi}} \right) \right); -A_{s0} \cdot f_{se,\theta} \right\} \rightarrow$$

$$F_{sd,0,fi} = \max \left\{ 134000 \cdot 942 \cdot \left(-0.0033 - 1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (433 - 20) \cdot \left(1 - \frac{14}{238} \right) \right); -942 \cdot 330 \right\} \rightarrow F_{sd,0,fi} = \max \{-1079555; -310860\} \rightarrow F_{sd,0,fi} = -310860 \text{ N} \rightarrow F_{sd,0,fi} = -311 \text{ kN} \quad \text{Ec. 152}$$

$$F_{sd,1c,fi} = \max \{ E_{s,\theta} \cdot \epsilon_{s1,c} \cdot A_{s1}; -A_{s1} \cdot f_{se,\theta} \} \rightarrow$$

$$F_{sd,1c,fi} = \max \{ 134000 \cdot -0.0033 \cdot 942; -942 \cdot 330 \} \rightarrow$$

$$F_{sd,1c,fi} = \max \{-416764; -310860\} \rightarrow F_{sd,1c,fi} = -310860 \text{ N} \rightarrow F_{sd,1c,fi} = -311 \text{ kN} \quad \text{Ec. 153}$$

Por lo cual al resolver la Ec. 150, se obtiene:

$$N_{Rd,fi} = -2718 - 311 - 311 \rightarrow N_{Rd,fi} = -3340 \text{ kN} \quad \text{Ec. 154}$$

b) Flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $x_{fi} = d_{fi}$

Para este caso, se grafican las deformaciones y fuerzas en la Figura 8, para el cual $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta} = 0.0033$ y $x_{fi} = d_{fi} = 238 \text{ mm}$. Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos están dadas por la Ec. 155 y la Ec. 156.

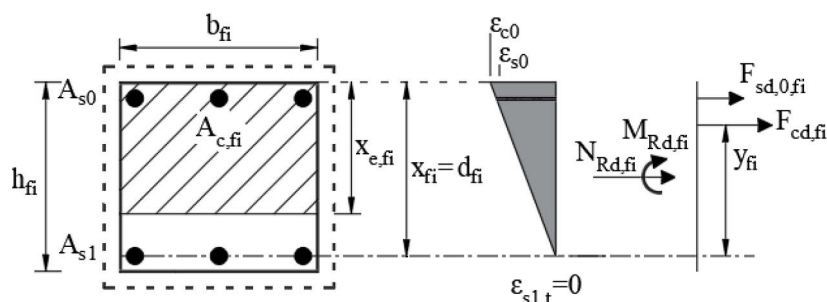


Figura 8 Caso b) flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $x_{fi} = d_{fi}$

$$N_{Rd,fi} = F_{cd,fi} + F_{sd,0,fi} \quad \text{Ec. 155}$$

$$M_{Rd,fi} = \left(\left(x_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) - y_{fi} \right) \cdot F_{cd,fi} + \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,0,fi} \quad \text{Ec. 156}$$

$$\begin{aligned} x_{e,fi} &= \min(0.6 \cdot \epsilon_{c0} / \epsilon_{c1,\theta}; 0.75 - 0.15 \cdot x_{fi} / (d_{fi} + a_{fi})) \cdot x_{fi} \rightarrow \\ x_{e,fi} &= \min(0.6 \cdot 1.0; 0.75 - 0.15 \cdot 238 / (252)) \cdot 238 \rightarrow \\ x_{e,fi} &= \min(0.60; 0.61) \cdot 238 \rightarrow x_{e,fi} = 142.8 \text{ mm} \end{aligned} \quad \text{Ec. 157}$$

$$\begin{aligned} y_{fi} &= \max(0.65; 0.55 - 0.10 \cdot x_{fi} / (d_{fi} + a_{fi})) \cdot x_{fi} \rightarrow \\ y_{fi} &= \max(0.65; 0.55 - 0.10 \cdot 238 / (252)) \cdot 238 \rightarrow \\ y_{fi} &= \max(0.65; 0.64) \cdot 238 \rightarrow y_{fi} = 154.7 \text{ mm} \end{aligned} \quad \text{Ec. 158}$$

$$\epsilon_{s0} = -\epsilon_{c0} \cdot (x_{fi} - a_{fi}) / x_{fi} \rightarrow \epsilon_{s0} = -0.0033 \cdot (238 - 14) / 238 \rightarrow \epsilon_{s0} = -0.0031 \quad \text{Ec. 159}$$

$$\begin{aligned} F_{cd,fi} &= -x_{e,fi} \cdot b_{fi} \cdot f_{c,\theta} \rightarrow F_{cd,fi} = -142.8 \cdot 252 \cdot 42.8 \rightarrow F_{cd,fi} = -1540183 \text{ N} \rightarrow \\ F_{cd,fi} &= -1540 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{Ec. 160}$$

$$\begin{aligned} F_{sd,0,fi} &= \max \left\{ E_{s,\theta} \cdot A_{s0} \cdot \left(\epsilon_{s0} - 1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (\theta_{sc} - 20) \cdot \left(1 - \frac{a_{fi}}{d_{fi}} \right) \right); -A_{s0} \cdot f_{se,\theta} \right\} \rightarrow \\ F_{sd,0,fi} &= \max \left\{ 134000 \cdot 942 \cdot \left(-0.0031 - 1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (433 - 20) \cdot \left(1 - \frac{14}{238} \right) \right); \right. \\ &\quad \left. -942 \cdot 330 \right\} \rightarrow F_{sd,0,fi} = \max \{-1054297; -310860\} \rightarrow F_{sd,0,fi} = -310860 \text{ N} \rightarrow \\ F_{sd,0,fi} &= -311 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{Ec. 161}$$

Por lo cual al resolver la Ec. 155 y la Ec. 156, se obtiene:

$$N_{Rd,fi} = -1540 - 311 \rightarrow N_{Rd,fi} = -1851 \text{ kN} \quad \text{Ec. 162}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,fi} &= \left(\left(238 - \frac{252}{2} \right) - 154.7 \right) \cdot -1540 + \left(14 - \frac{252}{2} \right) \cdot -311 \rightarrow \\ M_{Rd,fi} &= 100590 \text{ kNmm} \rightarrow M_{Rd,fi} = 101 \text{ kNm} \end{aligned} \quad \text{Ec. 163}$$

c) Flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $\epsilon_{s1,t} = f_{se,\theta} / E_{s,\theta}$

Para este caso, se grafican las deformaciones y fuerzas en la Figura 9 para el cual $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta} = 0.0033$ y $\epsilon_{s1,t} = f_{se,\theta} / E_{s,\theta} = 330/134000 = 0.0025$. Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos se corresponden con la Ec. 164 y la Ec. 165, respectivamente.

