

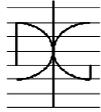
Trabajo de Investigación CST/MIH

CÁLCULO DE UN PILAR DE HORMIGÓN ARMADO EN SITUACIÓN ACCIDENTAL DE INCENDIO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS: FLEXIÓN RECTA Y FLEXIÓN ESVIADA.

Por:

Verónica Navarrete Roselló

Julio 2014

Autor / Author: Verónica Navarrete Roselló		Fecha / Date: Julio 2014	
Título / Title Cálculo de un pilar de hormigón armado en situación accidental de incendio mediante métodos simplificados: flexión recta y flexión esviada.			
Directores del trabajo / Supervisores: Antonio Hospitaler Pérez		Código / Code: CST/MIH	Nº páginas / Pages: 221
Departamento / Departament: INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL			
Universidad / University: UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA			 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
Palabras clave / Keywords: Hormigón armado, incendio, columna.			
Código Unesco: 330505			



CÁLCULO DE UN PILAR DE HORMIGÓN ARMADO EN SITUACIÓN ACCIDENTAL DE INCENDIO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS: FLEXIÓN RECTA Y FLEXIÓN ESVIADA

Autora: Verónica Navarrete Roselló

Director: Antonio Hospitaler Pérez

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

MÁSTER DE INGENIERÍA DEL HORMIGÓN

Julio 2014

Agradecimientos

Me gustaría agradecer efusivamente al tutor de esta tesina de Máster de la Ingeniería del Hormigón, D. Antonio Hospitaler, por la oportunidad brindada de sumergirme en el estudio del efecto del fuego en las estructuras. Al proponerme este tema y enfoque aplicado he podido complementar sustancialmente mi formación ahondando en el conocimiento de un aspecto muy concreto del cálculo estructural que merece estar considerado entre los de mayor relevancia por sus implicaciones directas en la seguridad.

Quisiera asimismo mencionar al Dpto. de Ingeniería de la Construcción de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales, por el apoyo y diligencia con el que me han atendido siempre, así como por poner al servicio de los alumnos de tesis sus instalaciones y toda la documentación necesaria para el desarrollo del trabajo final de máster.

Debo dedicar palabras de gratitud también a mi familia por el cariño y el ánimo que me han transmitido incondicionalmente en todo momento y por haberme apoyado siempre en todas las decisiones. Sin ellos tampoco habría sido posible concluir satisfactoriamente el estudio que aquí se presenta.

Índice

1. Introducción	9
2. Objeto.....	13
3. Antecedentes.....	16
3.1. Planteamiento normativo	16
3.1.1. Normativa europea	16
3.1.2. Normativa nacional española.....	19
3.1.3. Otras normativas.....	23
3.2. El incendio.....	25
3.2.1. El tetraedro del fuego.....	25
3.2.2. Fases del desarrollo de un incendio.....	25
3.2.3. Modelización de un incendio	29
3.3. Propiedades de los materiales a altas temperaturas	47
3.3.1. Propiedades mecánicas del hormigón a altas temperaturas.....	47
3.3.2. Propiedades mecánicas del acero a altas temperaturas.....	50
3.3.3. Propiedades térmicas del hormigón.....	53
3.3.4. Propiedades térmicas del acero	56
3.3.5. Valores de las propiedades de los materiales.....	56
3.4. Spalling.....	58
3.4.1. Importancia del spalling explosivo	59
3.4.2. Factores que influyen en el spalling explosivo.....	60
3.4.3. Mecanismos del spalling explosivo	63
3.5. Cálculo estructural a fuego	65
3.5.1. Métodos de comprobación	65
3.5.2. Exposición al fuego y tiempo equivalente de exposición.....	70
3.5.3. Análisis térmico	77
3.5.4. Análisis mecánico	95

4. Cálculo de un pilar frente la acción del fuego mediante métodos simplificados.	
Resultados.....	157
4.1. Consideraciones previas	157
4.1.1. Definición de la geometría de la sección.....	157
4.1.2. Modelos constitutivos considerados.....	158
4.1.3. Hipótesis de partida	158
4.2. Análisis térmico.....	160
4.2.1. Método simplificado para el análisis térmico de Ulf Wickström	160
4.2.2. Estudio comparativo de resultados	164
4.3. Análisis mecánico.....	167
4.3.1. Método de la Isoterma 500° (Anderberg)	168
4.3.2. Método de las Zonas (Hertz)	171
4.3.3. Método propuesto por S.F. El-Fitiany y M.A. Youssef.....	175
4.3.4. Método exácto	177
4.3.5. Cálculo de los efectos de segundo orden.....	180
4.3.6. Resumen y comparativa de resultados	190
4.3.7. Flexión esviada	201
5. Conclusiones.....	215
6. Bibliografía.....	218

1. Introducción

Un incendio es un suceso de alta peligrosidad, no sólo porque es difícil controlar su iniciación, propagación y extinción, si no porque puede ser consecuencia y/o causa de otros eventos dañinos como un sismo, un impacto o una explosión. Por tanto, un incendio ocasiona condiciones amenazantes para la vida humana, bienes e infraestructuras.

Para tener un orden de magnitud de lo que suponen los incendios se revisan a continuación los datos desarrollados por Centro Mundial de Estadísticas de Fuego (World Statistics Fire Centre) y publicados en un informe de Septiembre del 2012. [1]

De este informe se extrae que el ratio de muertes cada 100.000 habitantes al año en cada país estudiado causados por un incendio varía entre 0,05 y 1,98; tabla 1.1, cifras que se traducen en cientos de víctimas anuales en la gran mayoría de países. En cuanto a las pérdidas económicas, se puede observar en la publicación que el coste total de los daños provocados por los incendios se ha estimado entre 0,2 y el 0,3% del producto nacional bruto (GPD) anual, tablas 1.2 y 1.3. Claramente, en los países europeos o en EEUU esto se traduce en muchos millones de euros, pero no da una indicación cierta de la escala potencial del impacto de un incendio porque faltarían por añadir las consecuencias indirectas causadas por un incendio, Denoël/Febelcem (2006)[2]. Otro dato significativo aportado por Usine Enterprise (2004)[4], que indica que más del 50% de los negocios quiebran después de sufrir un incendio importante.

Deaths per 100,000 persons

Country	Deaths per 100,000 persons (2007-2009)
Singapore	0.05
Switzerland	0.33
Italy	0.46
Netherlands	0.46
Austria	0.47
Spain	0.54
Slovenia	0.59
Germany	0.60
Portugal	0.61
United Kingdom	0.76
Canada	0.77
Australia	0.79
New Zealand	0.82
France	0.96
United States	1.17
Ireland	1.19
Belgium	1.21 [2004]
Czech Republic	1.30
Norway	1.33
Sweden	1.37
Denmark	1.41
Greece	1.41
Poland	1.53
Japan	1.57
Barbados	1.65 [2007-2008]
Hungary	1.68
Romania	1.86
Finland	1.98

NOTE: Population figures derived from United Nations Department of Economic and Social Affairs, Population Division website.

Tabla 1.1. Número de muertes por cada 100000 habitantes causadas por un incendio (2007-2009). [1]

CÁLCULO DE UN PILAR DE HORMIGÓN ARMADO EN SITUACIÓN DE INCENDIO
MÉTODOS SIMPLIFICADOS

Country	Currency	Direct Losses			Cost as percentage of GDP 2007-2009
		2007	2008	2009	
Singapore	\$S	110	110	115	0.04
Slovenia	SIT				0.07 [2002-2004]
Australia †	\$AUS	905	1,000	945	0.08
Czech Republic	Kč	2,450	3,700	2,450	0.08
Spain ‡	€		910		0.08 [2008]
Poland	zł	900	1,450	1,150	0.09
United States	\$US	16,500	17,500	14,000	0.11
Japan	¥	600	615	605	0.12
New Zealand	\$NZ	180	240		0.12 [2007-2008]
Germany	€	2,950	2,850	3,050	0.12
United Kingdom	£	1,700	1,950	1,800	0.13
Finland	€	315	305	295	0.17
Netherlands	€	900	1,050	925	0.17
Sweden	kr	5,400	5,950	5,550	0.18
Denmark	kr	4,050			0.20 [2005-2007]
France	€	3,400	4,550		0.20
Italy	€	2,500	3,150	3,750	0.20
Norway	kr				0.22 [2003-2005]

† Australian data is calculated from figures provided in the *Report on Government Services 2012* and may be influenced by specific methodological features of that publication.
‡ Spanish figures rely upon internal WFSC estimates derived from Spanish insurance data and have not had adjustments applied; consequently, this data should be regarded with caution.
NOTE: Fire losses include explosion losses following fire, but exclude explosion losses where no fire occurs (for example, some acts of terrorism)

Tabla 1.2 Coste de las pérdidas directas causadas por un incendio expresado en porcentaje del producto interior bruto (2007-2009). [1]

Country	Cost as percentage of GDP 2007-2009
Norway	0.002 [2003-2005]
Czech Republic	0.005 [2000-2002]
Japan †	0.006
New Zealand	0.007 [2004]
United States	0.007
Sweden	0.009
Finland	0.010
France	0.010 [2005-2007]
United Kingdom	0.010
Germany	0.014
Italy	0.014 [1993-1994]
Slovenia	0.021 [2002-2004]
Netherlands	0.027 [1995-1996]
Denmark	0.029 [1993-1995]

† The Japanese data does not take adjustments into account and should be compared to other figures cautiously.
NOTE: This table must be regarded with severe reservations—the figures are produced on widely varying bases and some differences appear too large for credibility.

Tabla 1.3. Coste de las pérdidas indirectas causadas por un incendio expresado en porcentaje del producto interior bruto (2007-2009). [1]

De la necesidad principal de proteger la vidas humanas y secundaria, de reducir las pérdidas económicas en caso de la ocurrencia de un incendio, nace la ingeniería de seguridad ante incendio. La ingeniería de seguridad ante incendio es una ciencia multidisciplinar que aplica principios científicos y técnicos con el fin de proteger del fuego a las personas, los bienes materiales y al medio ambiente. En la figura 1.1[3] se presenta un esquema que define la proyección de la ingeniería de protección contra incendios.

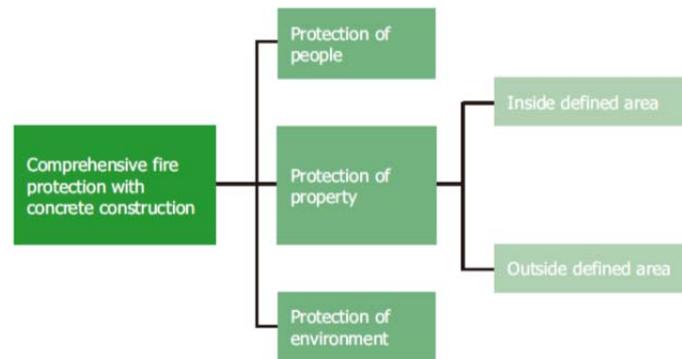


Figura 1.1. Enfoque global de la seguridad frente al fuego (Neck 2002).[3]

Dentro de esta ingeniería se engloba la ingeniería estructural contra incendios; disciplina relativa al análisis del comportamiento estructural a fuego. El objetivo principal de esta disciplina es asegurar que el edificio o establecimiento se mantenga estable y no colapse en situación de incendio durante el tiempo suficiente para permitir la evacuación de las personas. Además el diseño del edificio o establecimiento debe evitar la propagación del incendio y permitir la actuación de los servicios de extinción de incendios.

Uno de los puntos decisivos en el diseño estructural a fuego es la elección de los materiales que constituirán la estructura. Entre las opciones existentes; acero, madera, mampostería, etc; el hormigón armado presenta un buen comportamiento frente a altas temperaturas, tal y como se puede observar en la tabla 1.4. [5]

Material de construcción	Resistencia al fuego sin protección	Combustibilidad	Contribución a la carga de fuego	Conductividad térmica	Protección intrínseca frente al fuego	Posibilidad de reparación tras un incendio	Protección a las personas, al evacuar y a los bomberos
Madera	Muy baja	Elevada	Elevada	Baja	Muy baja	Nula	Baja
Acero	Baja	Nula	Nula	Muy elevada	Baja	Baja	Baja
Hormigón	Elevada	Nula	Nula	Muy baja	Elevada	Elevada	Elevada

Tabla 1.4. Propiedades relativas al comportamiento en situación de incendio de distintos materiales de construcción.[5]

En esta tabla se indican las propiedades intrínsecas de resistencia al fuego del hormigón frente a las de otros materiales de construcción y que se resumen en los puntos siguientes:

- El hormigón no es combustible y no aumenta la carga de fuego. Según el Reglamento (UE) N° 305/2011 el hormigón es un material de clase A1, sus componentes minerales son incombustibles, es decir, no se inflaman a las temperaturas que normalmente se alcanzan en un incendio. Esto supone además que el hormigón no produce gases tóxicos ni humo lo que contribuye a disminuir el riesgo de los ocupantes y el daño al

medio ambiente. Asimismo, debido a que el hormigón no puede arder no hay ninguna posibilidad de que contribuya a iniciar o propagar el incendio.

- La baja conductividad térmica del hormigón juega un doble papel en caso de incendio. En primer lugar reduce la transmisión del calor de las llamas a otros recintos disminuyendo el riesgo de propagación y permite la compartimentación de vías seguras de escape para los ocupantes y protección para los bomberos. En segundo lugar, esta baja conductividad térmica hace que la velocidad de calentamiento en los elementos de hormigón sea muy baja. Este hecho hace posible que las altas temperaturas alteren, en menor grado, las propiedades de las zonas interiores de los miembros de hormigón y por tanto, se reduce el riesgo de colapso estructural.
- El hormigón, al no necesitar capas de protección o aislamiento, evita los elevados costes de mantenimiento de las mismas, incluyendo los costes de accesibilidad a los puntos de la estructura a lo largo de toda la vida de servicio del edificio.
- Una estructura de hormigón en situación de incendio se degrada menos que las estructuras realizadas con otros materiales, por tanto, normalmente puede ser reparada después del incendio, suponiendo un ahorro en tiempo y dinero.

A pesar de todas las bondades derivadas de la utilización del hormigón armado, la seguridad no debe darse por supuesta y es obligatorio el cálculo y diseño de la estructura a fuego.

Debe tenerse en cuenta que cuando el hormigón se calienta sufre una serie de cambios físico-químicos complejos que provocan un deterioro en sus propiedades mecánicas; resistencia y rigidez. La dificultad del análisis a fuego de elementos de hormigón armado se acentúa debido a la distribución no uniforme de la temperatura en la sección cuando el elemento está en condiciones de incendio. A esto, se une la posibilidad de que se produzca spalling, fenómeno que conlleva una pérdida súbita de material y deja expuesto el armado a las llamas con la consiguiente reducción de resistencia.

Existen en la actualidad muchas metodologías de estudio de la resistencia de una estructura a fuego, cada una con un grado distinto de complejidad. En primer lugar, se puede analizar la estructura entera, parte de ella o únicamente un elemento aislado; y en segundo lugar, en cuanto al procedimiento, se pueden utilizar métodos avanzados, simplificados, datos tabulados y ensayos.

En el siguiente apartado se expone el tipo de análisis y la metodología de cálculo que se ha llevado a cabo en la resolución de esta tesina de máster.

2. Objeto

Como se ha comentado, el fuego incontrolado ha sido y sigue siendo un peligro en el ámbito de la construcción. Los datos presentados en el apartado anterior e incendios recientes como el de las Torre Windsor (Madrid, Febrero 2005), por ejemplo, ponen de manifiesto que en la actualidad un incendio continua siendo una amenaza en la vida útil de un edificio.

El diseño estructural a fuego presenta una de las vías de protección de personas, bienes e infraestructuras contra los incendios.

Aunque el hormigón armado exhibe una buena disposición frente a las altas temperaturas que se alcanzan en un incendio, es necesario un diseño adecuado de los elementos estructurales junto con un correcto conocimiento del comportamiento del hormigón armado frente al fuego.

En el planteamiento del problema estructural a fuego hay tres puntos que configuran la resolución del mismo, la modelización del incendio, el análisis térmico y el análisis mecánico.

Los posibles modelos de incendio que existen en la actualidad se expondrán en el capítulo 3.1 de este documento. Sin embargo, esta cuestión no se va a estudiar en esta tesina y se adoptará la curva estándar de fuego, ISO 834, para todos los cálculos.

Habitualmente el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado se realiza mediante un procedimiento prescriptivo, esto es, utilizando datos tabulados propuestos por la normativa correspondiente y que están basados en resultados de ensayos experimentales. Estos métodos especifican una dimensión mínima de sección transversal y un recubrimiento de la armadura mínimo para que la estructura o elemento estructural alcance una resistencia a fuego predeterminada.

La opción más precisa la ofrecen los procedimientos avanzados basados en métodos numéricos, que conllevan normalmente un análisis por elementos finitos mediante programas informáticos especializados. Según el software elegido se puede efectuar el análisis térmico y mecánico conjuntamente o por separado.

En las últimas décadas se han desarrollado varios métodos simplificados para el cálculo estructural a fuego. Su función principal es cubrir la necesidad de metodología entre el cálculo mediante tablas y los métodos avanzados. Los datos tabulados ofrecen una opción sencilla pero en ocasiones burda, que proporciona resultados demasiado conservadores. En cuanto a los métodos avanzados, aunque son capaces de modelizar el problema de la manera más cercana a la realidad posible, imponen la necesidad de software especializado, tiempo y esfuerzo en definir numerosos factores implicados en el cálculo hasta un nivel de precisión

innecesaria en la práctica habitual y exigen expertos en cálculo estructural a fuego y en el software, capaces de validar e interpretar los resultados obtenidos.

En la actualidad, los métodos simplificados propuestos en la normativa competente, se basan en el cálculo de la sección efectiva y realizan un análisis seccional mediante la limitación de las deformaciones.

En esta tesina se realiza una revisión de los métodos simplificados propuestos en el Eurocódigo 2 [7], Método de la Isotherma 500 y Método de las Zonas, aplicados a la evaluación de la capacidad resistente de un pilar de hormigón armado y sección rectangular, expuesto al fuego en sus cuatro caras. En el cálculo se tendrán en cuenta las ecuaciones constitutivas “reales” de los materiales en función de la temperatura, propuestas por la norma UNE EN 1992-1-2 [7] y utilizando, para ello un procedimiento iterativo-incremental.

En cuanto al análisis térmico se empleará el método simplificado desarrollado por Ulf Wickström [6] expuesto en el apartado 3.5.3.4.

Los resultados serán comparados con los obtenidos utilizando los datos propuestos en las tablas del Eurocódigo2 [7] y con los resultados alcanzados mediante el “Método Exacto”. El Método Exacto efectúa un análisis mecánico utilizando un procedimiento iterativo-incremental en que se considera toda la sección de hormigón armado afectada por la distribución de temperaturas obtenida del análisis térmico y teniendo en cuenta las ecuaciones constitutivas de los materiales propuestas en el Eurocódigo 2 [7].

Además, se planteará la resolución del cálculo de la resistencia a fuego del pilar a estudio mediante el método simplificado aportado por El-Fitiany y Youssef en su artículo, *Assessing the flexural and axial behaviour of reinforced concrete members at elevated temperatures using sectional analysis*[8]. Este método realiza el análisis seccional de manera similar al Método Exacto; la diferencia radica en el tratamiento que se hace de la distribución de temperaturas y su influencia en el deterioro de las propiedades mecánicas de la sección de hormigón.

Otra cuestión estudiada es el análisis de los efectos de segundo orden que sufre el pilar en situación de incendio mediante métodos simplificados. En este caso, se plantea la aplicación del Método Columna Modelo usado habitualmente en el cálculo de la inestabilidad de un pilar a temperatura ambiente.

Finalmente, se presenta un método simplificado para el estudio del comportamiento esviado que se genera en la sección del pilar de hormigón cuando es calentado asimétricamente, por ejemplo, en dos caras adyacentes.

Para ello, se recurre al planteamiento presentado por K.H. Tan y Y.Yao en el artículo *Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns Subjected to 1-, 2-, and 3-Face Heating*[9], debido a que la normativa competente no proporciona ningún método simplificado para el análisis de la flexión esviada en un pilar expuesto a fuego.

3. Antecedentes

3.1. PLANTEAMIENTO NORMATIVO

Como se ha comentado en apartados anteriores existe una necesidad imperativa de diseñar y evaluar las estructuras frente a la acción del fuego. Además el mundo globalizado en el que vivimos nos conduce a que el diseño se haga habitualmente de manera estandarizada.

Para cubrir esta necesidad se redactan los códigos normativos que proporcionan una guía regulada y estandarizada de técnicas para el diseño estructural a fuego.

Las normativas actuales tanto en EEUU como en la UE parten de la familia de códigos internacionales tal y como se puede observar en la figura 3.1.

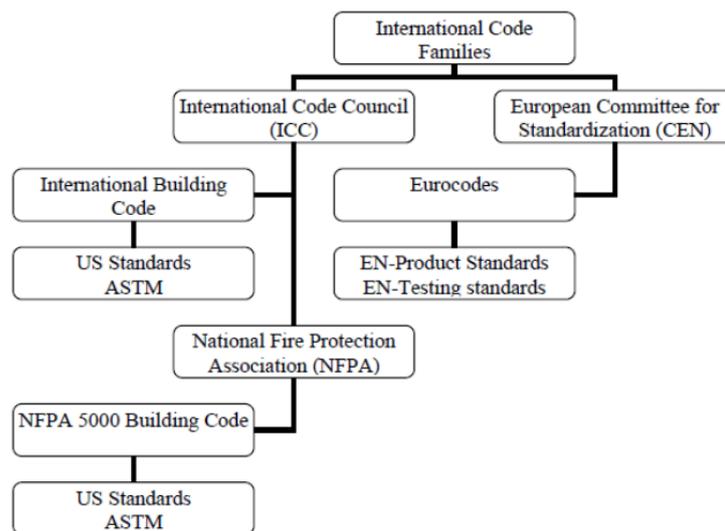


Figura 3.1. Organización de la familia de normativas internacionales [10].

En esta sección se van a enumerar las normativas para el diseño estructural a fuego europeas, nacionales y otras alternativas. Las disposiciones y métodos normativos aplicados y utilizados en esta tesina se expondrán en los apartados correspondientes a lo largo de todo el texto.

3.1.1. Normativa europea

La relación de normativa europea relativa al diseño estructural a fuego es la siguiente:

- Reglamento (UE) N° 305/2011 del parlamento europeo y del consejo [12].

- Eurocódigo 1, parte 1-2. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-2: Acciones generales. Acciones en estructuras expuestas al fuego [11].
- Eurocódigo 2, parte 1-2. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego [7].

3.1.1.1. Reglamento (UE) N°305/2011 del parlamento europeo y del consejo [12]

En este reglamento se establecen condiciones para la comercialización de productos de construcción y deroga la Directiva 89/106/CEE del Consejo.

Citando dicho reglamento: “[...] *Las disposiciones de los Estados miembros (de la UE) exigen que las obras de construcción se proyecten y ejecuten de forma que no comprometan la seguridad de las personas, los animales domésticos y los bienes, ni dañen el medio ambiente.*”

En este párrafo se resumen el objetivo principal de este reglamento. En el anexo 1 del mismo se exponen particularmente los requisitos básicos que las obras de construcción deben cumplir durante el período de vida económicamente razonable.

En relación a la seguridad en caso de incendio se dice:

“Las obras de construcción deberán proyectarse y construirse de forma que, en caso de incendio:

- a) la capacidad de sustentación de la obra se mantenga durante un periodo de tiempo determinado;*
- b) la aparición y la propagación del fuego y del humo dentro de la obra estén limitados;*
- c) la propagación del fuego a obras de construcción vecinas esté limitada;*
- d) los ocupantes puedan abandonar la obra o ser rescatados por otros medios;*
- e) se tenga en cuenta la seguridad de los equipos de rescate.”*

3.1.1.2. Eurocódigo 1, parte 1-2. Eurocódigo 1 [11]

Citando la Norma EN 1991-1-2: *“El objetivo general de la protección contra incendios es limitar los riesgos que afectan a los individuos, a la sociedad, a las propiedades circundantes, y cuando se exija, al medio ambiente y a los bienes expuestos de forma directa.*

[...]

Las funciones y los niveles de prestación exigibles pueden especificarse en términos de un grado de resistencia al fuego nominal (normalizado), generalmente establecido en las reglamentaciones nacionales, o bien, cuando éstas lo admitan, remitiéndose a la ingeniería

de protección contra incendios para la evaluación de las medidas pasivas y activas de protección.”

Esta normativa proporciona principios generales y reglas de aplicación relacionados con las acciones térmicas y mecánicas, que deben utilizarse junto con las Normas EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 y EN 1991-1-4; y son aplicables a los edificios, considerando una carga de fuego que guarde relación con el edificio y con su uso.

Esta normativa trata las acciones térmicas y mecánicas que actúan sobre las estructuras a fuego. En cuanto a las acciones térmicas contiene tanto las relacionadas con las acciones térmicas nominales como con las fundamentadas físicamente (en los anexos). Además esta normativa está prevista para ser utilizada conjuntamente con las partes correspondientes relativas al cálculo de la resistencia al fuego de las estructuras; de EN 1992 a EN 1996 y EN 1999.

3.1.1.3. Eurocódigo 2, parte 1-2 [7]

Según la norma EN 1992-1-2; *“Esta norma trata el proyecto de estructuras de hormigón en la situación accidental de exposición al fuego, y está concebida para ser usada junto con las Normas EN 1992-1-1 y EN 1991-1-2. Esta norma sólo identifica diferencias o completa a los proyectos a temperatura normal”*

En la norma se exponen los principios y las reglas de aplicación para el proyecto de estructuras de hormigón armado para que cumplan, en caso de incendio, una función portante y una función separadora.

Esta norma no se aplica a estructuras prestensadas o estructuras laminares y los métodos dados son aplicables para hormigones de peso normal de clase de resistencia hasta C90/105.

A continuación se enumera una relación de publicaciones que se nombran y sirven de apoyo a esta norma:

- EN 1363-2 Ensayos de resistencia al fuego. Parte 2: Procedimientos alternativos y adicionales.
- EN 1990 Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.
- EN 1991-1-2 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-2: Acciones generales. Acciones en estructuras expuestas al fuego.
- EN 1992-1-1 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1. Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios.
- EN 10080 Acero para el armado del hormigón. Acero soldable para armaduras de hormigón armado. Generalidades.
- EN 10138-2 Aceros para armaduras activas. Parte 2: Cables.

- EN 10138-3 Aceros para armaduras activas. Parte 3: Cordones.
- EN 10138-4 Aceros para armaduras activas. Parte 2: Barras.

3.1.2. Normativa nacional española

3.1.2.1. Documento Básico: Seguridad en caso de incendio (DBSI) dentro del Código Técnico de la Edificación [13]

“El Código Técnico de la Edificación (CTE) es el marco normativo que establece las exigencias que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad establecidos en la Ley 38/1999 de 5 de noviembre, de Ordenación de Ordenación de la Edificación (LOE).

[...] Este Documento Básico (DB) tiene por objeto establecer reglas y procedimientos que permiten cumplir las exigencias básicas de seguridad en caso de incendio. Las secciones de este DB se corresponden con las exigencias básicas SI 1 a SI 6.

[...] El objetivo del requisito básico “Seguridad en caso de incendio” consiste en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios de un edificio sufran daños derivados de un incendio de origen accidental, como consecuencia de las características de su proyecto, construcción, uso y mantenimiento.

Para satisfacer este objetivo, los edificios se proyectarán, construirán, mantendrán y utilizarán de forma que, en caso de incendio, se cumplan las exigencias básicas que se establecen en los apartados siguientes.

El Documento Básico DB-SI especifica parámetros objetivos y procedimientos cuyo cumplimiento asegura la satisfacción de las exigencias básicas y la superación de los niveles mínimos de calidad propios del requisito básico de seguridad en caso de incendio, excepto en el caso de los edificios, establecimientos y zonas de uso industrial a los que les sea de aplicación el “Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales”, en los cuales las exigencias básicas se cumplen mediante dicha aplicación.”

La exigencia básica SI 6 es la que se encarga de la resistencia al fuego de la estructura y requiere que la estructura portante mantendrá su resistencia al fuego durante el tiempo necesario para que puedan cumplirse las demás exigencias básicas de seguridad en caso de incendio.

El ámbito de aplicación de este DB es el que se establece con carácter general para el conjunto del CTE en su artículo 2 (parte I), obras de edificación, excluyendo los edificios,

establecimientos y zonas de uso industrial a los que les sea de aplicación en “Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales”

En este Documento Básico se indican únicamente métodos simplificados de cálculo suficientemente aproximados para la mayoría de las situaciones habituales (véase anejos B a F). Estos métodos sólo recogen el estudio de la resistencia al fuego de los elementos estructurales individuales ante la curva normalizada tiempo-temperatura.

Pueden adoptarse otros modelos de incendio para representar la evolución de la temperatura durante el incendio, tales como las denominadas curvas paramétricas o, para efectos locales los modelos de incendio de una o dos zonas o de fuegos localizados o métodos basados en dinámica de fluidos (CFD, según siglas inglesas) tales como los que se contemplan en la norma UNE-EN 1991-1-2:2004. Estos modelos de incendio se utilizarán para el estudio de edificios singulares o para el tratamiento global de la estructura o parte de ella, así como cuando se requiera un estudio más ajustado a la situación de incendio real.

En dicha norma se recogen, asimismo, también otras curvas nominales para fuego exterior o para incendios producidos por combustibles de gran poder calorífico, como hidrocarburos, y métodos para el estudio de los elementos externos situados fuera de la envolvente del sector de incendio y a los que el fuego afecta a través de las aberturas en fachada.

En las normas UNE-EN 1992-1-2, UNE-EN 1993-1-2, UNE-EN 1994-1-2, UNE-EN1995-1-2, se incluyen modelos de resistencia para los materiales que también se pueden utilizar.

Si se utilizan los métodos simplificados indicados en este Documento Básico no es necesario tener en cuenta las acciones indirectas derivadas del incendio.

3.1.2.2. Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) [15]

Citando la EHE-08 [15]: *“La Instrucción de hormigón estructural (EHE), aprobada por Real Decreto 2661/1998, de 11 de diciembre, a la que sustituye la que se aprueba por este real decreto, ha venido constituyendo, desde su entrada en vigor, el marco en el que se establecen los requisitos a tener en cuenta en el proyecto y ejecución de estructuras de hormigón, tanto de edificación como de ingeniería civil, con el objeto de lograr los niveles de seguridad adecuados a su finalidad.”*

Según el artículo 1º de la EHE-08, Alcance: *“Esta Instrucción de Hormigón Estructural, EHE, es el marco reglamentario por el que se establecen las exigencias que deben cumplir las estructuras de hormigón para satisfacer los requisitos de seguridad estructural y seguridad en caso de incendio, además de la protección del medio ambiente, proporcionando procedimientos que permiten demostrar su cumplimiento con suficientes garantías técnicas.”*

Según el artículo 2º de la EHE-08, Ámbito de aplicación: *“Esta Instrucción es de aplicación a todas las estructuras y elementos de hormigón estructural, de edificación o de ingeniería civil, con las excepciones siguientes:*

- los elementos estructurales mixtos de hormigón y acero estructural y, en general, las estructuras mixtas de hormigón estructural y otro material de distinta naturaleza con función resistente;*
- las estructuras en las que la acción del pretensado se introduce mediante armaduras activas fuera del canto del elemento;*
- las estructuras realizadas con hormigones especiales no considerados explícitamente en esta Instrucción, tales como los pesados, los refractarios y los compuestos con serrines u otras sustancias análogas;*
- las estructuras que hayan de estar expuestas normalmente a temperaturas superiores a 70 °C;*
- las tuberías de hormigón empleadas para la distribución de cualquier tipo de fluido, y*
- las presas.”*

En el apartado 5.1.2 de la EHE se exponen las exigencias relativas al requisito de seguridad en caso de incendio: *“Para satisfacer este requisito, en su caso, las obras deberán proyectarse, construirse, controlarse y mantenerse de forma que se cumplan una serie de exigencias, entre las que se encuentra la de resistencia de la estructura frente al fuego.*

El cumplimiento de esta Instrucción no es, por lo tanto, suficiente para el cumplimiento de este requisito, siendo necesario cumplir además las disposiciones del resto de la reglamentación vigente que sea de aplicación.

La estructura deberá mantener su resistencia frente al fuego durante el tiempo establecido en las correspondientes reglamentaciones específicas que sean aplicables de manera que se limite la propagación del fuego y se facilite la evacuación de los ocupantes y la intervención de los equipos de rescate y extinción de incendios.

En el caso de estructuras de edificación, la resistencia al fuego requerida para cada elemento estructural viene definida por lo establecido en el Documento Básico DB-SI del Código Técnico de la Edificación.”

Según el punto 1 de Anejo 6 de la EHE, recomendaciones para la protección adicional contra el fuego de elementos estructurales:

“En el Anejo n° 6 de esta Instrucción se proporcionan unas recomendaciones para la comprobación de la resistencia al fuego de elementos estructurales de hormigón a fin de evitar un colapso prematuro de la estructura.

El contenido de este Anejo constituye un conjunto de recomendaciones de aplicación a estructuras de hormigón estructural que, por razones de seguridad general frente a incendios, deben cumplir las condiciones siguientes cuando están expuestas al fuego:

- Evitar un colapso prematuro de la estructura (función portante).*
- Limitar la propagación del fuego (llamas, gases calientes, calor excesivo) fuera de áreas concretas (función separadora).*

En este anejo se establecen métodos simplificados y tablas que permiten determinar, del lado de la seguridad, la resistencia de los elementos estructurales de hormigón ante la acción representada por la curva normalizada tiempo-temperatura, según UNE-EN 1363-1. Dichos métodos deben considerarse como condición suficiente para establecer la resistencia al fuego de los elementos estructurales de hormigón, pero no como condición necesaria, pudiéndose utilizar siempre métodos más precisos o avanzados de los aquí propuestos, e incluso métodos experimentales, para determinar la resistencia al fuego de tales elementos, según lo establecido en el apartado 4 de este Anejo.

Pueden adoptarse otros modelos de incendio para representar la evolución de la temperatura durante el incendio, tales como las denominadas curvas paramétricas o, para efectos locales los modelos de incendio de una o dos zonas o de fuegos localizados o métodos basados en dinámica de fluidos tales como los que se contemplan en la norma UNE-EN 1991-1-2.”

3.1.2.3. Reglamento de seguridad en caso de incendios para establecimientos industriales [14]

El Real Decreto 2267/2004, de 3 de diciembre, aprueba el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos; que tiene por objeto: *“[...] conseguir un grado suficiente de seguridad en caso de incendio en los establecimientos e instalaciones de uso industrial. La presencia del riesgo de incendio en los establecimientos industriales determina la probabilidad de que se desencadenen incendios, generadores de daños y pérdidas para las personas y los patrimonios, que afectan tanto a ellos como a su entorno.”*

3.1.2.4. Real Decreto 842/2013 [17]

El Real Decreto 842/2013, de 31 de octubre, que aprueba la clasificación de los productos de construcción y de los elementos constructivos en función de sus propiedades de reacción y de resistencia frente al fuego.