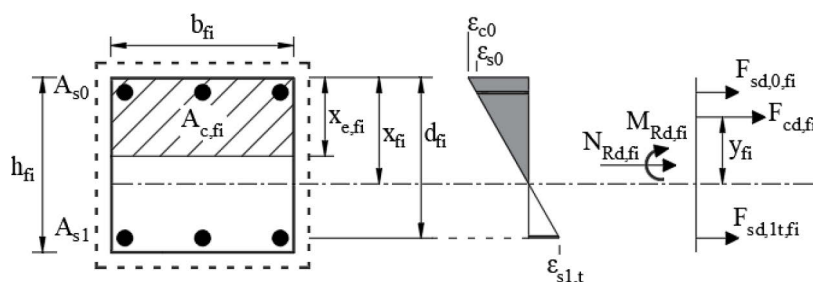


Figura 9 Caso c) flexo - compresión con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$ y $\epsilon_{s1,t} = f_{se,\theta} / E_{s,\theta}$

$$N_{Rd,fi} = F_{cd,fi} + F_{sd,0,fi} + F_{sd,1t,fi} \quad \text{Ec. 164}$$

$$M_{Rd,fi} = \left(\left(x_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) - y_{fi} \right) \cdot F_{cd,fi} + \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,0,fi} + \left(d_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,1t,fi} \quad \text{Ec. 165}$$

$$x_{fi} = d_{fi} \cdot \epsilon_{c0} / (\epsilon_{c0} + \epsilon_{s1,t}) \rightarrow x_{fi} = 238 \cdot 0.0033 / (0.0033 + 0.0025) \rightarrow x_{fi} = 135.4 \text{ mm} \quad \text{Ec. 166}$$

$$\begin{aligned} x_{e,fi} &= \min(0.6 \cdot \epsilon_{c0} / \epsilon_{c1,\theta}; 0.75 - 0.15 \cdot x_{fi} / (d_{fi} + a_{fi})) \cdot x_{fi} \rightarrow \\ x_{e,fi} &= \min(0.6 \cdot 1.0; 0.75 - 0.15 \cdot 135.4 / (252)) \cdot 135.4 \rightarrow \\ x_{e,fi} &= \min(0.60; 0.67) \cdot 135.4 \rightarrow x_{e,fi} = 81.2 \text{ mm} \end{aligned} \quad \text{Ec. 167}$$

$$\begin{aligned} y_{fi} &= \max(0.65; 0.55 - 0.10 \cdot x_{fi} / (d_{fi} + a_{fi})) \cdot x_{fi} \rightarrow \\ y_{fi} &= \max(0.65; 0.55 - 0.10 \cdot 135.4 / (252)) \cdot 135.4 \rightarrow \\ y_{fi} &= \max(0.65; 0.60) \cdot 135.4 \rightarrow y_{fi} = 88 \text{ mm} \end{aligned} \quad \text{Ec. 168}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s0} &= -\epsilon_{c0} \cdot (x_{fi} - a_{fi}) / x_{fi} \rightarrow \epsilon_{s0} = -0.0033 \cdot (135.4 - 14) / 135.4 \rightarrow \\ \epsilon_{s0} &= -0.0030 \end{aligned} \quad \text{Ec. 169}$$

$$F_{cd,fi} = -x_{e,fi} \cdot b_{fi} \cdot f_{c,\theta} \rightarrow F_{cd,fi} = -81.2 \cdot 252 \cdot 42.8 \rightarrow F_{cd,fi} = -875791 \text{ N} \rightarrow \\ F_{cd,fi} = -876 \text{ kN}$$

Ec. 170

$$F_{sd,0,fi} = \max \left\{ E_{s,\theta} \cdot A_{s0} \cdot \left(\epsilon_{s0} - 1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (\theta_{sc} - 20) \cdot \left(1 - \frac{a_{fi}}{d_{fi}} \right) \right); -A_{s0} \cdot f_{se,\theta} \right\} \rightarrow \\ F_{sd,0,fi} = \max \left\{ 134000 \cdot 942 \cdot \left(-0.0030 - 1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (433 - 20) \cdot \left(1 - \frac{14}{238} \right) \right); \right. \\ \left. -942 \cdot 330 \right\} \rightarrow F_{sd,0,fi} = \max \{ -1041069; -310860 \} \rightarrow F_{sd,0,fi} = -310860 \text{ N} \rightarrow \\ F_{sd,0,fi} = -311 \text{ kN}$$

Ec. 171

$$F_{sd,1t,fi} = \min \{ E_{s,\theta} \cdot \epsilon_{s1,t} \cdot A_{s1}; A_{s1} \cdot f_{se,\theta} \} \rightarrow \\ F_{sd,1t,fi} = \min \{ 134000 \cdot 0.0025 \cdot 942; 942 \cdot 330 \} \rightarrow \\ F_{sd,1t,fi} = \min \{ 310860; 310860 \} \rightarrow F_{sd,1t,fi} = 310860 \text{ N} \rightarrow F_{sd,1t,fi} = 311 \text{ kN}$$

Ec. 172

Por lo cual al resolver la Ec. 164 y la Ec. 165, se obtiene:

$$N_{Rd,fi} = -876 - 311 + 311 \rightarrow N_{Rd,fi} = -876 \text{ kN}$$

Ec. 173

$$M_{Rd,fi} = \left(\left(135.4 - \frac{252}{2} \right) - 88 \right) \cdot -876 + \left(14 - \frac{252}{2} \right) \cdot -311 + \left(238 - \frac{252}{2} \right) \cdot 311 \rightarrow$$

Ec. 174

$$M_{Rd,fi} = 138518 \text{ kNmm} \rightarrow M_{Rd,fi} = 139 \text{ kNm}$$

d) Flexión simple con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$

Para este caso, se grafican las deformaciones y fuerzas en la Figura 10, para el cual $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta} = 0.0033$. Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos se corresponden con la Ec. 175 y la Ec. 176, respectivamente.

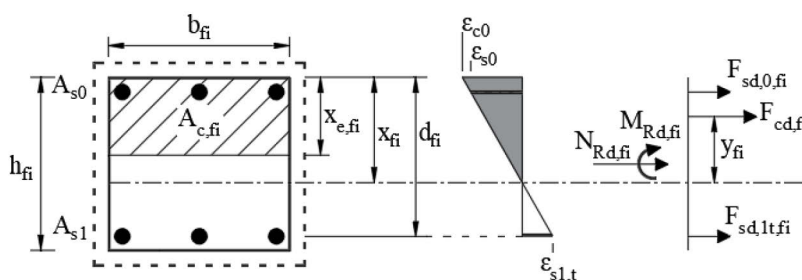


Figura 10 Caso d) flexión simple con $\epsilon_{c0} = \epsilon_{c1,\theta}$

$$N_{Rd,fi} = F_{cd,fi} + F_{sd,0,fi} + F_{sd,1t,fi} = 0 \quad \text{Ec. 175}$$

$$M_{Rd,fi} = \left(\left(x_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) - y_{fi} \right) \cdot F_{cd,fi} + \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,0,fi} + \left(d_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,1t,fi} \quad \text{Ec. 176}$$

Además, las deformaciones unitarias en las barras de refuerzo pueden expresarse en función de x_{fi} , tal como se muestran en la Ec. 177 y la Ec. 178.

$$\epsilon_{s0} = -\epsilon_{c0} \cdot (x_{fi} - a_{fi}) / x_{fi} \quad \text{Ec. 177}$$

$$\epsilon_{s1} = -\epsilon_{c0} \cdot (d_{fi} - x_{fi}) / x_{fi} \quad \text{Ec. 178}$$

Para este caso de flexión simple en una columna de hormigón armado, se asume que las armaduras más traccionadas superan el límite de elasticidad. Además, debido a la compatibilidad de deformaciones, la deformación unitaria en la fila de armaduras más comprimida también plastificaría, con lo cual se obtiene que las fuerzas en las armaduras son:

$$F_{sd,0,fi} = \max \left\{ E_{s,\theta} \cdot A_{s0} \cdot \left(\epsilon_{s0} - 1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (\theta_{sc} - 20) \cdot \left(1 - \frac{a_{fi}}{d_{fi}} \right) \right); -A_{s0} \cdot f_{se,\theta} \right\} \rightarrow \quad \text{Ec. 179}$$

$$F_{sd,0,fi} = -311 \text{ kN}$$

$$F_{sd,1t,fi} = \min\{E_{s,\theta} \cdot \varepsilon_{s1,t} \cdot A_{s1}; A_{s1} \cdot f_{se,\theta}\} \rightarrow F_{sd,1t,fi} = 311 \text{ kN} \quad \text{Ec. 180}$$

Por lo tanto, considerando los supuestos mencionados, de la Ec. 175 se obtiene que $F_{cd,fi} = 0$, con lo cual el momento resistente de acuerdo con la Ec. 176, sería:

$$\begin{aligned} M_{Rd,fi} &= \left(x_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} - y_{fi} \right) \cdot F_{cd,fi} + \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,0,fi} + \left(d_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,1t,fi} \rightarrow \\ M_{Rd,fi} &= \left(x_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} - y_{fi} \right) \cdot 0 + \left(14 - \frac{252}{2} \right) \cdot -311 + \left(238 - \frac{252}{2} \right) \cdot 311 \rightarrow \\ M_{Rd,fi} &= 69659 \text{ kNm} \rightarrow M_{Rd,fi} = 70 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{Ec. 181}$$

e) Tracción pura

Para el caso de tracción pura, tal y como se muestra en la Figura 11, solo aportan resistencia a la tracción, las barras de acero, por lo tanto, la ecuación para determinar la fuerzas axiales y momentos flectores son los siguientes:

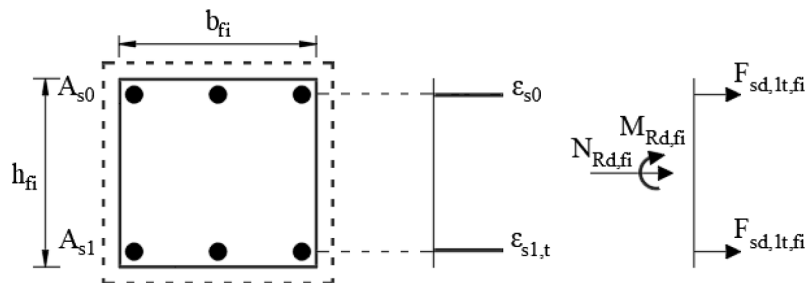


Figura 11 Caso e) tracción pura

$$\begin{aligned} N_{Rd,fi} &= F_{sd,0t,fi} + F_{sd,1t,fi} \rightarrow N_{Rd,fi} = A_{s0} \cdot f_{se,\theta} + A_{s1} \cdot f_{se,\theta} \rightarrow \\ N_{Rd,fi} &= 942 \cdot 330 + 942 \cdot 330 \rightarrow N_{Rd,fi} = 621720 \text{ N} \rightarrow N_{Rd,fi} = 622 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{Ec. 182}$$

$$M_{Rd,fi} = 0 \text{ ya que la sección y el armado son simétricos} \quad \text{Ec. 183}$$

El compendio de resultados de los puntos del diagrama de interacción M - N se presenta en la Tabla 4. En la Figura 12, se muestra el diagrama de interacción M - N de la sección del caso de estudio.

Tabla 4 Puntos del diagrama de interacción M - N de la sección evaluada

Puntos	$N_{Rd,fi}$ kN	$M_{Rd,fi}$ kNm
A	-3340	0
B	-1851	101
C	-876	139
D	0	70
E	622	0

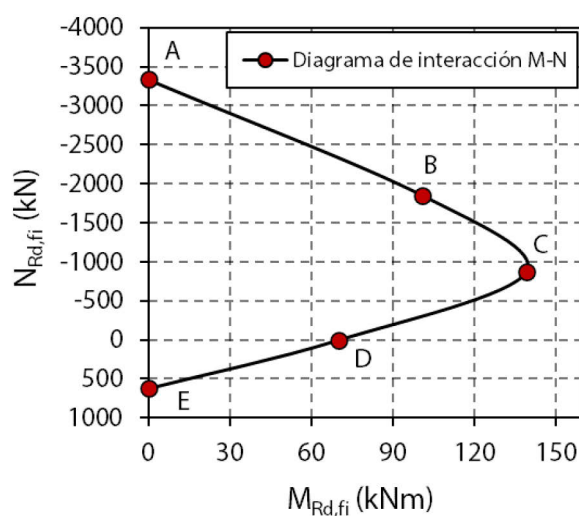


Figura 12 Diagrama de interacción M - N de la sección

En la siguiente parte, se incluye el efecto pieza, para ello se incorporan los efectos de segundo orden, la excentricidad de la carga, la excentricidad producto de las imperfecciones geométricas y la excentricidad térmica.