Para determinar esta clasificación se tiene en cuenta que las propiedades de reacción al fuego son aquellas que limitan la aparición y propagación del fuego y del humo dentro de la obra, y las propiedades de resistencia al fuego son las que establecen el mantenimiento de la capacidad de sustentación de la obra durante un período de tiempo determinado en caso de incendio.

3.1.3. Otras normativas

3.1.3.1. Boletines FIB/CEB/FIP

La Federación Internacional del Hormigón Estructural (FIB /International Federation for Structural Concrete/Fédération Internationale du Béton) es una organización sin ánimo de lucro creada en 1998 a partir de la fusión del Comité Euro-Internacional del Hormigón (CEB/Euro-International Committee for Concrete/Comité Euro.Internatonal du Béton) y de la Federación Internacional del Pretensado (FIP/International Federation for Prestressing/Fédération Internationale de la Précontrainte). Las organizaciones madre, CEB y FIP, existían de manera independiente desde 1952.

El objetivo del FIB es desarrollar, a nivel internacional, el estudio de materias científicas y prácticas capaces de ampliar el desempeño técnico, económico, estético y ambiental del hormigón en la construcción.

Una de las funciones del FIB es emitir sus boletines, una serie de publicaciones que incluyen varios tipos de documentos técnicos que componen un registro detallado de los resultados obtenidos por las comisiones y los grupos de tareas para sintetizar las investigaciones y presentar metodologías para el diseño y cálculo de las estructuras de hormigón.

Dentro de la serie de boletines publicados se encuentran dos encargados de analizar las estructuras de hormigón armado expuestas a fuego:

- N°38-Fire design of concrete structures-materials, structures and modelling. State of-art report [20].
- N°46-Fire design af concrete structures-structural behaviour and assessment. State of-art report [16].

3.1.3.2. ACI

El Instituto Americano del hormigón (ACI: American Concrete Institute) fundado en 1904 se encarga de desarrollar, emitir y distribuir la normativa, recursos técnicos, programas educativos a organizaciones y/o individuos encargados del diseño, construcción y cálculo de estructuras de hormigón armado, y que además persigan el mejor uso del hormigón.

Los documentos publicados por ACI que tratan del análisis y comportamiento del hormigón expuesto al fuego son:

- ACI 216.1-97: Standard Method for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies. (Método normalizado para determinar la resistencia al fuego de construcciones de hormigón y mampostería) [19].
- ACI 216R-89: Guide for Determining Fire Endurance of Concrete Elements. (Guía para determinar la resistencia de los elementos de hormigón) [18].

3.1.3.3. NFPA 5000

La NFPA (National Fire Protection Association/Asociación Nacional de Protección contra Incendios) es una organización sin ánimo de lucro estadounidense que se estableció en 1896. Esta organización tiene como misión reducir a nivel internacional de la amenaza del fuego y otros peligros para la calidad de vida. Para ello se encarga de desarrollar y publicar normativa y códigos además de proporcionar y promover la investigación y el desarrollo de estas materias.

Dentro de las más de 300 normativas publicadas se encuentra:

- NFPA 251. Standard Methods of Tests of Fire Resistance of Building Construction and Materials (Métodos normalizados de ensayo de la resistencia a fuego de los materiales y de la edificación).
- NFPA 5000. Building Construction and Safety Code (Código de construcción y seguridad de edificios).

3.2. EL INCENDIO

3.2.1. El tetraedro del fuego

Según Vicent Pons i Grau en su libro “Dinámica del fuego” (2003)[21], el fuego no es más que una manifestación en luz y calor de un proceso irreversible de oxidación-reducción, que se comporta como fluido compresible, cuyo estado de agregación continúa indefinido. Si bien es cierto que todo fuego es consecuencia de una combustión, no todas las combustiones desprenden fuego.

Para que se origine el fuego deben darse cuatro factores simultáneamente: un combustible, un comburente, una fuente de calor susceptible de alcanzar la temperatura de ignición del combustible y la reacción en cadena; es lo que se denomina tetraedro del fuego, figura 3.2.



Figura 3.2. Tetraedro del fuego [25].

Llegados a este punto se debe puntualizar la diferencia entre fuego e incendio. Un fuego controlado es un suceso habitual usado para fines productivos, sin embargo, un incendio se produce cuando el fuego es suceso incontrolado e indeseado, y como se ha comentado, atenta contra la seguridad de las personas y bienes.

3.2.2. Fases del desarrollo de un incendio

Un fuego real en un edificio varía según el balance de masa y energía dentro del local donde se produce, como se ha comentado en el apartado anterior. La energía desprendida depende de la cantidad y tipo de combustible y de las condiciones de ventilación presentes. El incendio se desarrolla en seis fases que son: incipiente, de crecimiento, flashover, totalmente desarrollado, decaimiento y extinción, tal y como se observa en la figura 3.3.

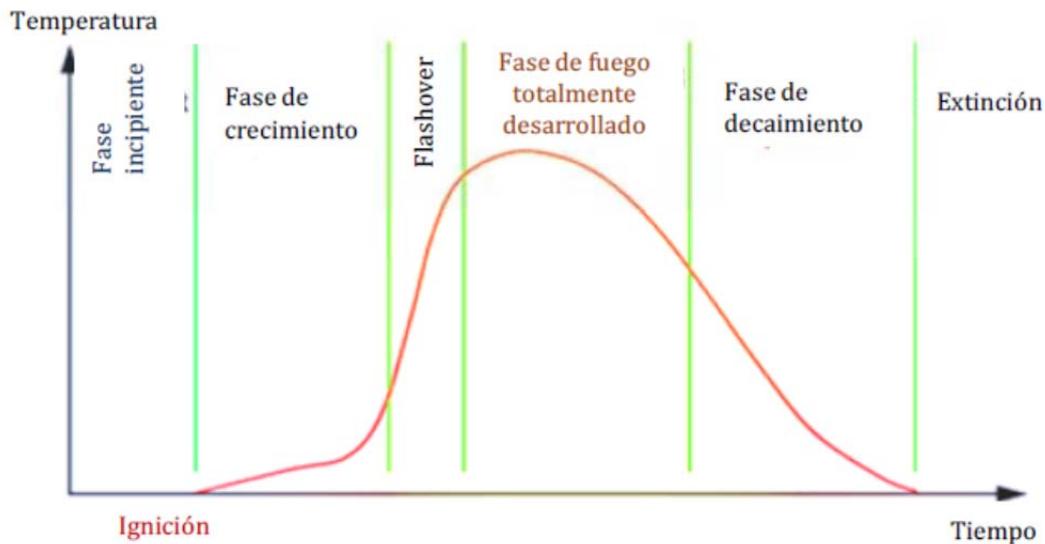


Figura 3.3. Etapas del desarrollo de un incendio [22].

- Fase incipiente, en esta fase se produce el calentamiento del combustible potencial por medio de diversos procesos de combustión con llamas, sin llamas (fuego latente) o por radiación.
- Fase de crecimiento (pre-flashover), en esta fase se produce la ignición; en su inicio el fuego es de pequeña magnitud y está localizado en el interior del sector. En la parte más alta del recinto se va produciendo una zona formada por la acumulación de humos, gases calientes y productos de combustión y en la parte inferior del recinto persiste una zona más fría y sin humos.

Si existe suficiente combustible y oxígeno, y sin la actuación de los sistemas de extinción, el fuego sigue creciendo y emitiendo gases calientes y productos de combustión provocando que la zona superior vaya aumentando de espesor y descendiendo.

El proceso de combustión consume el oxígeno del aire de la habitación y en poco tiempo se empieza a absorber más oxígeno a través de los huecos del recinto como ventanas y puertas.

La energía liberada por el fuego actúa como una bomba, absorbiendo aire fresco hacia el interior del recinto, arrastrándolo dentro del fuego donde enfría y diluyendo los productos de combustión que son empujados hacia fuera.

La ignición provoca una llama de difusión en que los productos de combustión ascienden hasta el techo y generan un estrato caliente (figura 3.4.). La zona inferior contiene aire fresco y está ligeramente calentada por la conducción y la radiación provenientes de la zona superior. La zona fría permite una evacuación segura y es esencial para la seguridad.

Según se va desarrollando el incendio, la zona caliente superior crece y la altura de la fase intermedia entre las dos zonas disminuye. Cuando la fase intermedia alcanza, por ejemplo, la parte superior de un puerta abierta, los gases de combustión son capaces de escapar del recinto y propagar el incendio a otros recintos. El espesor de la zona superior depende del tamaño y la duración del incendio y del tamaño y la posición de los huecos. Cuando no hay suficiente oxígeno para alimentar el incendio, por ejemplo cuando las aperturas son demasiado pequeñas, el incendio se apaga.

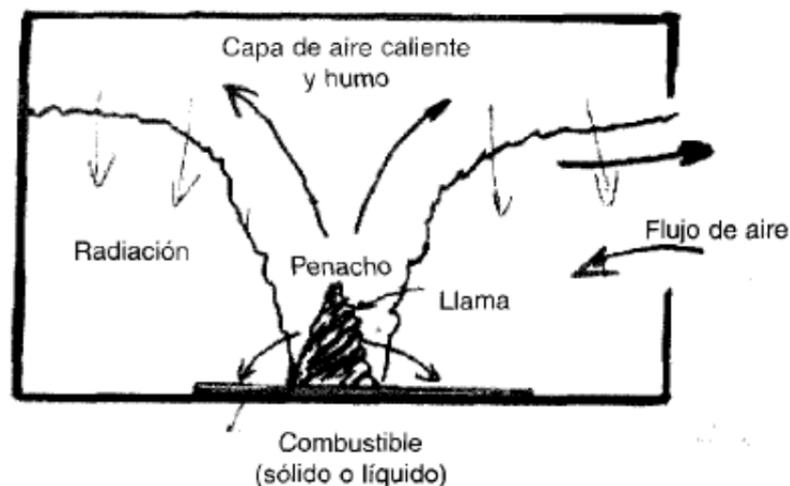


Figura 3.4. Llama de difusión y estratificación del recinto en dos zonas [23].

- La fase de flashover se alcanza cuando la radiación emitida por las llamas y la zona de humos calientes produce la ignición súbita de los materiales combustibles no incendiados del interior del recinto.

En este punto se produce la ignición simultánea de toda la carga de fuego existente en el sector de incendio. La totalidad del recinto queda envuelta en llamas y humo.

La temperatura en la zona caliente aumentará causando que el flujo de calor transmitido a todos los objetos del recinto aumente también. Usualmente alrededor de 500 a 600°C, este flujo de calor alcanzará su punto crítico y todo el material combustible en la habitación empezarán a arder simultáneamente, provocando un aumento muy rápido de la liberación de calor y de las temperaturas.

La fase de flashover es por definición, la transición desde un fuego localizado a la combustión de todas las superficies expuestas en el recinto donde se está produciendo el incendio. Además, debe señalarse que el término flashover describe una transición y no un evento puntual (Drydale, 1998,[24]). Sin embargo, para simplificar el diseño en la práctica, el periodo de crecimiento entre el inicio del flashover y la máxima liberación de calor es usualmente ignorado y se asume que

cuando ocurre el flashover la tasa de liberación de calor crece instantáneamente al máximo valor según el aire disponible.

- Después del flashover, el fuego entra en un estado de desarrollo total alcanzando la máxima tasa o velocidad de liberación de calor (RHR) que permanece constante durante esta fase.

El desarrollo de esta fase está controlado por el combustible y/o por la ventilación. En esta fase se produce el mayor daño estructural y puede iniciarse la propagación del incendio a recintos adyacentes.

Después de flashover, ya no hay dos zonas y en su lugar hay un gran zona donde el aire fluye y la combustión de los gases es muy turbulenta. En esta fase la temperatura suele ser de más de 1000°C. Estas altas temperaturas, junto con el flujo de calor radiante provoca que todo el material combustible se quemara, produciendo una gran cantidad de gases combustibles que se queman donde hay suficiente oxígeno. La cantidad de oxígeno disponible determina si un fuego está controlado por la ventilación o por el combustible. En un recinto típico, el fuego es controlado por la ventilación, por lo tanto la tasa de combustión depende del número, tamaño y forma de los huecos. Normalmente, se considera que cualquier puerta o ventana de cristal se rompe y queda totalmente abierta debido al rápido aumento de la temperatura durante el flashover. En un incendio controlado por la ventilación es típico que las llamas se extiendan fuera de las ventanas donde hay más concentración de aire fresco y se propaguen a otros recintos. A causa de la insuficiente cantidad de aire dentro del recinto, no todos los gases combustibles se queman.

Por otra parte, los incendios controlados por el combustible suceden en recintos muy grandes y bien ventilados donde el área superficial de material combustible esta limitada. El incendio es, en este caso, muy parecido a un incendio que sucede en el exterior, pero incluyendo la transmisión de calor desde la zona caliente superior o desde los muros y techos.

La mayoría de los incendios pasan a ser controlados por el material combustible en la fase de decaimiento.

Las condiciones del incendio en la fase post-flashover son determinantes en el diseño la estructura de un edificio a fuego. Por tanto, estimar la temperatura del incendio en la fase post-flashover es esencial para el diseño estructural a fuego.

- Después de un periodo de incendio sostenido, la tasa de combustión (RHR) decrece a medida que se consume el material combustible entrando el incendio en una fase de decaimiento.
- La fase de extinción se produce cuando se ha consumido todo el material combustible y no hay más liberación de energía por combustión.

3.2.3. Modelización de un incendio

El objetivo principal de la modelización de un incendio consiste en simular el desarrollo del mismo y predecir las acciones térmicas (temperatura del gas, flujo de calor) en los elementos estructurales con el fin de determinar, en un segundo paso, la temperatura de los elementos estructurales.

En el Eurocódigo 1 parte 1-2 (UNE 1991-1-2) [11] se define que las acciones térmicas en caso de incendio son dadas por el flujo neto de calor en la superficie del elemento expuesto, donde el flujo de calor neto se determina considerando la transmisión de calor por convección y radiación.

Generalmente, en el caso del cálculo estructural, la acción del fuego es tomada en cuenta por medio de curvas tiempo-temperatura que afectan al sistema estructural. Se considera que esta temperatura es la temperatura del gas que rodea los miembros estructurales expuestos a fuego y que les transmite un flujo de calor por convección y radiación.

Las curvas tiempo-temperatura más básicas son las llamadas curvas nominales entre las que se encuentran las curvas estándar, las de fuego por hidrocarburos, las curvas de fuego latente y las curvas de fuego exterior.

Una aproximación más realista representan las curvas paramétricas, que son una manera simple de simular un fuego real.

También existen modelos numéricos para la modelización del desarrollo de incendios reales: modelos de zona y modelos de campo. Estos modelos no sólo permiten calcular las temperaturas en el recinto, sino que también determinan parámetros como el descenso del humo, la propagación de las llamas, el tiempo del flashover entre otros.

En la tabla siguiente recoge una clasificación de los tipos de modelos de incendio:

Modelo de incendio	Curvas nominales	Tiempo equivalente	Fuego en recintos		Modelos de Zona		CFD/Modelos de campo
			Paramétrico	Localizado	Una Zona	Dos Zonas	
Complejidad	Simple	Intermedio		Avanzado			
Fase del incendio	Post-flashover		Pre-flashover		Post-flashover	Pre-flashover	cualquiera
Distribución de temperaturas	Uniforme en todo el recinto		No uniforme a lo largo de la llama		Uniforme	Uniforme en cada capa	Función de la posición y del tiempo
Datos y Parámetros del modelo	Fuego tipo. Sin parámetros físicos	-Carga de fuego -Ventilación -Propiedades térmicas del cerramiento -Tamaño del recinto	-Carga de fuego -Altura del techo		-Carga de fuego -Ventilación -Propiedades térmicas del cerramiento -Tamaño del recinto -Datos para el balance de masa y de calor del sistema		Datos detallados relativos a la geometría del recinto, materiales, ventilación, etc...
Procedimientos de diseño	UNE EN 1991-1-2:2004				COMP2	CCFM	FDS SMARTFIRE SOFIE
	UNE EN 1363:2000	CTE DB SI ANEJO B	UNE EN 1991-1-2	UNE EN 1991-1-2	SFIRE-4 OZONE	CFAST OZONE	
	Cálculos simples con calculadora		Hoja de cálculo	Cálculos simple	Modelo informático de dinámica de fluidos (CTE DB SI-A)		

Tabla 3.1. Clasificación de los modelos de incendio [22].

En la tabla siguiente se expone la normativa pertinente a cada modelo de incendio:

Curvas nominales	UNE EN 1991-1-2 (3.2.)
Curva normalizada tiempo-temperatura	CTE DB SI Anejo B.2 UNE EN 1363:2000
Curvas paramétricas	UNE EN 1991-1-2 (Anexo A)
Fuego localizado	UNE EN 1991-1-2 (Anexo C)
Modelos de incendio de zonas	UNE EN 1991-1-2 (Anexo D)
Modelos basados en dinámica de fluidos	UNE EN 1991-1-2 (Anexo D)

Tabla 3.2. Relación de modelos y normativas correspondientes.

3.2.3.1. Curvas tiempo-Temperatura

Las curvas nominales tiempo-temperatura representan un incendio a través de una expresión explícita que relaciona la temperatura del gas circundante a la superficie del elemento estructural en función del tiempo. Estas curvas no tienen en cuenta otros parámetros específicos del edificio considerado como pueden ser, la carga de fuego, las propiedades térmicas de los revestimientos del recinto, las condiciones de ventilación, etc. Se asume que

la temperatura se distribuye uniformemente en todo el compartimento. En las curvas nominales no se tiene en cuenta la fase de decaimiento y de extinción.