La excentricidad máxima está dada por la Ec. 184 y el valor de diseño del momento flector ($M_{Ed,fi}$) está dado por la Ec. 185.

$$e_d = e_0 + e_i + e_2 + e_{th} \quad \text{Ec. 184}$$

$$M_{Ed,fi} = -N_{Ed,fi} \cdot e_d \quad \text{Ec. 185}$$

Para las cuales, considerando como punto inicial el punto de balanceo, se requieren calcular las siguientes ecuaciones:

$$e_0 = 5 \text{ mm} \quad \text{Ec. 186}$$

$$e_1 = l / 2000 \rightarrow e_1 = 3760 / 2000 \rightarrow e_1 = 1.9 \text{ mm} \quad \text{Ec. 187}$$

$$\kappa \cong (\epsilon_{c1,\theta} + f_{se,\theta} / E_{s,\theta}) / d_{fi} \rightarrow \kappa \cong (0.0033 + 330/134000) / 238 \rightarrow \kappa \cong 2.42 \cdot 10^{-5} \quad \text{Ec. 188}$$

$$e_2 = \kappa \cdot (l_{0,fi})^2 / c_{\kappa} \rightarrow e_2 = 2.42 \cdot 10^{-5} \cdot (3760)^2 / 10 \rightarrow e_2 = 34.2 \text{ mm} \quad \text{Ec. 189}$$

$$e_{th} = \frac{l_{0,fi}^2}{8} \cdot \max \left\{ \frac{1.2 \cdot 10^{-5} \cdot \max\{(\theta_T - 20), 180\}}{d_{fi} + a_{fi} + a_z - y_T}; \frac{1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (\theta_{st} - 20)}{d_{fi}} \right\} \rightarrow \text{Ec. 190}$$

$$e_{th} = \frac{3760^2}{8} \cdot \max \left\{ \frac{1.2 \cdot 10^{-5} \cdot \max\{(320 - 20), 180\}}{238 + 14 + 24 - 37.5}; \frac{1.35 \cdot 10^{-5} \cdot (433 - 20)}{238} \right\} \rightarrow e_{th} = 41.4 \text{ mm}$$

Con lo cual, al resolver la Ec. 184 y la Ec. 185 se obtienen:

$$e_d = 5 + 1.9 + 34.2 + 41.4 \rightarrow e_d = 82.5 \text{ mm} \quad \text{Ec. 191}$$

$$M_{Ed,fi} = -0.0825 \cdot N_{Ed,fi} \text{ con } N_{Ed,fi} \text{ en kN y } M_{Ed,fi} \text{ en kNm} \quad \text{Ec. 192}$$

Como se señaló anteriormente, la solución se obtiene de manera gráfica, por ello, como valor inicial (evaluado en el punto de balanceo), se debe trazar la recta dada por $M_{Ed,fi} = -N_{Ed,fi} \cdot e_d$ (Ec. 192) y se determina la carga axial de intersección (N_{int}) (Figura 13). En el valor inicial, se ha obtenido que la carga de intersección es $N_{int} = -1480 \text{ kN}$, tal y como se muestra en la Figura 13.

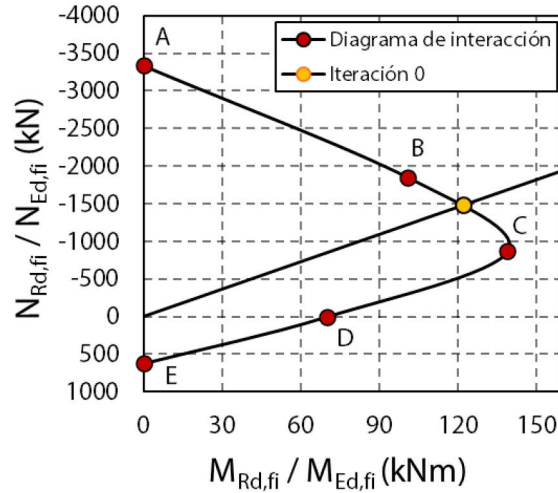


Figura 13 Diagrama de interacción M - N e intersección con el valor inicial

Este proceso iterativo consiste en que la carga axial obtenida de la intersección de la recta y el diagrama de interacción M - N, pasa consecuentemente a ser el axial resistente de la iteración siguiente.

Como se mencionó en el valor inicial, se calculó el efecto pieza para la sección en el punto de balanceo, pero para las iteraciones posteriores, se debe considerar el esquema de deformaciones y fuerzas mostradas en la Figura 14, en la cual $N_{Ed,fi}$ corresponde a la carga axial de intersección de la iteración anterior (N_{int}), tal y como se muestra en la Ec. 193.

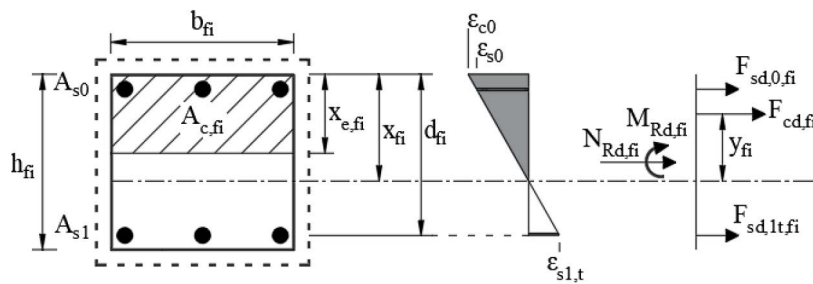


Figura 14 Esquema de deformaciones y fuerzas en la sección, en cada iteración

Para la Figura 14, se tiene que, en cada iteración, $N_{Rd,fi}$ y $M_{Rd,fi}$ están dadas por la Ec. 193 y la Ec. 194.

$$N_{Rd,fi} = F_{cd,fi} + F_{sd,0,fi} + F_{sd,1t,fi} = N_{int} \quad \text{Ec. 193}$$

$$M_{Rd,fi} = \left(\left(x_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) - y_{fi} \right) \cdot F_{cd,fi} + \left(a_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,0,fi} + \left(d_{fi} - \frac{h_{fi}}{2} \right) \cdot F_{sd,1t,fi} \quad \text{Ec. 194}$$

En la Figura 15 y la Tabla 5 se muestran las intersecciones obtenidas gráficamente (N_{int}) y los resultados relevantes obtenidos en cada iteración, respectivamente.