Las curvas tiempo-temperatura pueden ser de dos tipos:

- Nominales: curvas convencionales adoptadas para clasificar o verificar la resistencia al fuego. Ejemplos de curvas nominales son: la curva normalizada tiempo-temperatura, la curva de fuego exterior o la curva de fuego de hidrocarburos.
- Paramétricas: determinadas a partir de modelos de fuego y de los parámetros físicos específicos que definen las condiciones del sector de incendios (UNE EN 1991-1-2 [11]).

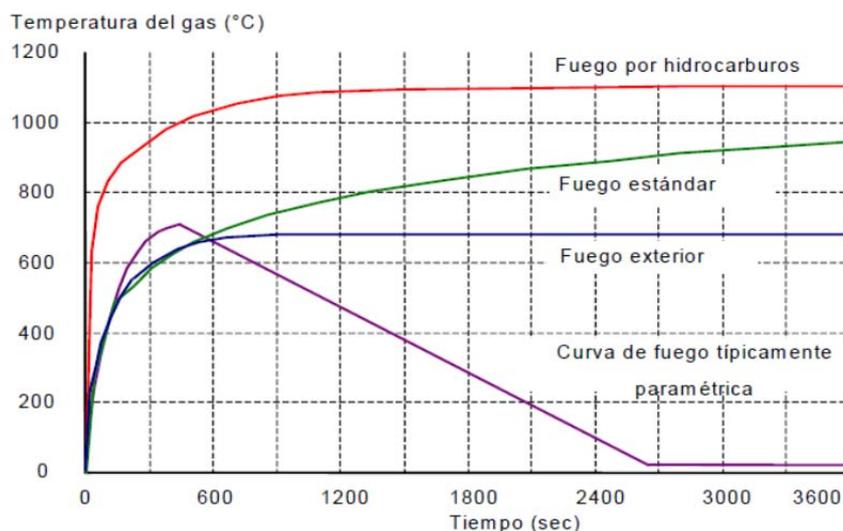


Figura 3.5. Curvas tiempo-temperatura [22].

Las curvas nominales son las que se utilizan en los métodos simplificados de cálculo estructural a fuego, tal y como se indica en el CTE, en la EHE y en los Eurocódigos.

Sin embargo las curvas nominales presentan el inconveniente de que no representan los incendios reales naturales y por tanto, no tienen en cuenta una serie de factores determinantes que afectan a las estructuras en un incendio real. Además estas curvas no siempre representan las condiciones más severas que puede alcanzar un incendio, por lo que en ocasiones su uso puede resultar no conservador.

A. Curvas normalizada tiempo-Temperatura

Curva nominal que representa un modelo de fuego totalmente desarrollo en un sector de incendio (UNE-EN 1991-1-2 [11]).

La curva normalizada tiempo-temperatura es una curva de la familia de las curvas nominales y está definida por la norma UNE EN 1363:2000 [26]. Esta curva no representa un incendio real dado que la temperatura siempre es creciente con el tiempo, lo que implica una cantidad de combustible ilimitada sin limitaciones de oxígeno. No obstante es un sistema de referencia internacional para comparar productos de construcción. Además es la curva que se utiliza para los ensayos de laboratorio y la de cálculo cuando se desconocen las condiciones de uso de un producto.

La norma ISO 834 (1975) aceptada internacionalmente presenta una curva convencional de elevación de temperatura en un horno de ensayo. Esta curva existe desde principios del siglo XX (1903), fue adoptada en 1918 por la ASTM (American Society for Testing Materials) y posteriormente adoptada por numerosas normas de ensayos.

La curva ISO 834 presenta al principio una subida de temperatura acentuada, lo que se corresponde con el momento del flashover. Su finalidad básica no es reproducir las condiciones reales de un incendio, sino permitir una comparación del comportamiento ante el fuego de diferentes elementos constructivos y poder establecer una clasificación relativa, una jerarquización, con relación a un fuego de referencia fácilmente reproducible en laboratorio.

Esta curva fue estandarizada en una época en la que el cálculo de estabilidad a fuego no era factible.

La curva es logarítmica y monótona creciente lo que ofrece dos ventajas prácticas en su aplicación:

- Será siempre posible alcanzar el colapso, lo que permite una clasificación con relación a este criterio.
- Sólo hay un parámetro de control en el ensayo: la carga en combustión, lo que permite ajustar la temperatura del horno a la curva teórica cuando hayan desviaciones, actuando sobre la ventilación.

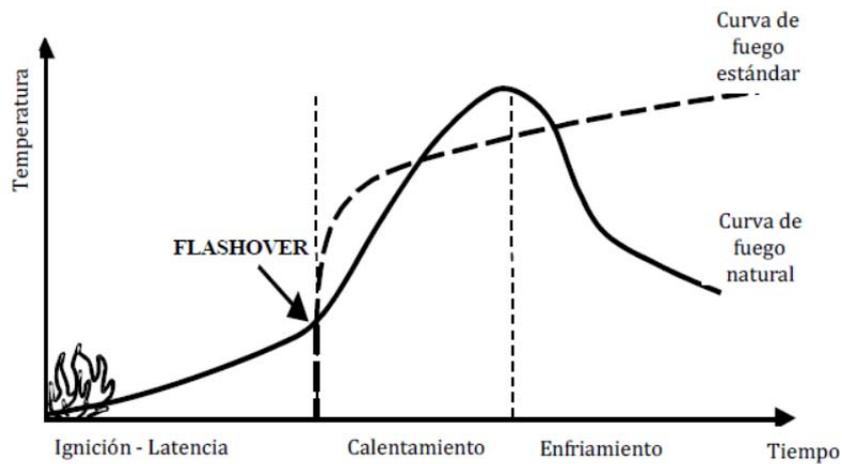


Figura 3.6. Comparativa entre la curva normalizada tiempo-temperatura y un fuego real [22].

En la figura 3.6 se puede observar la diferencia entre un incendio real y la curva normalizada tiempo-temperatura.

La curva de incendios normalizada (estándar) es la forma más simple de representar un incendio a través de una relación tiempo-temperatura predefinida que es independiente de la carga térmica en el sector de incendio, de las condiciones de ventilación del sector y de las características térmicas del entorno del recinto (sector). Esta curva asume que la carga de fuego es de tipo celulósico (madera, papel, tejidos,...) y no incluye la fase de decaimiento de los fuegos reales producida por el agotamiento de combustible. La temperatura crece de 20°C hasta 842°C en los primeros 30 minutos y con menor pendiente hasta 1049°C a los 120 minutos.

La expresión analítica de la curva es:

$$T_g(t) = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (^\circ\text{C}) \quad (3.1)$$

donde:

$T_g(t)$ es la temperatura del gas en el sector de incendio,

t es el tiempo en minutos.

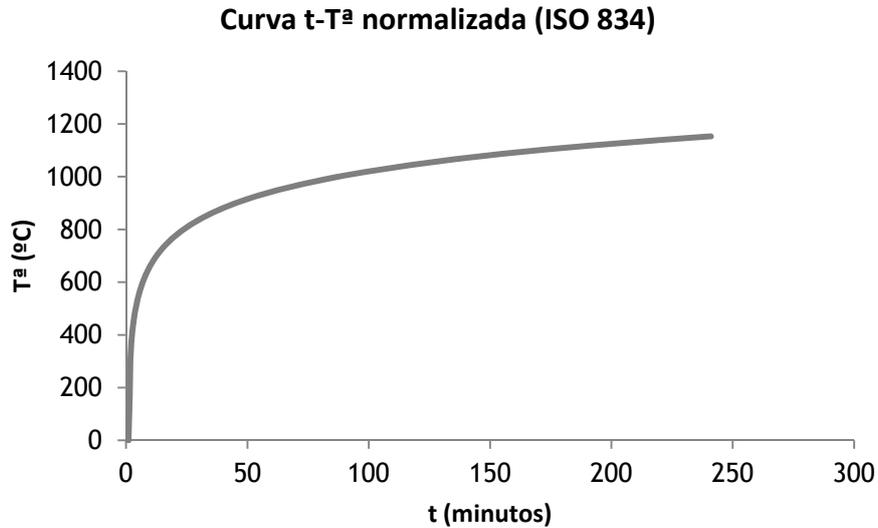


Figura 3.7. Curva tiempo-temperatura normalizada (ISO 834).

B. Curva de fuego exterior

La curva de fuego exterior, UNE EN 1991-1-2 [11], es una curva nominal tiempo-temperatura aplicable a la cara exterior de las fachadas susceptibles de estar expuestas al fuego existente, es decir, bien en el interior del propio sector de incendio, o bien en un sector situado por debajo de la fachada considerada o colindante de ella. Asimismo, esta curva tampoco incluye la fase de decaimiento de los fuegos reales producida por el agotamiento de combustible.

La expresión analítica de esta curva de fuego es la siguiente:

$$T_g(t) = 20 + 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32 \cdot t} - 0,313 \cdot e^{-3,8 \cdot t}) \quad (^\circ\text{C}) \quad (3.2)$$

donde

$T_g(t)$ es la temperatura del gas en el sector de incendio,

t es el tiempo en minutos.

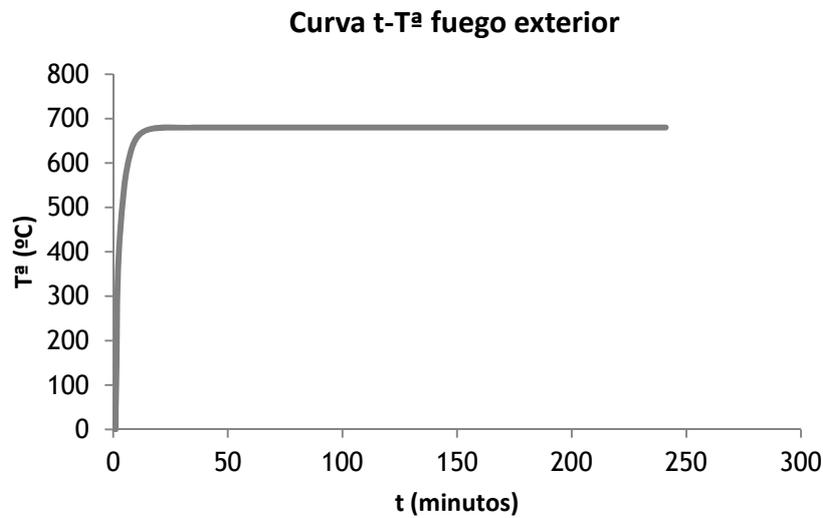


Figura 3.8. Curva tiempo-temperatura para fuego exterior.

C. Curva de fuegos de hidrocarburos

La curva de hidrocarburos (HC), expuesta en la norma UNE EN 1991-1-2 [11] es de aplicación a industrias químicas y petroquímicas y a plantas petroleras en el mar. Esta curva de hidrocarburos (Denoël 2006 [2]) fue desarrollada en 1970 por la compañía de petróleo Mobil.

La curva tiempo-temperatura de hidrocarburos tiene un crecimiento rápido de temperatura, hasta los 900°C en 5 minutos con un pico de 1100°C. Se determina esta curva a partir de una velocidad de liberación de calor $Q=200 \text{ kW/m}^2$.

La fórmula que define esta curva es la siguiente:

$$T_g(t) = 20 + 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}) \quad (^\circ\text{C}) \quad (3.3)$$

donde

$T_g(t)$ es la temperatura del gas en el sector de incendio,

t es el tiempo en minutos.

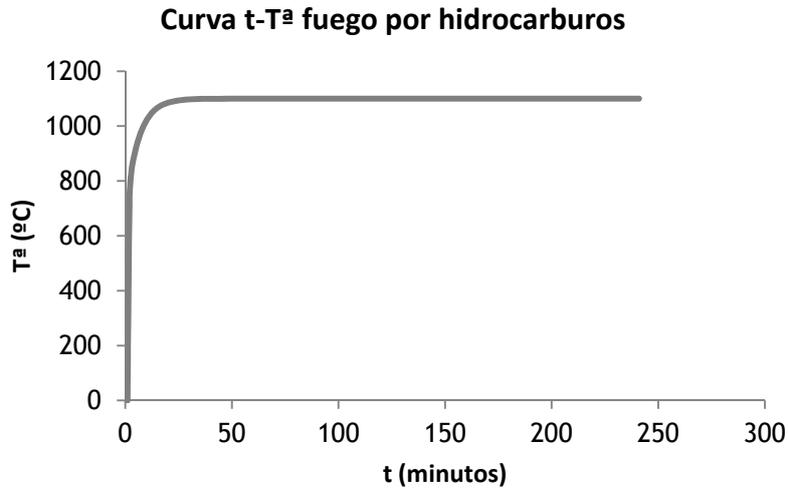


Figura 3.9. Curva tiempo-temperatura para fuego por hidracarburos.

D. Curva de fuego latente

Curva nominal de la norma inglesa PD7974-1 para fuegos de desarrollo lento según la siguiente formulación:

$$T_g(t) = \begin{cases} 154 \cdot t^{0,25} + 20 & \text{para } 0 \leq t \leq 21 \text{ min} \\ 345 \cdot \log_{10}[8 \cdot (t - 20) + 1] + 20 & \text{para } t > 21 \text{ min} \end{cases} \quad (3.4)$$

donde

$T_g(t)$ es la temperatura del gas en el sector de incendio,

t es el tiempo en minutos.

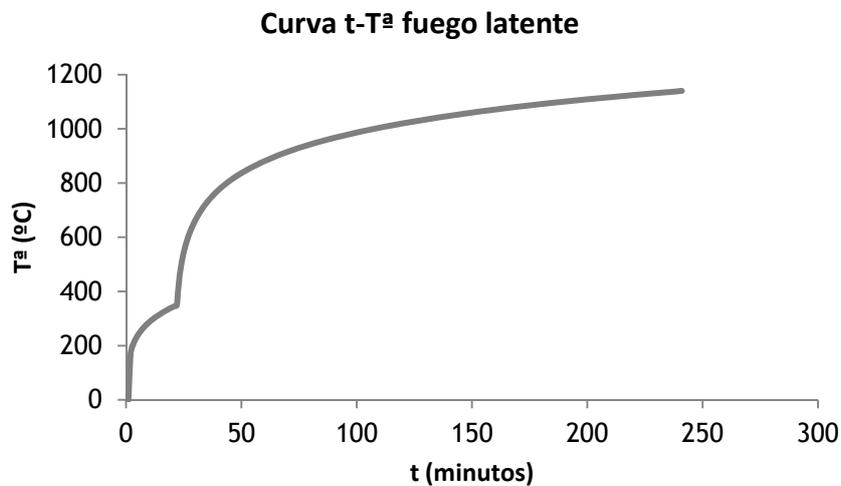


Figura 3.10. Curva tiempo-temperatura para fuego latente.

E. Curva paramétricas

Los modelos de fuego paramétrico proporcionan un método de cálculo bastante sencillo para obtener la temperatura del gas en el recinto de incendio y tienen en cuenta, de manera simplificada, los principales parámetros que influyen en el desarrollo del incendio, tales como el tamaño del recinto, la carga de fuego (que corresponde a la masa de los materiales combustibles en el compartimento de incendio), las condiciones de ventilación (aberturas) y las propiedades térmicas (tales como la conductividad térmica y el calor específico) de los muros de compartimentación y techos.

La actual formulación de las curvas paramétricas propuesta por la norma UNE EN 1991-1-2 [11] lleva asociada las siguientes limitaciones:

- Máxima área del recinto igual a 500m^2 ,
- Máxima altura del recinto igual a 4 metros,
- Techo sin aberturas,
- Carga de fuego fundamentalmente de tipo celulósico,
- Cerramiento con propiedad térmica b entre 100 y $2200\text{ J/m}^2\cdot\text{s}^{1/2}\cdot\text{K}$;

$$b = \sqrt{C \cdot \rho \cdot \lambda}.$$

Asimismo, según el Eurocódigo 2 (UNE EN 1992-1-2 [7]) en el Anexo B se permite el uso de curvas paramétricas para el diseño de elementos de hormigón armado por el Método de la Isoterma 500 siempre y cuando el factor de aberturas sea $O \geq 0,14\text{ m}^{1/2}$. Sin embargo, estas curvas no serán aplicables cuando se utilice el Método de las Zonas, dado que éste se ha calibrado para la curva normalizada ISO 834.

Las curvas paramétricas tiempo-temperatura parten de la hipótesis de que la temperatura es uniforme en el recinto, algo que restringe su campo de aplicación a fuegos post-flashover en recintos de dimensiones razonables. La curva de fuego que se predice incluye una fase de calentamiento, representada por una curva exponencial que va hasta la temperatura máxima, seguida por una fase de enfriamiento descendente lineal, hasta alcanzar la temperatura residual, que suele coincidir con la temperatura ambiente. La temperatura máxima y la duración correspondiente del incendio son los dos parámetros principales que afectan al comportamiento del fuego en elementos estructurales. Por ello, se adoptaron como los parámetros centrales en las fórmulas de cálculo de fuegos paramétricos. Además, este modelo asume que se consume toda la carga de fuego en el incendio.