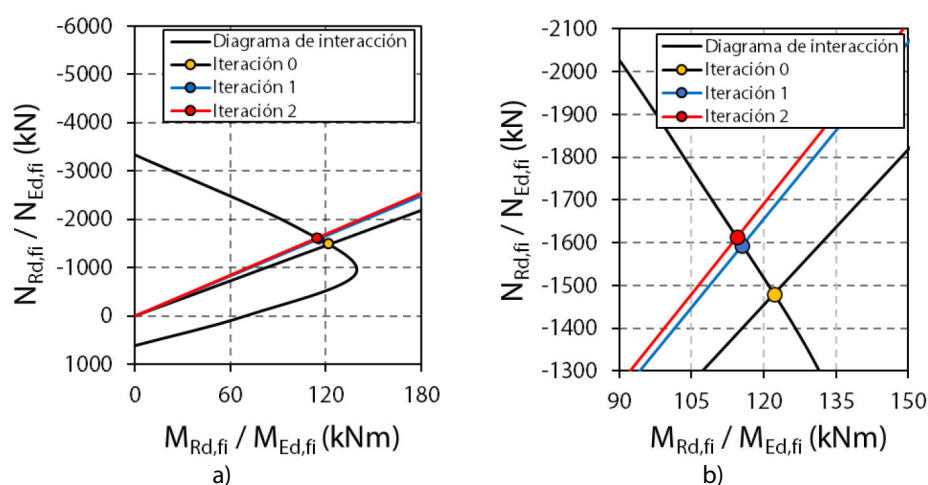


Figura 15 Intersecciones de las rectas (N_{int}) con el diagrama de interacción M - N: a) vista general; b) ampliado

Tabla 5 Resultados de las iteraciones

	Valor inicial	Iteración 1	Iteración 2
x_{fi} (mm)	135.4	193	205.7
$M_{Ed,fi}$ (kNm)	139	121	116
$N_{Ed,fi}$ (kN)	-876	-1480	-1594
κ	$2.42 \cdot 10^{-5}$	$1.71 \cdot 10^{-5}$	$1.6 \cdot 10^{-5}$
e_2 (mm)	34.2	24.2	22.7
e_d (mm)	82.5	72.5	71
M_{int} (kNm)	122	115	114
N_{int} (kN)	-1480	-1594	-1613

Por lo tanto, con el método de las zonas refinado del prEN 1992-1-2:2021, se obtiene una carga máxima en situación de incendio $N_{Rd,fi} = 1613$ kN, lo cual equivale al 95% de la carga máxima alcanzada en el ensayo experimental ($N_{exp} = 1695$ kN). Con lo cual, se puede concluir que esta predicción es precisa y segura.

Métodos tabulados de cálculo de la resistencia al fuego

En este apartado se desarrolla una versión extendida de la aplicación de los cinco métodos tabulados de cálculo de la resistencia al fuego, presentados en el Capítulo 4. La aplicación se realiza al mismo caso mostrados en el apartado 4.5 de la tesis doctoral (también es el mismo caso estudiado con los métodos simplificados en el apartado anterior), información que se muestra a continuación.

Datos del caso

El caso de estudio corresponde a la columna #28, ensayada por Haß (1986) en la Universidad Técnica de Braunschweig. En la Tabla 6 se muestra un extracto de la información correspondiente de la columna ensayada.

Tabla 6 Características y resultados de la columna #28

Fuente: (Haß, 1986)

Lab	#	l m	Extr.	b mm	h mm	n	Ø mm	c mm	e mm	f _c MPa	f _y MPa	N _{exp} kN	R _{fi} min
TUBr	28	3.76	a-a	300	300	6	20	28	5	42.8	452	1695	57

Nota: a-a: apoyos articulados en ambos extremos.

Otros datos y cálculos previos relevantes son: $A_c = b \cdot h = 90000 \text{ mm}^2$ o 0.09 m^2 ; $A_s = 1884 \text{ mm}^2$ o $1.884 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$; $u_s = 38 \text{ mm}$; $\omega = 0.22$; $\omega_g = 2.09\%$; $\lambda = 43.4$; $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$; $k = 1.0$ (a-a); exposición por las cuatro caras a una curva normalizada tiempo - temperatura ISO 834 (CEN, 2002); hormigón con áridos silíceos.

Método A de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (M-A-EC2)

Primero se debe verificar si el caso de estudio se encuentra dentro del campo de aplicación del método, teniendo en cuenta que este método presenta datos tabulados y una formulación, para ello se deben verificar tres características:

- Longitud eficaz en situación de incendio $l_{0,fi} \leq 3 \text{ m}$ para los datos tabulados

Con $l_{0,fi} = k \cdot l \rightarrow l_{0,fi} = 1.0 \cdot 3.76 \text{ m} \rightarrow l_{0,fi} = 3.76 \text{ m} \rightarrow l_{0,fi} > 3 \text{ m}$. Por lo tanto, considerando que la longitud eficaz en situación de incendio es igual a la longitud eficaz a temperatura ambiente, debido a que es un ensayo en laboratorio, el caso de estudio no cumple la condición para aplicar los datos tabulados.

- Longitud eficaz en situación de incendio $l_{0,fi} \leq 6 \text{ m}$ para aplicar la formulación

Con $l_{0,fi} = k \cdot l \rightarrow l_{0,fi} = 1.0 \cdot 3.76 \text{ m} \rightarrow l_{0,fi} = 3.76 \text{ m} \rightarrow l_{0,fi} < 6 \text{ m}$. Por lo tanto, el caso de estudio sí cumple la condición para aplicar la formulación.

- Recubrimiento mecánico de las armaduras: $25 \text{ mm} \leq u_s \leq 80 \text{ mm}$

Ya que $u_s = 38 \text{ mm}$, cumple con la condición.

- Excentricidad máxima de la carga

$e \leq e_{\max}$ donde $e = 5 \text{ mm}$ y $e_{\max} = 0.15 \cdot h \rightarrow e_{\max} = 45 \text{ mm}$. Cumple con la excentricidad máxima de la carga.

- $A_s < 0.04 \cdot A_c$

$A_s = 1884 \text{ mm}^2$ y $0.04 \cdot A_c \rightarrow 0.04 \cdot 90000 \text{ mm}^2 \rightarrow 3600 \text{ mm}^2$. Cumple con la cuantía máxima de armadura.

Por lo tanto, con respecto a la aplicabilidad del método se puede concluir:

- Datos tabulados: el caso de estudio se encuentra fuera de los límites del campo de aplicación.
- Formulación: el caso de estudio se encuentra dentro de los límites del campo de aplicación.

Independiente de su aplicabilidad, a continuación, se evaluará el caso con los datos tabulados y con la formulación.