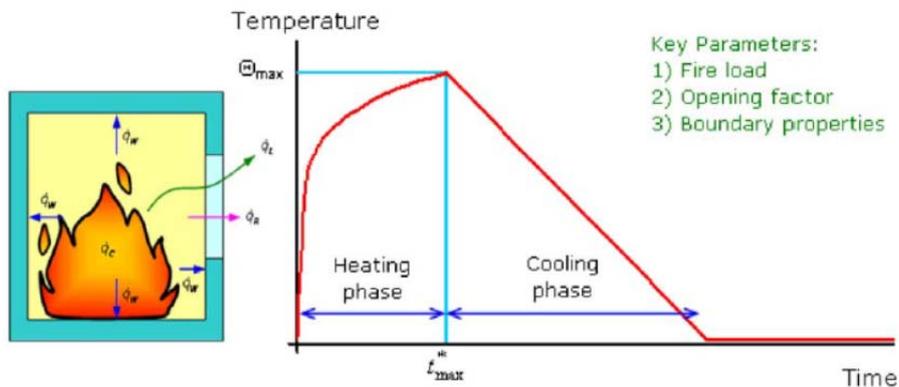


Figura 3.11. Esquema de una curva tiempo-temperatura paramétrica [29].

La intensidad del incendio (θ_{max}) y su duración (t_{max}^*) son las variables que gobiernan la formulación de los modelos basados en curvas paramétricas.

Las bases teóricas de los modelos de fuego basados en curvas paramétricas han sido desarrolladas por Wickström (1981-1982) y se basan en un modelo de balance térmico del recinto en el que se produce el incendio (figura 3.12).

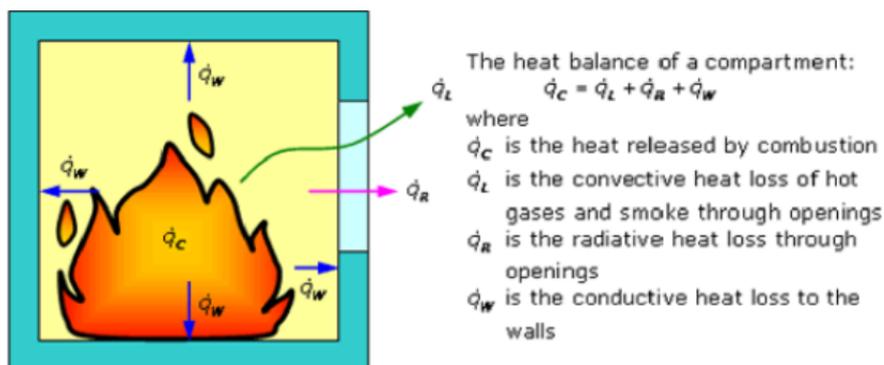


Figura 3.12. Balance de los flujos de calor en el recinto de incendio [29].

Este balance térmico depende de la relación entre el factor de aberturas del recinto y la inercia térmica (propiedades térmicas) de los cerramientos.

El factor de huecos (O) mide la ventilación del recinto y se define como $O(m^{1/2}) = \frac{A_v \cdot \sqrt{h_{eq}}}{A_t}$, donde A_v es el área total de las ventanas en los muros verticales, h_{eq} es la altura media ponderada del hueco de las ventanas y A_t es el área total de la superficie envolvente que encierra el recinto o sector, es decir; paredes, suelo y techo.

La propiedad térmica o admisividad permite evaluar la capacidad de disipación de calor a través de la envolvente del recinto y se define como $b = \sqrt{C \cdot \rho \cdot \lambda \left(\frac{J}{m^2 \cdot s^{1/2} \cdot K} \right)}$, donde ρ es la densidad del material del cerramiento, C es el calor específico del material del cerramiento a

temperatura ambiente y λ es la conductividad térmica del material del cerramiento a temperatura ambiente.

Las curvas paramétricas se obtienen por ajuste a las curvas de fuego experimentales y los datos de los ensayos “Swedish test” (Magnusson & Thelandersson 1970 [27]). La figura 3.13 muestra un conjunto de curvas de fuegos “Swedish test” para diferentes cargas de fuego con un factor de abertura del recinto de $O = 0,04 \text{ m}^{1/2}$.

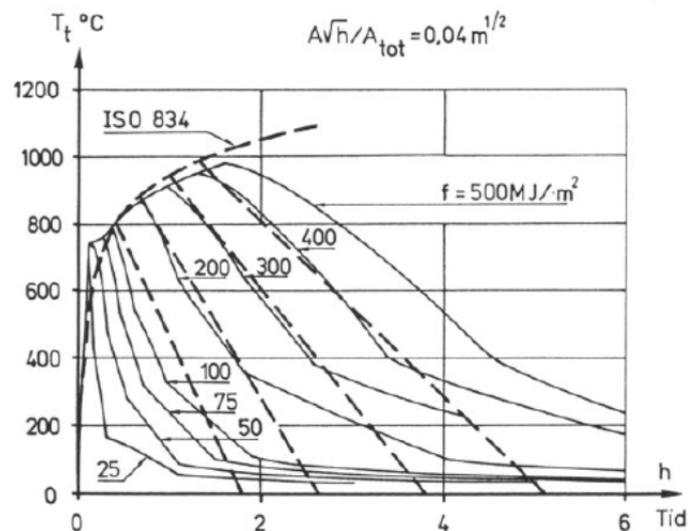


Figura 3.13. Curvas paramétricas tiempo-temperatura para diferentes cargas de fuego para un factor de abertura de $O = 0,04 \text{ m}^{1/2}$ (Magnusson, Thelandersson, 1970) [27].

La fase de enfriamiento de un incendio natural es compleja y en ella influyen el agotamiento del combustible y el efecto de la actuación de los sistemas de extinción. La duración del incendio depende de la tasa de combustión, del tipo de carga de fuego, de su distribución y de las condiciones de ventilación. Para conseguir simplicidad al modelo, se define la fase de enfriamiento mediante una disminución lineal de la temperatura.

Los datos de entrada de las curvas de fuego paramétrico son el valor de cálculo de la densidad de carga de fuego, la rapidez del desarrollo del fuego, las condiciones de ventilación (descritas en función del tamaño y la ubicación de las aberturas) y las propiedades térmicas (capacidad calorífica, densidad y conductividad) de los muros para elevar las pérdidas de calor que se dan como consecuencia de la convección y radiación en los límites del compartimiento. En lo que a la densidad de carga de fuego se refiere, en la práctica del diseño se suelen consultar los valores característicos indicados en la norma UNE EN 1991-1-2 [11].

A pesar de que estas curvas de fuego paramétrico ofrecen una mejora significativa comparadas con la curva normalizada ISO 834, los fuegos paramétricos no están en situación

de ofrecer aún una evaluación muy precisa de la severidad del incendio. Por ello, en algunos países europeos se recomienda su uso exclusivamente para el cálculo del diseño preliminar.

3.2.3.2. Fuegos localizados

El CTE DB SI 6.2.2 [13] indica que en el caso de sectores de riesgo mínimo y en aquellos sectores de incendio en los que, por su tamaño y por la distribución de la carga de fuego, no sea previsible la existencia de fuegos totalmente desarrollados; la comprobación de la resistencia a fuego puede hacerse elemento a elemento mediante el estudio por medios de fuegos localizados, según se indica en el Eurocódigo 1 (UNE EN 1991-1-2 [11]) situando sucesivamente la carga de fuego en la posición previsible más desfavorable.

El Eurocódigo 1 (UNE EN 1991-1-2 [11]) plantea dos modelos de fuego localizado: uno que se utiliza cuando la llama no alcanza el techo, modelo de Heskestad, y otro que se utiliza cuando las llamas alcanzan el techo, modelo de Hasemi.

En aquellas situaciones en las que el fuego no llega al techo, se indica una fórmula de diseño para calcular la temperatura en el penacho a lo largo del eje vertical de la llama. En aquellas situaciones en las que el fuego llega al techo, se indican algunos pasos sencillos para calcular el flujo de calor recibido por las superficies expuestas al fuego a nivel del techo.

Estos modelos se suelen utilizar casi siempre para calcular las acciones térmicas, expresadas como el flujo de calor derivado de una parte de radiación y una parte de convección, en los elementos estructurales horizontales, como las vigas.

Los datos de entrada son la velocidad de generación o liberación de calor (RHR), la distancia entre el origen del incendio y el techo y el diámetro del fuego. La RHR se suele calcular siguiendo lo indicado en el apartado E.4 de la norma UNE EN 1991-1-2 [11].

Estos enfoques se limitan a aquellos casos en los que el diámetro del fuego D es inferior a 10 metros y la velocidad de liberación de calor del fuego Q es inferior a 50MW.

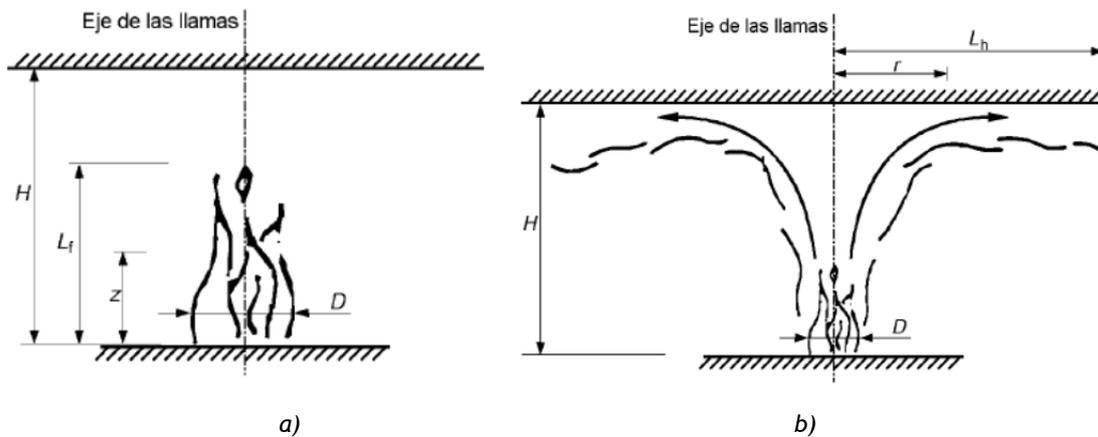


Figura 3.14. Modelos de fuego localizado: a) La llama no alcanza el techo b) La llama impacta en el techo [11].

3.2.3.3. Modelos de zona

Los modelos de zonas son modelos numéricos para la modelización del desarrollo de incendios reales. Se trata de modelos informáticos simples que dividen los compartimentos de incendio considerados en distintas zonas, donde se asume la condición de que cada zona es uniforme.

Los primeros modelos de una zona fueron desarrollados en la década de los 70; Pettersson, Thor y Magnusson, 1976 [30]; Babrauskas y Williamson, 1978 [31]. Desde entonces los modelos han evolucionado hasta llegar a multi-zonas para la modelización de incendios localizados y pre-flashover.

Los principios teóricos de los modelos de zona es la conservación de la masa y la energía en los compartimentos de fuego y se basan en suposiciones físicas del comportamiento y movimiento del fuego y el humo obtenidos a través de la observación experimental de incendios reales. Estos modelos tienen en cuenta la tasa de liberación de calor de los materiales combustibles, el penacho de llama, el flujo de masa, el movimiento de humo y las temperaturas de los gases.

El modelo más simple es el modelo de una zona (figura 3.16.b) para fuegos totalmente desarrollados (fuegos post-flashover), en los que las condiciones dentro del compartimento se estiman como uniformes y están representadas por una única temperatura.

Los modelos de dos zonas (figura 3.16.a) pueden emplearse en situaciones pre-flashover, sobre todo en la fase de crecimiento de un incendio. El modelo se basa en la hipótesis de estratificación del recinto que separa el compartimento del incendio en dos zonas claramente diferenciadas: una zona superior caliente, que contiene la mayor parte del calor y el humo del fuego, y una zona inferior fría, que permanece prácticamente sin humo. Un penacho de

humo y gases de combustión alimenta la zona caliente justo encima del fuego. La temperatura de cada zona se calcula a partir del principio de conservación de la energía; la cantidad de productos de combustión tóxicos en cada zona se calcula a partir de la conservación de las especies químicas y el tamaño de cada zona se calcula a partir del principio de conservación de la masa.

Como resultado de la simulación se puede conocer en función del tiempo, la evolución de la temperatura del gas en cada una de las dos zonas, la evolución de las temperaturas de los muros, la evolución del flujo a través de las aberturas y la evolución del espesor de cada zona.

El espesor de la zona inferior, que permanece a una temperatura más bien fría y no contiene ningún producto de combustión, es muy importante para evaluar la admisibilidad del compartimento para los ocupantes. Es frecuente que el efecto local cerca del incendio pueda estudiarse mediante un modelo simple, como la metodología de Hasemi (modelo de fuego localizado) junto con los modelos de dos zonas (figura 3.15). La combinación de ambos modelos permite determinar el campo de temperaturas del gas, cerca y lejos del fuego.

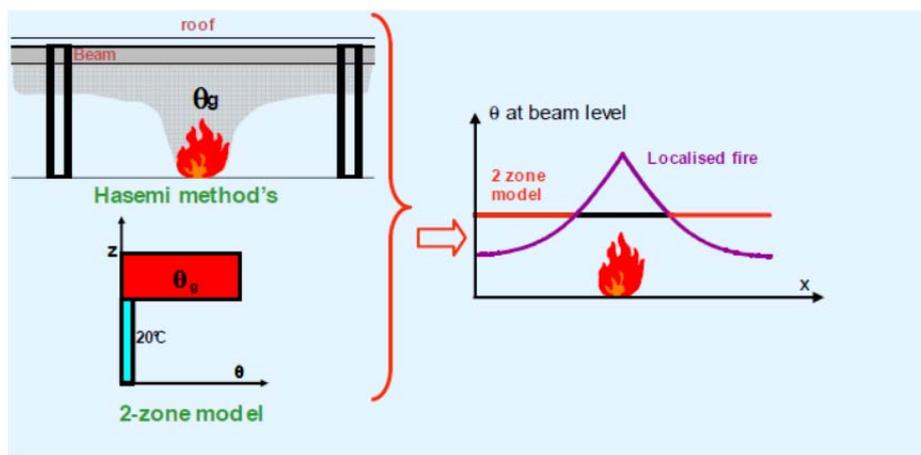


Figura 3.15. Combinación del modelo de dos zonas con el modelo Hasemi [42].

Cuando el espesor de la zona inferior es demasiado pequeño en comparación con la altura del compartimento, la asunción de dos zonas no resulta aplicable y entonces resulta preferible optar por el modelo de una zona. Además, si el área del incendio es grande en comparación con la superficie total, la asunción del modelo de una zona suele ser mejor que el de dos zonas.

Algunos modelos de zona incluyen la posibilidad de pasar de un modelo de dos zonas a un modelo de una zona cuando se dan ciertas condiciones (temperatura, área del incendio y espesor de la zona de humo correspondiente al flashover).

Incluso es posible optar por seguir una estrategia de una o dos zonas en el transcurso del incendio. Con estas estrategias, la totalidad de la simulación se lleva a cabo teniendo en cuenta una o dos zonas, desde el primer momento hasta el final del cálculo. No se efectúa ningún tipo de modificación respecto a la velocidad de generación de calor, excepto los realizados mediante modelos de combustión.

Algunos modelos de zona más complejos permiten realizar cálculos de radiación entre la zona superior y los objetos de la estancia. También permiten la existencia de múltiples penachos y el análisis de compartimentos múltiples con intercambio de masa entre cada uno de ellos.

Los datos que normalmente han de introducirse son la geometría de la estancia, el tipo de construcción de la misma (incluidos todos los muros, suelos y techos), el número de ventilaciones (huecos) y sus tamaños, las características del equipamiento de la estancia y los datos del fuego (curva RHR, la velocidad de pirólisis, el calor de combustión del combustible): Los datos que se obtienen suelen ser la predicción del tiempo de activación de los rociadores y de los detectores de incendios, el tiempo para que produzca el flashover, la temperatura de las zonas superior e inferior, la altura de la zona de humo y la producción de especies.

La carga de fuego puede considerarse uniformemente distribuida si el material combustible está presente más o menos en la totalidad de la superficie del compartimento y cuando la densidad de carga de fuego (cantidad de combustible por m² de superficie) es más o menos uniforme. Contrariamente, la carga de fuego debería ser “localizada” si el material combustible se concentra en una superficie pequeña, en comparación con el resto de superficie que no contiene combustible.

La velocidad de generación de calor constituye un parámetro fundamental en los modelos de fuegos avanzados. Para los cálculos, en la práctica se recurre a los valores indicados en la norma UNE EN 1991-1-2 [11].

Los modelos de zona son capaces, por tanto, de modelizar un incendio de una manera más precisa que los modelos de fuego paramétricos o las curvas nominales. Sin embargo, requieren de experiencia en la definición correcta de los datos de entrada y en la evaluación de la viabilidad de los resultados obtenidos.

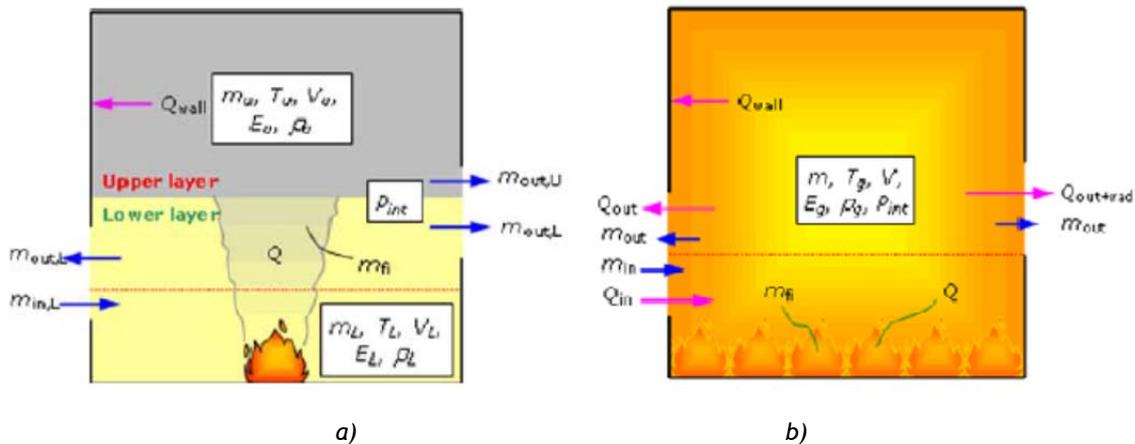


Figura 3.16. Esquemas de los modelos de zonas: a) dos zonas, b) una zona [29].

Entre los tipos de modelos de zona existentes cabe destacar también los modelos informáticos de dinámica de fluidos que determinan la evolución de la temperatura en el sector de incendio en función del tiempo y del espacio.

Algunos ejemplos de modelos de una zona son los siguientes:

- COMPF2 desarrollado por el Instituto Nacional de Normas y Tecnología (NIST), EEUU (Babraukas, 1979).
- Ozone desarrollado por la Universidad de Lieja, Bélgica (Cadorin y Franssen 2003)
- SFIRE-4 desarrollado por la Universidad de Lund, Suecia (Magnusson y Thelandersson, 1970).

Ejemplos de modelos de dos zonas son:

- CCFM.VENTS desarrollado por el Instituto Nacional de Normas y Tecnología (NIST), EEUU (Forney, Cooper y Moss, 1990).
- CFAST desarrollado por el Instituto Nacional de Normas y Tecnología (NIST), EEUU (Peacock et al 2000).
- Ozone desarrollado por la Universidad de Lieja, Bélgica (Cadorin y Franssen 2003).

3.2.3.4. Modelos basados en dinámica de fluidos

En edificios con una geometría irregular o compleja, que presentan sistemas de ventilación complejos o en los que es preciso tener más cuidado en los niveles de exposición de algunas zonas concretas al calor por convección o radiación, debería utilizarse un modelo de campo.

La técnica de modelización de incendios más avanzada y sofisticada es la que se basa en el uso de modelos de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD) para predecir el crecimiento de un incendio, el movimiento del humo y la temperatura desarrollada durante todo el evento.

Estos modelos son capaces de emular incendios pre-flashover y fuegos localizados en geometrías complejas con movimiento de humo en varios compartimentos.

Se trata de modelos informáticos de dinámica de fluidos que resuelven numéricamente las ecuaciones diferenciales parciales determinando las variables termodinámicas y aerodinámicas para todos los puntos del sector. Estos modelos analizan los factores implicados el flujo de fluidos, en la transmisión de calor y en los fenómenos asociados, y resuelven las ecuaciones que representan las leyes físicas siguientes:

- Conservación de la masa de un fluido,
- La variación de la cantidad de movimiento es igual a la suma de las fuerzas ejercidas sobre una partícula de fluido (segunda ley de Newton);
- La variación de energía es igual a la suma de la tasa de calentamiento y la tasa de trabajo realizado sobre una partícula de fluido (primera ley de la termodinámica).

El requisito de entrada para los modelos de CFD es muy exigente y requiere de experiencia en la definición de los parámetros de entrada correctos y en la validación de los resultados obtenidos. No obstante, estos resultados son más representativos de la realidad, ya que se obtienen los valores de las variables implicadas en la modelización del incendio en cada punto de cada compartimento implicado en el incendio.

A. Modelos de campo

Los modelos de campo son los modelos de dinámica de fluidos computacional más sofisticados para la simulación de incendios en recintos que incorporan además, submodelos para turbulencia, transferencia de calor y combustión.

La técnica de estos está basada en una solución completa, dependiente del tiempo y tridimensional, de los principios fundamentales de conservación de la masa, de la cantidad de movimiento y de la energía. Para ello, el volumen del compartimento de incendio se divide en un número considerable de celdas. El número adecuado aproximado de celdas para el compartimento que se va a estudiar dependerá de la geometría del mismo, la exactitud requerida y desde un punto de vista práctico, la velocidad y la memoria del ordenador.

Según el modelo de turbulencia considerado existen tres tipos de modelos de campo:

- Modelos de simulación numérica directa (DNS): Las ecuaciones básicas se resuelven directamente pero precisa incrementos de tiempo y de espacio muy pequeños para poder simular todas las escalas temporales y espaciales derivadas de los procesos de turbulencia y químicos. Los modelos DNS exigen ordenadores muy potentes y se usan para estudios académicos o se limitan a aplicaciones simples.

- Modelos de simulación de grandes remolinos (LES): se computan las grandes escalas del flujo (el movimiento turbulento de grandes remolinos), mientras que para el efecto a escalas más pequeñas se utilizan submodelos de filtrado. El submodelo utilizado con más frecuencia es el submodelo de Smagorinsky.
- Modelos promediados de Reynolds de las ecuaciones de Navier-Stokes (RANS): estos modelos se basan en promediar las ecuaciones básicas del fluido y la modelización de todas las escalas turbulentas. El modelo usado con más frecuencia es el modelo $k-\epsilon$.

Los datos de entrada son los mismos que en el caso de los modelos de zona pero tienen que ser introducidos con mayor detalle.

Los datos que se obtienen son los movimientos del humo y del calor, la predicción del tiempo de activación de los rociadores y del sistema de detección, el tiempo para el flashover, las temperaturas en el dominio considerado, las velocidades, la altura de la zona de humo y la producción de especies.

Debido a su complejidad y al tiempo de CPU necesario, los modelos de campo se utilizan poco para evaluar la resistencia al fuego de las estructuras, sobre todo en los casos de incendios totalmente desarrollados. En el campo de la ingeniería del fuego, el uso de un modelo de campo suele limitarse a casos concretos con una geometría compleja.

El modelo de campo más difundido es el FDS (Fire Dynamics Simulator), desarrollado por National Institute of Standards and Technology (NIST) de Estados Unidos en colaboración con el Centro de Investigación Tecnológica VTT de Finlandia. El software es de dominio público y puede encontrarse en la dirección: <http://www.fire.nist.gov/fds/>.

Otros ejemplos de modelos de campo son:

- SMARTFIRE desarrollado por University of Greenwich (1998).
- SOFIE desarrollado por Cranfield University (2000).

3.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES A ALTAS TEMPERATURAS

En este apartado se van a exponer las propiedades de los materiales, hormigón y acero, que se van utilizar en el cálculo estructural de un pilar en situación de incendio.

Cabe destacar que las propiedades térmicas a altas temperaturas de los metariales serán requeridas en el análisis térmico (apartado 3.5.3) y las propiedades mecánicas a altas temperaturas se emplearan en el análisis mecánico (apartado 3.5.4).

3.3.1. Propiedades mecánicas del hormigón a altas temperaturas

Existen varios modelos que definen la relación tensión-deformación del hormigón en altas temperaturas.

El Eurocódigo, norma UNE EN 1992-1-2 [7], recoge una serie de datos y formulación para definir la relación tensión-deformación del hormigón dependiente de la temperatura y que se presentan en este apartado, tabla 3.3 y figura 3.17.

Estas relaciones se podrán utilizar tanto en los cálculos simplificados como en los cálculos avanzados.

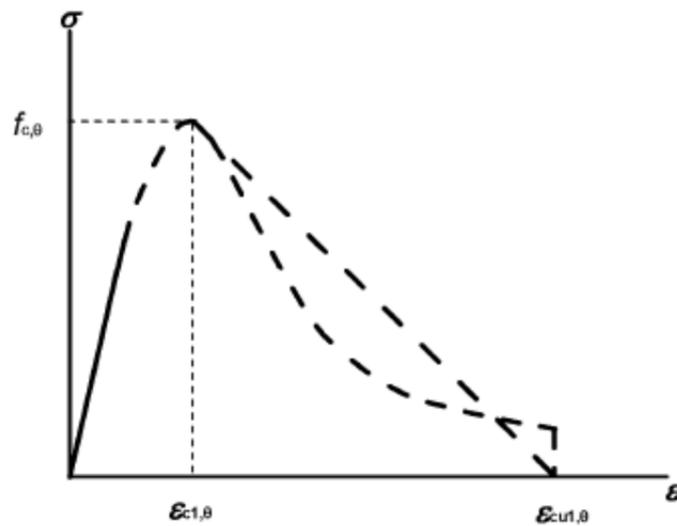
Las relaciones tensión-deformación unitaria se definen mediante la resistencia a compresión $f_{c,\theta}$; y la deformación unitaria $\varepsilon_{c1,\theta}$ correspondiente a $f_{c,\theta}$.

Estos parámetros quedan definidos en la tabla 3.3 en función de la temperatura y para valores intermedios de la temperatura se pueden realizar interpolaciones lineales.

Hormigón temp. θ [°C]	Áridos silíceos			Áridos calcáreos		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]
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	-	-

Tabla 3.3. Valores para los principales parámetros de las relaciones tensión-deformación unitaria del hormigón de peso normal con áridos silíceos o calcáreos a temperaturas elevadas [7].

En simulaciones de fuegos naturales, particularmente cuando se deba considerar la rama descendente, el modelo matemático a seguir es el que se muestra en a figura 3.17.



Rango	Tensión $\sigma(\theta)$
$\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\epsilon_{ct(\theta)} < \epsilon \leq \epsilon_{cu1,\theta}$	Para cuestiones de tipo numérico debería adoptar una rama descendente. Se permiten modelos lineales o no lineales.

Figura 3.17. Modelo matemático para relaciones tensión-deformación unitaria del hormigón comprimido a temperaturas elevadas [7].

En el caso de la resistencia a tracción del hormigón la norma UNE EN 1992-1-2 [7], sugiere que se desprecie. En el caso de que se necesite tenerla en cuenta se propone el siguiente modelo:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t} \tag{3.5}$$

siendo

$f_{ck,t}(\theta)$ la resistencia a tracción del hormigón a temperatura θ ,

$f_{ck,t}$ la resistencia a tracción del hormigón a temperatura ambiente,

$k_{c,t}(\theta)$ un coeficiente de reducción de la resistencia a tracción en función de la temperatura que se define:

$$\begin{aligned}
 k_{c,t}(\theta) &= 1 && \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C} \\
 k_{c,t}(\theta) &= 1 - 1 \cdot \frac{\theta - 100}{500} && \text{para } 100^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 600^{\circ}\text{C}
 \end{aligned}
 \tag{3.6}$$

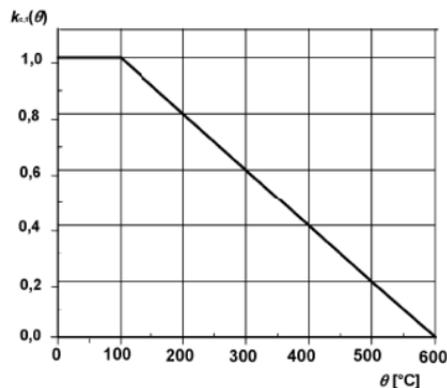


Figura 3.18. Coeficiente de reducción $k_{c,t}(\theta)$ de la resistencia a tracción $f_{ck,t}$ del hormigón a temperaturas elevadas [7].

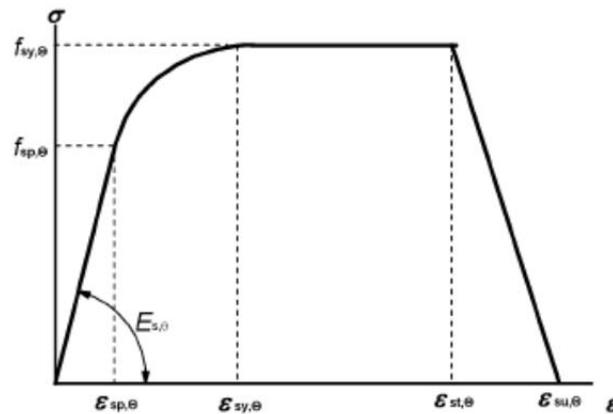
El Eurocódigo 2 sugiere además que no debería tenerse en cuenta el aumento de la resistencia del hormigón en la fase de enfriamiento.

3.3.2. Propiedades mecánicas del acero a altas temperaturas

En el caso del acero de las armaduras pasivas el Eurocódigo 2 [7] propone el modelo definido en la figura 3.19 y los valores de las tablas 3.4 y 3.5.

Las relaciones tensión-deformación unitaria dadas se definen por la pendiente del dominio lineal elástico $E_{s,\theta}$, el límite de proporcionalidad $f_{sp,\theta}$ y el nivel máximo de tensión $f_{sy,\theta}$.

En las tablas 3.4 y 3.5 para valores intermedios de temperaturas se pueden hacer interpolaciones lineales.



Rango	Tensión $\sigma(\theta)$	Módulo tangente
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	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	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
* Los valores para los parámetros $\varepsilon_{sp,\theta}$ y $\varepsilon_{su,\theta}$ para el acero para armaduras activas pueden tomarse de la tabla 3.3. La armadura pasiva de clase A se define en el anexo C de la Norma EN 1992-1-1.		

Figura 3.19. Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación unitaria del acero para armaduras pasivas y activas a temperaturas elevadas [7].

Temperatura del acero θ [°C]	$f_{yk,\theta} / f_{yk}$		$f_{yk,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	laminado en caliente	conformado en frío	laminado en caliente	conformado en frío	laminado en caliente	conformado 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

Tabla 3.4. Valores de la clase N para los parámetros de la relación tensión-deformación unitaria de acero laminado en caliente y conformado en frío para la armadura pasiva a altas temperaturas [7].

Temperatura del acero θ [°C]	$f_{yk,\theta} / f_{yk}$	$f_{yk,\theta} / f_{yk}$	$E_{s,\theta} / E_s$
	laminado en caliente y conformado en frío	laminado en caliente y conformado en frío	laminado en caliente y conformado en frío
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,87	0,95
300	1,00	0,74	0,90
400	0,90	0,70	0,75
500	0,70	0,51	0,60
600	0,47	0,18	0,31
700	0,23	0,07	0,13
800	0,11	0,05	0,09
900	0,06	0,04	0,07
1000	0,04	0,02	0,04
1100	0,02	0,01	0,02

NOTA. La elección de la clase N (tabla 3.2a) o X (tabla 3.2b) a usar en un Estado puede encontrarse en su anexo nacional. Generalmente se recomienda la clase N. La clase X solo se recomienda cuando existe evidencia experimental para estos valores.

Tabla 3.5. Valores de la clase X para los parámetros de la relación tensión-deformación unitaria de acero laminado en caliente y conformado en frío para la armadura pasiva a altas temperaturas [7].

3.3.3. Propiedades térmicas del hormigón

3.3.3.1. Elongación térmica

En la norma UNE EN 1992-1-2 [7] se presentan las siguientes ecuaciones para definir la deformación térmica unitaria $\varepsilon_c(\theta)$ del hormigón:

- Áridos silíceos:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^{-3} \quad \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 700^{\circ}\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 700^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (3.7)$$

- Áridos calcáreos:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^{-3} \quad \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 805^{\circ}\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 805^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (3.8)$$

Siendo θ la temperatura del hormigón en $^{\circ}\text{C}$.

La figura 3.20 representa gráficamente las ecuaciones anteriores.

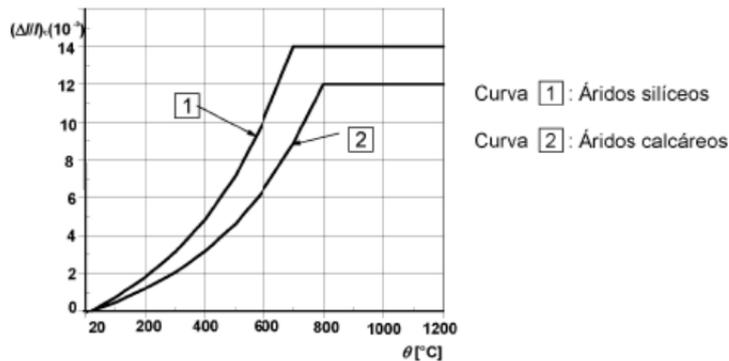


Figura 3.20. Elongación térmica total del hormigón [7].

3.3.3.2. Calor específico

La norma UNE EN 1992-1-2 [7] recoge las siguientes ecuaciones para determinar el calor específico del hormigón seco (humedad $u=0\%$) en función de la temperatura, tanto para hormigones con áridos silíceos como calcáreos:

$$c_p(\theta) = 900 \left(\frac{\text{J}}{\text{kg}\cdot\text{K}} \right) \quad \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C}$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \left(\frac{\text{J}}{\text{kg}\cdot\text{K}} \right) \quad \text{para } 100^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200^{\circ}\text{C}$$

$$c_p(\theta) = 1100 + \frac{(\theta - 200)}{2} \left(\frac{\text{J}}{\text{kg}\cdot\text{K}} \right) \quad \text{para } 200^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400^{\circ}\text{C}$$

$$C_p(\theta) = 1100 \left(\frac{J}{kg \cdot K} \right) \quad \text{para } 400^\circ C < \theta \leq 1200^\circ C \quad (3.9)$$

Donde θ es la temperatura del hormigón en $^\circ C$. La formulación 3.9 queda representada gráficamente en la figura 3.21.