- Datos tabulados

Primero se necesita determinar μ_{fi} , el cual está dado por la Ec. 195.

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \rightarrow \mu_{fi} = \frac{1695 \text{ kN}}{3766 \text{ kN}} \rightarrow \mu_{fi} = 0.45 \quad \text{Ec. 195}$$

Con N_{Rd} obtenido seccionalmente con el diagrama rectangular e incluyendo los efectos de segundo orden, mediante el método basado en curvatura nominal (CEN, 2004a). Se incluyeron: la excentricidad de la carga, la excentricidad debido a las imperfecciones geométricas y la excentricidad por los efectos de segundo orden.

En la Tabla 4.6, aproximando los valores para $R_{fi} = 60 \text{ min}$ y $\mu_{fi} = 0.5$, se tienen dos soluciones, que las dimensiones mínimas de la sección deberían ser de 200 mm con $u_s \geq 36 \text{ mm}$ o también de 300 mm con $u_s \geq 31 \text{ mm}$. Ambas propuestas son cumplidas por el caso de estudio, ya que las dimensiones de la sección transversal son de 300 mm y $u_s = 38 \text{ mm}$, sin olvidar que previamente se verificó que $l_{0,fi}$ es mayor al permitido por el método con los datos tabulados.

▪ **Formulación**

En la formulación se determina R_{fi} , la cual está dada por la Ec. 196.

$$R_{fi} = 120 \cdot \left(\frac{R_{\mu fi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1.8} \text{ en min} \quad \text{Ec. 196}$$

Para ello se deben resolver las siguientes ecuaciones:

Resolviendo la Ec. 197, se obtiene:

$$R_{\mu fi} = 83 \cdot \left[1.0 - \mu_{fi} \cdot \frac{1 + \omega}{(0.85 / \alpha_{cc}) + \omega} \right] \rightarrow R_{\mu fi} = 83 \cdot \left[1.0 - 0.45 \cdot \frac{1 + 0.22}{(0.85 / 1) + 0.22} \right] \rightarrow R_{\mu fi} = 40.4 \quad \text{Ec. 197}$$

Resolviendo la Ec. 198, se obtiene:

$$R_a = 1.60 \cdot (u_s - 30) \rightarrow R_a = 1.60 \cdot (38 - 30) \rightarrow R_a = 12.8 \quad \text{Ec. 198}$$

Resolviendo la Ec. 199, se obtiene:

$$R_l = 9.60 \cdot (5 - l_{0,fi}) \rightarrow R_l = 9.60 \cdot (5 - 3.76) \rightarrow R_l = 11.9 \quad \text{Ec. 199}$$

Resolviendo la Ec. 200, se obtiene:

$$b' = \frac{2 \cdot A_c}{b + h} \rightarrow b' = \frac{2 \cdot 90000}{300 + 300} \rightarrow b' = 300 \quad \text{Ec. 200}$$

Resolviendo la Ec. 201, se obtiene:

$$R_b = 0.09 \cdot b' \rightarrow R_b = 0.09 \cdot 300 \rightarrow R_b = 27 \quad \text{Ec. 201}$$

Resolviendo la Ec. 202, se obtiene:

$$R_n = \begin{cases} 0 & \text{Para } n = 4 \text{ (solo barras en las esquinas)} \\ 12 & \text{Para } n > 4 \end{cases} \rightarrow R_n = 12 \quad \text{Ec. 202}$$

Por lo que al resolver la Ec. 196, se obtiene:

$$R_{fi} = 120 \cdot \left(\frac{40.4 + 12.8 + 11.9 + 27 + 12}{120} \right)^{1.8} \rightarrow R_{fi} = 93 \text{ min} \quad \text{Ec. 203}$$

Por lo tanto, se obtiene que la columna debería resistir por lo menos 93 min al fuego, lo cual no se cumplió, ya que experimentalmente la columna solo resistió 57 min, con lo cual el resultado obtenido la formulación dada en el M-A-EC2 es insegura.

Método A del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (M-A-prEC2)

Gran parte del M-A-prEC2 (CEN, 2021) es idéntico al M-A-EC2 (CEN, 2004b). Además, teniendo en cuenta que este método presenta en su contenido datos tabulados y una formulación, se deben comprobar los requisitos de aplicación de ambos, siendo en este proyecto de norma los mismos, los cuales son:

- Longitud eficaz a temperatura ambiente (l_0) y en situación de incendio ($l_{0,fi}$)

Se tiene que cumplir que $l_0 \leq 6$ m, donde $l_0 = k \cdot l \rightarrow l_0 = 1.0 \cdot 3.76$ m $\rightarrow l_0 = 3.76$ m $\rightarrow l_0 < 6$ m. Por lo tanto, cumple esta condición.

Así también, se debe cumplir que $l_{0,fi} \leq 3$ m, donde $l_{0,fi} = l_0$, considerando que las condiciones de los apoyos en un ensayo de laboratorio no cambian significativamente en el ensayo, y por tanto $l_{0,fi} = 3.76$ m $\rightarrow l_{0,fi} > 3$ m. Por lo tanto, considerando que la longitud eficaz en situación de incendio ($l_{0,fi}$) es igual a la longitud eficaz a temperatura ambiente (l_0), el caso de estudio no cumple.

- Excentricidad máxima de la carga

$e \leq e_{\max}$ donde $e = 5$ mm y $e_{\max} = 0.25 \cdot h \rightarrow e_{\max} = 75$ mm. Cumple con la excentricidad máxima de la carga.

- $A_s < 0.04 \cdot A_c$

$A_s = 1884$ mm² y $0.04 \cdot A_c \rightarrow 0.04 \cdot 90000$ mm² $\rightarrow 3600$ mm². Cumple con la cuantía máxima de armadura.

Por lo tanto, con respecto a la aplicabilidad del método se puede concluir:

- Datos tabulados: el caso de estudio se encuentra fuera de los límites del campo de aplicación.
- Formulación: el caso de estudio se encuentra fuera de los límites del campo de aplicación.

Por lo tanto, la columna de estudio no podría ser evaluada por el M-A-prEC2. Aun así, se aplicará el método al caso de estudio.

- Datos tabulados

Para los datos tabulados, dados en la Tabla 4.7, se ingresa con los datos $R_{fi}= 60$ min y $\mu_{fi}= 0.5$ (calculado anteriormente), con los que se encuentran dos soluciones, que la sección mínima sea mayor o igual a 200 mm con $u_s \geq 36$ mm, o que la dimensión mínima de la sección sea mayor o igual a 300 mm con $u_s \geq 31$ mm. Ambas opciones son cumplidas por la sección en estudio, cuyas dimensiones son de 300 mm con $u_s= 38$ mm.