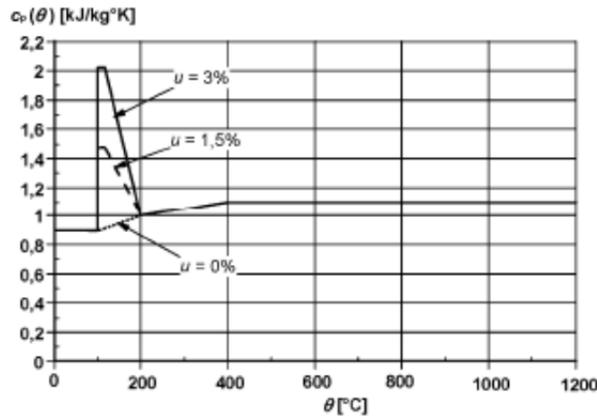


Figura 3.21. Calor específico $C_p(\theta)$, como función de la temperatura para 3 contenidos de humedad distintos, u , de 0, de 1,5 y 3% en peso para hormigón silíceo [7].

Cuando no se considere explícitamente la humedad en el método de cálculo, la función dada para el calor específico del hormigón con áridos silíceos o calcáreos puede modelizarse mediante un valor constante, $C_{p,peak}$, situado entre los 100 $^\circ C$ y 115 $^\circ C$ con disminución lineal entre 115 $^\circ C$ y 200 $^\circ C$.

Los valores de $C_{p,peak}$ son los siguientes según la humedad, ver figura 3.21:

$$C_{p,peak} = 900 \left(\frac{J}{kg \cdot K} \right) \text{ para humedad del 0\% del peso del hormigón,}$$

$$C_{p,peak} = 1470 \left(\frac{J}{kg \cdot K} \right) \text{ para humedad del 1,5\% del peso del hormigón,}$$

$$C_{p,peak} = 2020 \left(\frac{J}{kg \cdot K} \right) \text{ para humedad del 3,0\% del peso del hormigón,}$$

Se acepta interpolar linealmente para otros valores de humedad.

3.3.3.3. Densidad

La variación de densidad con la temperatura se ve influida por la pérdida de agua y se define del modo siguiente en la norma UNE EN 1992-1-2 [7]:

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ C) \quad \text{para } 20^\circ C \leq \theta \leq 115^\circ C$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ C) \cdot \left(1 - \frac{0,02 \cdot (\theta - 115)}{85} \right) \quad \text{para } 115^\circ C < \theta \leq 200^\circ C$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(0,98 - \frac{0,03 \cdot (\theta - 200)}{200}\right) \quad \text{para } 200^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(0,95 - \frac{0,07 \cdot (\theta - 400)}{800}\right) \quad \text{para } 400^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (3.10)$$

3.3.3.4. Conductividad térmica

La norma UNE EN 1992-1-2 [7] propone determinar la conductividad térmica del hormigón, λ_c , entre los valores inferior y superior siguientes:

- Límite superior:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0107 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \frac{\text{W}}{\text{m}\cdot\text{K}} \quad \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (3.11)$$

- Límite inferior:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \frac{\text{W}}{\text{m}\cdot\text{K}} \quad \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \quad (3.12)$$

Donde θ es la temperatura del hormigón.

La representación gráfica de las ecuaciones 3.11 y 3.12 se puede ver en la figura 3.22.

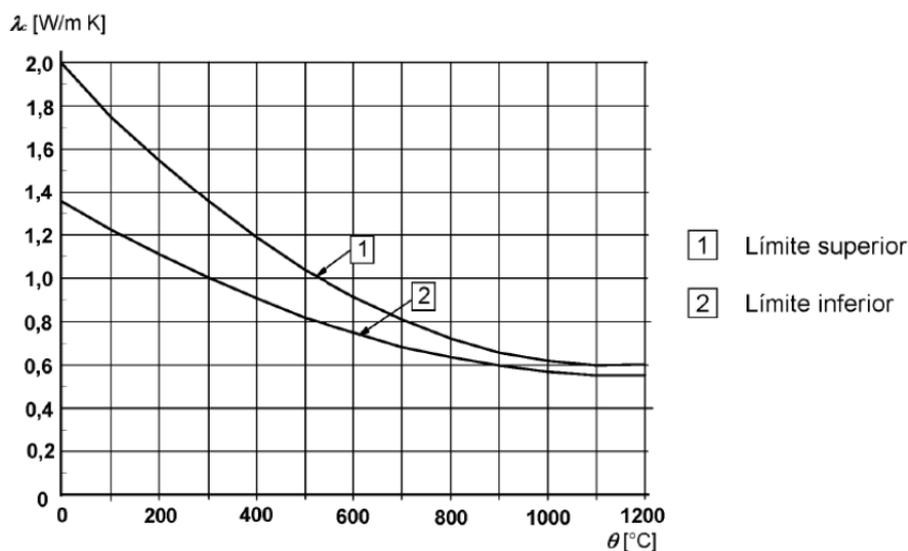


Figura 3.22. Conductividad térmica del hormigón [7].

3.3.4. Propiedades térmicas del acero

3.3.4.1. Elongación térmica del acero para armaduras pasivas y activas

Según la norma UNE EN 1992-1-2 [7], la deformación térmica unitaria del acero, $\varepsilon_s(\theta)$ para armaduras pasivas puede determinarse, respecto a su longitud a 20°C, mediante la siguiente formulación:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s(\theta) &= -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^2 \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= 11 \cdot 10^{-3} \text{ para } 750^\circ\text{C} < \theta \leq 860^\circ\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta \text{ para } 860^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (3.13)$$

En la figura 3.23 se muestra la representación gráfica de la elongación térmica del acero de acuerdo con las ecuaciones 3.13.

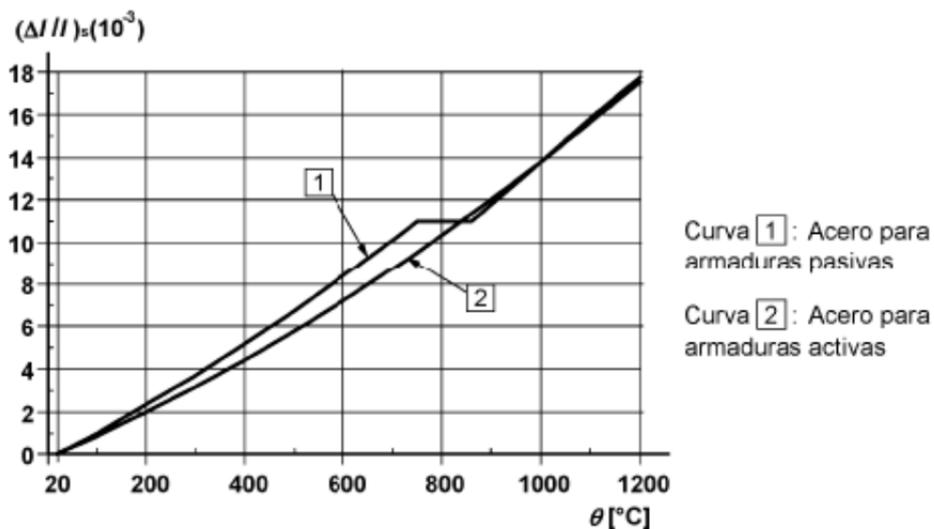


Figura 3.23. Elongación térmica total del acero [7].

3.3.5. Valores de las propiedades de los materiales

Los valores de cálculo de las propiedades mecánicas (resistencia y deformación) $X_{d,fi}$ de los materiales se definen en la norma UNE EN 1992-1-2 [7]:

$$X_{d,fi} = \frac{k_\theta \cdot X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (3.14)$$

donde

X_k es el valor característico de una propiedad de resistencia o de deformación para el dimensionamiento a temperatura norma según la norma EN 1992-1-1 [7];

k_θ es el coeficiente de reducción de una propiedad de resistencia o deformación $X_{k,\theta}/X_k$ dependiente de la temperatura del material;

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad del material correspondiente de una material, en la situación de incendio.

Los valores de cálculo de las propiedades térmicas de los materiales $X_{d,fi}$ se definen:

- Si un incremento de la propiedad es favorable para la seguridad;

$$X_{d,fi} = \frac{X_{k,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \quad (3.15)$$

- Si un incremento de la propiedad es desfavorable para la seguridad;

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} \cdot X_{k,\theta} \quad (3.16)$$

donde

$X_{k,\theta}$ es el valor de una propiedad de un material en el dimensionamiento frente al fuego, generalmente dependiente de la temperatura del mismo,

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad del material correspondiente del material, en la situación de incendio.

Es importante mencionar que en la norma UNE EN 1992-1-2 [7] se recomienda tomar $\gamma_{M,fi} = 1$ para propiedades térmicas y mecánicas del hormigón y el acero para armaduras pasivas y activas, y este es el valor que se ha tomado en los cálculos realizados en esta tesina.

3.4. SPALLING

Según Khoury y Anderberg [32], el spalling o desconchado, se define como una rotura violenta o no violenta de las capas superficiales de elementos estructurales de hormigón armado cuando sufren un calentamiento rápido en el que se alcancen altas temperaturas, como pasa habitualmente en un incendio. El desconchado térmico es un de los fenómenos más complejos y menos entendido de los que le suceden al hormigón sometido a altas temperaturas. Desde hace décadas, las investigaciones realizadas sobre spalling han ido orientadas a conocer que factores desencadenan este fenómeno, cuales influyen en su severidad y como se desarrolla el desconchado térmico. Actualmente, todavía no se ha llegado a entender exactamente el funcionamiento de este suceso.

El desconchado térmico ha vuelto a ser un tema polémico en los últimos años debido a que se ha determinado que los hormigones de alta resistencia, más habituales recientemente, son más susceptibles de producir spalling expuesto a fuego, que el hormigón de resistencia normal. Además, incendios muy graves acaecidos en Europa han puesto de manifiesto la importancia de este fenómeno y la necesidad de ser estudiado para nuevos tipos de hormigones.

Gary fue probablemente uno de los primero investigadores en considerar el spalling en su estudio de los efectos del fuego en casas de hormigón armado, 1916. Basándose en sus resultados, se pueden identificar cuatro tipos diferentes de spalling (Jansson, [33]):

- Spalling por el árido (desconchado térmico por el árido) en el que se forman cráteres en la superficie del hormigón acompañados del sonido de pequeñas explosiones.
- Spalling superficial (desconchado térmico superficial), se produce un descamado violento en forma de placas redondeadas, especialmente en muros en tensión, acompañado de un sonido de rotura.
- Spalling de esquina (desconchado térmico de esquina), se produce una pérdida de material no violenta en las esquinas de los elementos de hormigón armado, sometidos a la acción del fuego.
- Spalling explosivo (desconchado térmico explosivo), pérdida de material del elemento de hormigón expuesto al fuego de manera muy violenta acompañado por alto sonido de estallido.

Esta clasificación del desconchado térmico es la más habitual pero cabe señalar que otros autores han añadido alguna modificación. Khoury [34] aumenta en dos tipos más de desconchado: por desprendimiento, cuando la resistencia del hormigón no es capaz de soportar su propio peso, y desconchado térmico después del enfriamiento, que sucede

durante y después de la fase de enfriamiento tras la absorción de humedad. Estos dos tipos de spalling son no violentos pero pueden afectar gravemente a la estructura.

Según Khoury y Anderberg [32] el desconchado térmico por el árido, el superficial y el explosivo ocurren bastante pronto, aproximadamente después de 7 a 30 minutos de la exposición al fuego. El desconchado térmico de esquina sucede cuando el fuego ha debilitado el hormigón, a partir de los 30 a 90 minutos de calentamiento.



Figura 3.24. Spalling de superficie después de un incendio en un aparcamiento [33].

La pérdida de material, ya sea de forma violenta o no, en un elemento estructural de hormigón armado expuesto a altas temperaturas es un fenómeno no deseado que se trata de controlar y evitar. Aunque todos los tipos de spalling han sido estudiados, el tipo al que se ha destinado más esfuerzos de investigación es también el más dañino, es el spalling explosivo. Este tipo de spalling es capaz de romper placas de hormigón de hasta 1 m² de superficie y propulsar material hasta a 12 metros de distancia.

Debido a la gravedad de su ocurrencia muchos autores consideran que es la principal forma de spalling y se refieren al spalling explosivo simplemente como spalling. En los siguientes párrafos que constituyen este apartado se va a seguir tratando el spalling explosivo y por comodidad se hará referencia a él como spalling.

3.4.1. Importancia del spalling explosivo

El alcance del spalling puede variar enormemente, en ocasiones el daño puede ser muy superficial pero tener graves consecuencias, como el colapso de la estructura. El spalling afecta reduciendo el área transversal del elemento de hormigón armado, causando mayores

tensiones en el área restante. Además, en elementos trabajando a compresión, como columnas, se podría producir un colapso debido al pandeo local de la armadura. Asimismo, el spalling puede reducir significativamente el recubrimiento de las armaduras activas y pasivas. De esta manera, el acero experimentaría mayores temperaturas sin la capa de protección que supone el recubrimiento de hormigón, con lo que se reduciría considerablemente la resistencia que el armado aporta a todo el elemento estructural. Además de la reducción de la capacidad portante de la estructura, el spalling puede afectar a la función separadora causando agujeros en forjados y muros que permitan el paso de las llamas. Según Khoury y Anderberg [32], los forjados de poco espesor son particularmente susceptibles a este tipo de fallo. Por otra parte, cuando un trozo de hormigón se desprende violentamente de un elemento de hormigón a causa del spalling puede ser lanzada con una fuerza notablemente elevada pudiendo ocasionar daños en elementos estructurales colindantes y poniendo en riesgo la seguridad de personas y bienes.

3.4.2. Factores que influyen en el spalling explosivo

Determinar los factores que influyen en el spalling explosivo no es una cuestión sencilla. Además las publicaciones encontradas en relación a este tema, muestran resultados contradictorios en algunos casos.

Esto puede ser debido a la multitud de factores que intervienen en el fenómeno del spalling. Asimismo, el estudio de estos factores se establece mediante ensayos, con elementos y condiciones que varían considerablemente de un test a otro. Todo esto unido a que el spalling es un suceso estocástico, para probetas iguales del mismo lote, tratadas y analizadas del mismo modo, el proceso de spalling se puede producir o no, aleatoriamente.

A continuación se expone un resumen de diferentes factores y su influencia en el spalling explosivo, que han sido aceptado por la mayoría de los investigadores de este fenómeno:

- La velocidad de calentamiento afecta de manera bastante importante en la ocurrencia del spalling explosivo. La probabilidad y la severidad del spalling aumenta con la velocidad de calentamiento. Sin embargo, cuando los elementos de hormigón se desconchan, lo hacen en un cierto intervalo de temperaturas, independientemente de cual se la velocidad de calentamiento.
- La exposición al fuego, cuantas más caras del elemento estén expuestas al fuego, más probable es que suceda el spalling.
- El tamaño de la sección, los elementos con menores secciones o espesores tienen menor probabilidad de sufrir spalling. Se cree que esto es debido porque la humedad que está contenida en el hormigón con las altas temperaturas se evapora y tiende a

escapar con mayor facilidad en las secciones más reducidas. Opuestamente a este pensamiento, los experimentos muestran que las explosiones son menos probables en secciones de elementos más anchas de 200-300 mm.

- Forma de la sección, se ha observado que las secciones con esquinas muestran más probabilidad de spalling y ésta aumenta según más agudos sean los ángulos. Por el contrario, superficies planas y esquinas redondeadas muestran mejor comportamiento.
- El contenido de humedad, generalmente el spalling explosivo es posible en elementos de hormigón de resistencia normal con un contenido de humedad mayor del 2% de su peso. Cuando la cantidad de humedad es menor del 2% del peso la ocurrencia de spalling es improbable pero alcanzar este contenido de humedad es muy difícil en la práctica. Para unas condiciones dadas, el spalling es menos probable para hormigones con un contenido de humedad de menos del 3% de su peso. Sin embargo, el hormigón de alta resistencia (mayor densidad) experimenta spalling con menores contenidos de humedad; del 2,3 al 3% de su peso. Se cree que esto sucede debido a la baja porosidad y baja permeabilidad, haciéndose más difícil para la humedad escapar, hecho que aumenta el riesgo de spalling, a pesar de la mayor resistencia a las tensiones.
- La alta permeabilidad permite una mayor liberación del vapor de agua y por tanto reduce la probabilidad de spalling. Los hormigones de alta resistencia muestran poca permeabilidad y una marcada tendencia a sufrir spalling. Sin embargo, existen datos experimentales que muestran que el spalling es poco probable para un hormigón con una permeabilidad menor de $5 \cdot 10^{-11} \text{ cm}^2$.
- Edad del hormigón, se sabe que el hormigón va perdiendo humedad con la edad. La media de contenido de humedad en hormigones de edificios es de alrededor del 3% de su peso dos años después de su construcción, indicando que la probabilidad de sufrir spalling disminuye a partir de estas edades del hormigón. Sin embargo cabe destacar que el contenido de humedad del hormigón es más dependiente del entorno donde está el hormigón que del paso del tiempo. La mayoría de los estudios publicados muestran que el riesgo de spalling disminuye con la edad del hormigón y que este hecho podría estar relacionado con el contenido de humedad, pero no hay consenso acerca de esta conclusión.
- La resistencia del hormigón, los hormigones con baja resistencia tienen menor probabilidad de sufrir spalling, mientras que en los hormigones de alta resistencia el spalling es un suceso común cuando se exponen a altas temperaturas. Este hecho, como ya se ha comentado, es probablemente debido a la baja permeabilidad que poseen los hormigones de alta resistencia, impidiendo el escape del vapor de agua.