Por lo tanto, las soluciones encontradas son inseguras, sin olvidar que, por los requisitos de la longitud eficaz en situación de incendio ($l_{0,fi}$), el método no era aplicable a este caso.

- **Formulación**

La formulación propuesta en el M-A-prEC2 es idéntica a la propuesta con anterioridad a la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008, por lo que el resultado también lo es, siendo este:

$$R_{fi}= 120 \cdot \left(\frac{40.4 + 12.8 + 11.9 + 27 + 12}{120} \right)^{1.8} \rightarrow R_{fi}= 93 \text{ min} \quad \text{Ec. 204}$$

Por lo tanto, también se obtiene que la columna debería resistir por lo menos 93 min al fuego, lo cual no se cumplió, ya que experimentalmente la columna solo resistió 57 min, con lo cual el resultado obtenido la formulación dada en el M-A-prEC2 es insegura, aunque en esta oportunidad existe la salvedad de que la formulación del M-A-prEC2 no era aplicable al caso de estudio.

Método B de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (M-B-EC2)

Los requisitos para verificar si el caso de estudio se encuentra dentro del campo de aplicación de la Tabla 5.2b del método B (Tabla 4.9 de esta tesis) y de las tablas del Anexo C, ambas de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008 (CEN, 2004b), son:

- Excentricidad máxima de la carga, $e_{max} \leq 100$ mm para la Tabla 5.2b.

Ya que $e= 5$ mm < 100 mm, cumple con el requisito de la excentricidad de la carga.

- Excentricidad máxima de la carga, $e/b \leq 0.25$, para la Tabla 5.2b.

Dado que $e/b= 5/300 \rightarrow e/b= 0.017 < 0.25$, cumple con el requisito de la excentricidad de la carga.

- Excentricidad máxima de la carga, $e_{max} \leq 200$ mm para las tablas del Anexo C.

Ya que $e= 5$ mm < 200 mm, cumple con el requisito de la excentricidad de la carga.

- Excentricidad máxima de la carga, $e/b \leq 0.5$, para las tablas del Anexo C.

Dado que $e/b = 5/300 \rightarrow e/b = 0.017 < 0.5$, cumple con el requisito de la excentricidad de la carga.

- Esbeltez máxima en situación de incendio $\lambda_{fi} \leq 30$ para la Tabla 5.2b

Considerando λ_{fi} como λ , se obtiene, $\lambda_{fi} = 43.4 > 30$. Por tanto, no se cumple con la esbeltez máxima en situación de incendio para usar la Tabla 5.2b de la norma.

- Esbeltez máxima en situación de incendio $\lambda_{fi} \leq 80$ para las tablas Anexo C

Considerando λ_{fi} como λ , se obtiene, $\lambda_{fi} = 43.4 < 80$. Por lo que se cumple con la esbeltez máxima en situación de incendio para usar las tablas del Anexo C de la norma.

Por lo tanto, en cuanto a los campos de aplicación se puede concluir:

- Tabla 5.2b: el caso de estudio se encuentra fuera de los límites del campo de aplicación.
- Anexo C: el caso de estudio se encuentra dentro de los límites del campo de aplicación.

Pero independiente de si se ubica dentro o fuera de los límites de aplicación, a continuación, se evaluarán el caso de estudio con ambos métodos prescriptivos.

Como segundo paso, se debe determinar el nivel de carga (n_{fi}). El nivel de carga axial, n_{fi} , está dado por la Ec. 205.

$$n_{fi} = N_{Ed,fi} / (0.7 \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})) \rightarrow \text{Ec. 205}$$

$$n_{fi} = 1695000 / (0.7 \cdot (90000 \cdot 42.8 + 1884 \cdot 452)) \rightarrow n_{fi} = 0.51$$

Además, como datos del problema se tiene que: $\omega = 0.22$, $\lambda_{fi} = 43.4$, $e = 5 \text{ mm}$, $e = 0.017 \cdot b$ y $R_{fi} = 57 \text{ min}$.

- Tabla 5.2b (Tabla 4.9 de esta tesis)

Con lo cual en la Tabla 4.9, aproximando $R_{fi} = 60 \text{ min}$, $n_{fi} = 0.50$ e interpolando linealmente entre los valores obtenidos para $\omega = 0.10$ y $\omega = 0.50$, se obtienen las soluciones de $b_{min} = 150 \text{ mm}$ con $u_s = 29 \text{ mm}$ y $b_{min} = 185 \text{ mm}$ con $u_s = 25 \text{ mm}$. Ambas configuraciones las satisface la columna de estudio, ya que la sección es de $300 \times 300 \text{ mm}$ y el recubrimiento mecánico de la armadura es $u_s = 38 \text{ mm}$, pero sin olvidar que la columna no es aplicable para aplicar la Tabla 5.2b (en cuanto serían resultados inseguros).

- Anexo C (extracto en la Tabla 4.10 de esta tesis)

Al aplicar al caso de estudio, las tablas del Anexo C de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008. Se obtiene una solución que se encuentra de manera intermedia entre la Tabla C.1 y la Tabla C.4 del Anexo C de la norma EN 1992-1-2:2004+AC:2008, correspondientes con $\omega = 0.10$ y $\omega = 0.50$, respectivamente. Además, en cada tabla, se debe interpolar linealmente para $\lambda_{fi} = 43.4$ y aproximar con $R_{fi} = 60$ min y $n_{fi} = 0.50$, y posteriormente volver a interpolar, en función de la cuantía mecánica de armadura (ω). Los resultados obtenidos de las tablas se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7 Resumen de resultados de las tablas del Anexo C/2004

Tablas	e mm	n_{fi}	R_{fi} min	ω	λ_{fi}	b_{min} mm	$u_{s,min}$ mm	Observaciones	
Tabla C.1	10	0.50	60	0.1	40	200	25	1 solución	
					50	250	25	1 solución	
					43.4	217	25	1 solución	
Tabla C.4				0.5	40	200	25	1 solución	
					50	200	40	25	2 soluciones
					43.4	200	30	25	2 soluciones
Soluciones finales			0.22	43.4	212	27	25	2 soluciones	

En la Tabla 7, se observa que las dos soluciones encontradas para un tiempo de 57 min satisfacen con holgura el caso de estudio, tanto en las dimensiones de la sección como en el recubrimiento mecánico de las armaduras, ya que el caso de estudio tiene $b \times h = 300 \times 300$ mm con $u_s = 38$ mm. Por lo que, ambas soluciones pueden catalogarse como inseguras.

Método B de la adenda EN 1992-1-2:2004/A1:2019 (M-B-adenda)

Para aplicar el M-B-adenda, se deben comprobar las siguientes condiciones para aplicar las tablas del Anexo C de la adenda:

- $\lambda_{fi} \leq 55$

Ya que $\lambda_{fi} = 43.4$ (considerado igual que a temperatura ambiente), se cumple con la condición.

Otras condiciones como: excentricidad de la carga, dimensiones de la sección y recubrimiento mecánico de las armaduras, solo son datos de entrada para las tablas

del Anexo C de la adenda, por lo que, en caso de estar fuera del rango de aplicación, solo no se podrá extraer una solución de las tablas.

Lo siguiente sería calcular los parámetros de entrada tales como n_{fi} y ω_{mod} , los cuales están dados por la Ec. 206 y la Ec. 207, respectivamente.

$$n_{fi} = N_{Ed,fi} / \left(\left(\frac{A_c \cdot f_{cd}}{a_{cc}} \right) + 2 \cdot \min(A_{sc}; A_{st}) \cdot f_{yd} \right) \rightarrow \text{Ec. 206}$$

$$n_{fi} = 1695000 / \left(\left(\frac{90000 \cdot 42.8}{1} \right) + 2 \cdot \min(942; 942) \cdot 452 \right) \rightarrow n_{fi} = 0.36$$

$$\omega_{mod} = (2 \cdot \min(A_{sc}; A_{st}) \cdot f_{yd}) / \left(\frac{A_c \cdot f_{cd}}{a_{cc}} \right) \rightarrow \text{Ec. 207}$$

$$\omega_{mod} = (2 \cdot \min(942; 942) \cdot 452) / \left(\frac{90000 \cdot 42.8}{1} \right) \rightarrow \omega_{mod} = 0.22$$

Junto a los otros datos del caso: $e = 5$ mm, $b = 300$ mm, $u_s = 38$ mm y $R_{fi} = 57$ min, se debe comprobar el número mínimo de barras A_{sc} y A_{st} y también determinar la esbeltez mecánica máxima admisible en situación de incendio ($\lambda_{fi,max}$) en las tablas del Anexo C de la adenda.

De la Tabla 4.11, se tiene que para una sección de 300 mm y $\omega_{mod} = 0.2$, el número de barras mínimo es de dos, y ya que, en la sección de HA en estudio, en dos caras tiene tres barras y en las otras dos caras tiene dos barras, se cumple con el requisito.

Prosiguiendo, de las tablas del Anexo C de la adenda, se tiene que para $R_{fi} = 60$ min (aproximado) se debe aplicar la Tabla C.3, junto con los valores de entrada aproximados: $\omega_{mod} = 0.20$, $e = 20$ mm (mínimo), $b = 300$ mm, $n_{fi} = 0.4$ e interpolando linealmente para $u_s = 38$ mm. El resumen de los resultados extraídos de la Tabla C.3 de la adenda, se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8 Resumen de resultados de las tablas del Anexo C/2019

Tablas	R_{fi} min	n_{fi}	e mm	b mm	ω_{mod}	u_s mm	$\lambda_{fi,max}$
Tabla C.3	60	0.4	20	300	0.2	25	34
Tabla C.3						45	44
Solución						38	41

Por lo tanto, de la Tabla C.3 se obtiene que $\lambda_{fi,max} = 41$, el cual es menor que $\lambda_{fi} = 43.4$, por lo cual la sección de HA del ejemplo aplicado no resistiría un tiempo de 57 (≈ 60) min de exposición al fuego, por lo cual el resultado sería seguro.

Método B del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021 (M-B-prEC2)

Para aplicar el M-B-prEC2 (CEN, 2021), se debe verificar que $0.1 \leq \omega_{mod} \leq 1.0$, donde ω_{mod} está dado por la Ec. 208. Ya que $\omega_{mod}=0.22$, este se encontraría dentro del rango de aplicación.

$$\omega_{mod} = (2 \cdot \min(A_{sc}; A_{st}) \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd}) \rightarrow \text{Ec. 208}$$

$$\omega_{mod} = (2 \cdot \min(942; 942) \cdot 452) / (90000 \cdot 42.8) \rightarrow \omega_{mod} = 0.22$$

Como segundo paso, se debe comprobar el número de barras de armadura mínimo en la fila de armaduras más traccionadas y comprimidas, dadas en la Tabla 4.13. Para el cual, dado que $\omega_{mod} \leq 0.5$ y $b=300$ mm, se obtiene que se debe tener un número de dos barras como mínimo, y ya que la sección cuenta con tres barras en dos caras y dos barras en las otras dos caras, se cumple con la condición mínima exigida. Por lo tanto, el M-B-prEC2 es aplicable al caso de estudio.

Finalmente, para aplicar las tablas del Anexo C del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021, se deben ingresar los datos del caso de estudio (ver Tabla 9). En la Tabla 9, se muestran dos filas de valores, los que corresponden a los datos extraídos del caso de estudio y los disponibles en las tablas del Anexo C. Cabe señalar, que $l_{0,fi} = 1.0 \cdot l_0$, ya que la columna corresponde a un ensayo en laboratorio sin cambios en las restricciones de los nudos, producto del calentamiento. Además, se tiene que el valor de μ_{fi} es 0.45, de acuerdo con lo obtenido previamente con la Ec. 195.

Tabla 9 Datos de entrada a las tablas del Anexo C/2021

Valores	R_{fi} min	$l_{0,fi}$	e mm	u_s mm	b mm	μ_{fi}
Específicos del caso	57	$1.0 \cdot l_0$	5	38	300	0.45
Disponibles en tabla	60	$1.0 \cdot l_0$	20	35	300	0.50

Con los datos proporcionados en la Tabla 9, se ingresa a la Tabla C.3 del Anexo C del proyecto de norma prEN 1992-1-2:2021, del cual se obtiene que, para resistir una exposición al fuego de 57 (≈ 60) min, la longitud eficaz máxima permisible a temperatura ambiente $l_{0,max}$ es de 3.1 m. Por lo tanto, ya que $l_0 = 3.76$ m y $l_{0,max} = 3.1$ m, la columna no debería resistir 57 min de exposición al fuego, sin embargo, la columna ensayada resistió los 57 min. Por lo cual, el resultado puede considerarse como seguro, destacando también que el caso de estudio se encontraba dentro del campo de aplicación del M-B-prEC2.