- Las tensiones de compresión y las restricciones en un elemento de hormigón armado incrementan la probabilidad de spalling.
- Acerca del tipo de árido, los datos experimentales son bastante inconsistentes. Generalmente se sostiene que la probabilidad de spalling disminuye cuando se usan áridos con baja expansión térmica. Sin embargo, esto sólo es aplicable para hormigones con áridos relativamente secos, ya que se ha demostrado que el hormigón de áridos ligeros presenta una alta susceptibilidad a generar spalling si el árido está saturado.
- El tamaño del árido, los ensayos a fuego muestran que cuanto mayor es el tamaño del árido mayor es la probabilidad de que suceda spalling.
- Se cree que la presencia de fisuración tiene un doble efecto. Por una parte, las fisuras favorecen la liberación del vapor de agua contenido en la matriz de hormigón. Pero por otra parte, las fisuras pueden ser un punto de inicio para la propagación de la rotura.
- El armado, normalmente el spalling explosivo está limitado a la parte de la sección de hormigón sin armado y no se extiende más allá de la capa del armado. La precaución se debe tener en cuanto en tanto al producirse spalling el armado queda expuesto al fuego sin ninguna protección, alcanzado la misma temperatura que los gases calientes que envuelven el elemento estructural, con la consiguiente reducción drástica de la resistencia aportada por la armadura.
- Los resultados de ensayos sugieren que cuanto más grande es el recubrimiento de hormigón mayor probabilidad de producirse spalling. Se ha demostrado que con un recubrimiento nominal mayor de 40 mm para hormigones de densidad alta y mayor de 50 mm para hormigones ligeros, la probabilidad de ocurrencia del spalling es muy alta. Para recubrimientos de un espesor de 15 mm o menor, existe menos predisposición de sufrir spalling, probablemente porque la masa de hormigón no sostenido es menor.
- Colocar armadura de piel no disminuye la probabilidad de spalling pero ayuda a reducir las consecuencias una vez ha sucedido. Un mallazo ligero en muchas ocasiones limita el efecto del spalling cuando el recubrimiento de la sección de hormigón es mayor de 40 mm. Además, este tipo de armado ayuda a la reparación de la estructura después del incendio.
- Adiciones: los investigadores han probado si incluir diferentes tipos de adiciones en la mezcla de hormigón ayuda a mejorar el comportamiento del mismo en cuanto a la ocurrencia de spalling. La adición de fibras de polipropileno mejora el comportamiento del hormigón frente al spalling. Desde aproximadamente 1992, las fibras de polipropileno han sido incluidas en la matriz de cemento para combatir los efectos del spalling explosivo, esto pone de manifiesto que los efectos positivos de

este procedimiento son conocidos y están establecidos para ciertos usos del hormigón, como por ejemplo en tuneles. Sin embargo, los procesos responsables de la mejora del comportamiento al spalling de los elementos de hormigón siguen sin determinarse completamente. Existen varias teorías que explican esta mejora, como la formación de capilares cuando las fibras de hormigón se funden a altas temperaturas, por tanto, el desarrollo de difusión abre zonas de transición cerca las fibras; mayor microporosidad generada durante la adición y la mezcla de las fibras en el cemento y la formación de fisuras adicionales producidas en las puntas de las fibras de polipropileno que crecen durante el calentamiento y fusión. Todas estas teorías están apoyadas en que las fibras de polipropileno aumentan la permeabilidad facilitando la liberación del vapor de agua cuando se calienta el hormigón.

3.4.3. Mecanismos del spalling explosivo

A día de hoy no hay ninguna teoría que explique y prediga correctamente el spalling explosivo en los elementos de hormigón. Existen varias hipótesis que pueden variar enormemente, hasta el punto de contradecirse unas con otras. Esto viene a demostrar la gran complejidad de este fenómeno. Es más, cada teoría debe ser validada con experimentos lo que hace que el proceso de investigación del spalling sea costoso en tiempo y económicamente. Además se ha de considerar que el desarrollo de una técnica de ensayo válida ya supone en sí mismo un desafío.

Muchos investigadores han coincidido en que en el mecanismo del spalling intervienen la presión en los poros, las tensiones térmicas y la combinación de estos dos factores, Khoury y Anderberg [32] y Khoury [34][35].

3.4.3.1. Spalling debido a la presión de los poros

La presión en los poros se genera cuando el agua contenida en ellos se transforma en vapor en el hormigón calentado por su exposición al fuego. Está principalmente influenciado por la permeabilidad del hormigón, el nivel de saturación inicial, la velocidad de calentamiento y la resistencia a tracción del hormigón, junto con el tamaño de la sección. La dificultad radica en como predecir la generación de presión en el poro experimentalmente y teóricamente. Existen varios modelos que describen el spalling debido a la presión en los poros que varían en complejidad, desde el simple uso de tablas de vapor hasta soluciones completas de ecuaciones de estado usando un análisis por elementos finitos. Hay otros autores que creen que el spalling puede ser causado por la presión hidráulica del poro saturado (100% lleno de agua).

3.4.3.2. Spalling causado por las tensiones térmicas

El spalling causado por las tensiones térmicas sucede debido a la restricción de la expansión térmica. Estas restricciones ocurren debido a la rápida velocidad de calentamiento y la baja conductividad térmica del hormigón. La superficie calentada quiere expandirse, pero esta expansión se ve restringida por la región de hormigón interna que está a temperatura más baja, produciendo de este modo tensiones de compresión. Como consecuencia la región fría interna sufre tensiones de tracción. Las tensiones térmicas pueden suceder en el hormigón sin contenido de humedad demostrando que la presión en los poros juega un papel menos importante aquí. Generalmente, los factores que influyen las tensiones térmicas son la expansión térmica del árido, el nivel de carga aplicado, la velocidad de calentamiento y la resistencia a tracción del hormigón. Existen también teorías que consideran tensiones térmicas parásitas que no dependen de los gradientes térmicos pero sí en los diferenciales de expansión térmica de los constituyentes del hormigón, es decir, los diferenciales de expansión térmica entre la pasta de cemento y los áridos; y también entre los aditivos y la pasta de cemento.

3.4.3.3. La combinación entre las tensiones térmicas y la presión de los poros

Khoury [35] cree que, en general, el spalling explosivo ocurre debido a la combinación de los dos mecanismos de spalling comentados, la acción de la presión en los poros y las tensiones térmicas. Ahora bien, el mecanismo exacto y las contribuciones entre los dos efectos es todavía una cuestión por definir.

Cómo estos dos efectos trabajan juntos podría variar, dependiendo de otros factores como el tamaño de la sección, la composición del hormigón y el contenido de humedad.

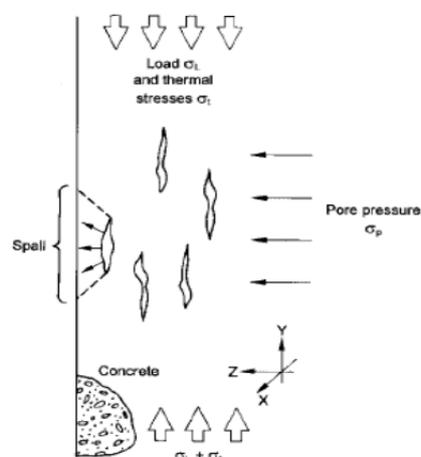


Figura 3.25. Fuerzas que actúan en el hormigón calentado [35].

3.5. CÁLCULO ESTRUCTURAL A FUEGO

3.5.1. Métodos de comprobación

Un análisis estructural en situación de incendio debería considerar los siguientes pasos, según UNE EN 1991-1-2:2004 [11]:

- selección de los escenarios de fuego de cálculo oportunos;
- determinación de los fuegos de cálculo correspondientes, apartado 3.2.3,
- cálculo de la evolución de la temperatura en el interior de los elementos estructurales, apartado 3.5.3,
- cálculo del comportamiento mecánico de la estructura expuesta al fuego, apartado 3.5.4.

Cabe destacar que el comportamiento mecánico de una estructura depende de las acciones térmicas y de su efecto térmico sobre las propiedades de los materiales y sobre las acciones mecánicas indirectas, así como del efecto directo de las acciones mecánicas.

Para identificar la situación accidental de cálculo, se deberían determinar los escenarios de fuego de cálculo oportunos y los fuegos de cálculo asociados a ellos, a partir de una evaluación del riesgo de incendio.

El Eurocódigo permite analizar una estructura a fuego de tres maneras diferentes (EN 1992-1-2 [7]):

- Análisis de la estructura global: la estructura de hormigón es estudiada como una unidad entera. Todas las interacciones entre los diferentes elementos deben ser modelizadas, teniendo en cuenta los efectos de las expansiones térmicas y de las deformaciones. Además también se deben considerar, el modo de fallo principal en condiciones de incendio, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura (mecánicas y térmicas) y las rigideces de los elementos. Naturalmente, este es el procedimiento de análisis que se acerca más a la realidad pero en contrapartida, es el más laborioso, complejo e imposible de realizar sin apoyo informático.

El análisis de la totalidad de la estructura o de sus partes tiene en cuenta al menos varios elementos estructurales conjuntamente, de forma que se trata directamente el efecto de interacción entre ellos. Así, se puede considerar de forma precisa la redistribución de la carga de las partes calientes (debilitadas en el interior del recinto del incendio) a las partes frías (más resistentes en el exterior del compartimento de incendio), consiguiéndose gracias al análisis global, una mejor visión del comportamiento general de la estructura en una situación de incendio.

- Análisis de parte de la estructura: en este análisis, la estructura se divide en varias partes que son posteriormente estudiadas por separado. Por tanto, se asume que la interacción de cada parte con el resto de la estructura permanece inalterable durante el curso del incendio. Las condiciones de contorno en los pilares y las fuerzas y momentos en los límites de la división se toman como los valores a $t=0$. Por lo que es importante que las divisiones de la estructura estén correctamente consideradas con el fin de que estas estimaciones sean aceptables. Asimismo, se deberán incluir en el análisis los mismos factores que en el análisis global de la estructura, el modo de fallo principal en condiciones de incendio, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura (mecánicas y térmicas), las rigideces de los elementos y los efectos de las expansiones térmicas y deformaciones. Este tipo de análisis es menos complejo que el análisis global de la estructura ya que hay menos elementos y parámetros involucrados en el estudio al mismo tiempo. Sin embargo, dentro de la parte considerada, la interacción entre los diferentes elementos está englobada en el cálculo. Los efectos de las acciones, aparte de las acciones internas en los límites de la división, deben determinarse para tiempo $t=0$, usando la combinación apropiada para situación de incendio.
- Análisis de un elemento, este análisis es el que comprende mayor número de simplificaciones y las interacciones entre los miembros de la estructura global son ignorados. Este análisis únicamente tiene en cuenta los efectos debidos a las deformaciones generadas por los gradientes térmicos en la sección transversal del elemento. Igual que en el análisis de parte de la estructura, los efectos de las acciones son determinados para $t=0$.

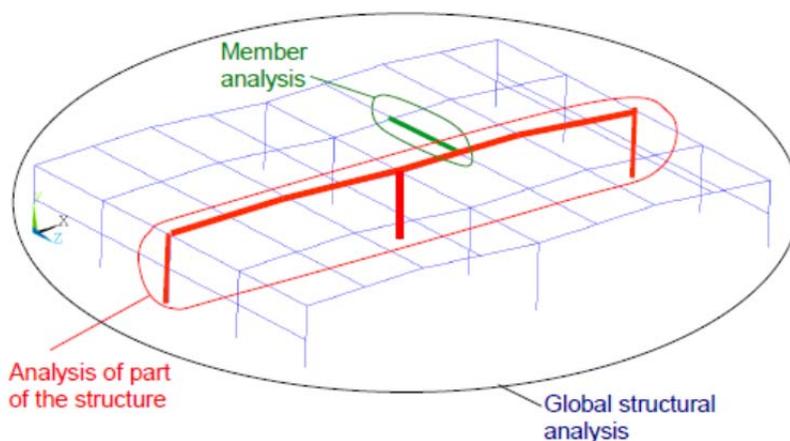


Figura 3.26. Tipos de análisis de una estructura en situación de incendio [42].

En cuanto los métodos de cálculo el Eurocódigo presenta la siguiente clasificación por orden de complejidad:

- Métodos de diseño basados en tablas, disponibles para tipos específicos de elementos estructurales y que presentan un procedimiento prescriptivo para la evaluación de la resistencia estructural a fuego. Los datos aportados en las tablas han sido obtenidos mediante una combinación de resultados experimentales, datos empíricos y evaluaciones teóricas de ensayos. En la utilización de estos métodos se obvian factores como la selección del fuego de diseño, la carga aplicada y la carga última de la estructura. Están basados en la curva de fuego estándar y sólo es posible el análisis de un elemento aislado de la estructura. El Código Técnico, la EHE y el Eurocódigo 2 presentan una relación de tablas con las dimensiones mínimas de sección transversal y de recubrimiento para determinados tiempos de resistencia a fuego, para el diseño de muros, pilares, vigas y forjados. Este tipo de análisis es muy cómodo y fácil de utilizar, pero conlleva resultados muy conservadores y sólo es útil en casos usuales. Por tanto la aplicación de estos métodos constituye un obstáculo para la innovación y el desarrollo de nuevas soluciones arquitectónicas e ingenieriles.
- Métodos simplificados de cálculo que simulan el comportamiento estructural de los elementos. Los métodos simplificados suelen utilizar los mismos métodos de análisis que a temperatura ambiente pero teniendo en cuenta el deterioro de las propiedades de los materiales debido a las altas temperaturas. A pesar de que estos métodos son más complejos y costosos que el diseño mediante tablas, la mayoría de los cálculos son bastante sencillos y en algunos casos se pueden resolver a mano. Sin embargo, el dominio de aplicación sigue siendo limitado. Uno de los problemas con que hay que lidiar en este tipo de análisis es la obtención del perfil de temperaturas en la sección de hormigón. Los métodos simplificados sólo se pueden aplicar a miembros aislados de la estructura y en algunos casos a partes de la estructura. Asimismo, la mayor parte de las ocasiones se usa la curva de fuego estándar. Cabe destacar que estos métodos presentan resultados significativamente precisos en el estudio de elementos aislados, comparando con los métodos avanzados.
- Métodos avanzados de cálculo que simulan el comportamiento estructural de los elementos, partes de la estructura o de la estructura entera. Estos métodos permiten un análisis completo térmico y mecánico dependiente del tiempo (temperatura) de la estructura. Los cambios continuos de las propiedades térmicas y mecánicas de los materiales y las interacciones entre ellas son tenidas en cuenta en estos métodos. El análisis térmico se basa en los principios fundamentales de transmisión de calor y el análisis mecánico está basado en el comportamiento físico de la estructura. Los métodos de análisis avanzados incluyen las condiciones de contorno y la distribución

no uniforme de la temperatura en todo el elemento. Los resultados obtenidos mediante estos métodos se ciñen mucho a la realidad, en contra partida, se necesita el uso de software sofisticado, habitualmente de análisis por elementos finitos, y un conocimiento profundo para llevar a cabo correctamente el estudio. Los métodos avanzados permiten considerar todos los tipos de fuego de cálculo. Los tres principales tipos de programas de cálculo estructural a fuego mediante métodos avanzados son:

- Programas desarrollados para analizar elementos aislados, que generalmente son usados para la investigación y por tanto no se trata de programas comerciales.
 - Programas desarrollados con el objetivo de poder modelizar el comportamiento completo de las estructuras frente fuego. Estos códigos habitualmente presentan un conjunto de modelos constitutivos y diferentes elementos finitos, generando un amplio rango de escenarios estructurales y de incendios. Ejemplos de este tipo de programas son SAFIR [53], VULCAN y FIRES-RCII.
 - Programas comerciales de análisis estructural en general que no han sido desarrollados específicamente para el análisis a fuego, pero que poseen los elementos necesarios para poder realizar la evaluación de la estructura en caso de incendio. Dentro de este tipo de programas están ABAQUS, DIANA y ANSYS.
- Métodos de análisis mediante ensayos a fuego (EN 1990 Sección 5) o una combinación de ensayos a fuego y cálculos. Cuando se alcanza la rotura de la pieza, el criterio de fallo es normalmente definido por la falta de capacidad portante, nivel y grado de deformación.

Los ensayos son métodos que requieren un esfuerzo económico bastante significativo y que únicamente se pueden realizar para elementos de un tamaño determinado. Además los resultados de estos ensayos son muy limitados porque es muy difícil reproducir adecuadamente en un horno las restricciones reales de una estructura, la continuidad y simular el nivel de carga real. Esto significa que las características reales del sistema estructural no están siendo tenidas en cuenta. Por lo que estos tests no son capaces de predecir el comportamiento del elemento cuando está integrado en una estructura real. A pesar de eso, el diseño mediante ensayos es muy útil en la investigación, de nuevos métodos de diseño, de nuevos materiales o en casos de detalles constructivos difíciles de modelizar mediante los otros métodos.

En este punto es necesario realizar una mención de los ensayos a escala real, que como es de suponer, son excesivamente costosos en cuanto a tiempo y dinero, muy complejos y los menos utilizados. El objetivo principal de este tipo de experimentos

es entender el comportamiento global y real de una estructura entera, enfatizando en los efectos de las restricciones y la continuidad. Estos métodos son muy útiles para validar métodos numéricos que no han sido aplicados antes y comparar cuando precisos son comparados con la realidad, estando la realidad más próxima a los modelos a escala real que a los ensayos para elementos aislados.

Cada tipo de cálculo requerirá un procedimiento de trabajo diferente, un nivel de cálculo distinto y pueden o no ser aplicados a todos los tipos de divisiones de la estructura, entera, parte o elemento aislado.

La elección del enfoque de cálculo depende del tipo de edificio (edificio de almacenamiento, edificio industrial, comercial, etc.), los requisitos especificados en las normas contra el fuego de ámbito nacional, y la aceptación o el rechazo por las autoridades reguladoras de la posibilidad de aplicar un enfoque basado en prestaciones como alternativa a las normas prescriptivas.

En cualquier caso, es imperativo una correcta concordancia entre el modelo a fuego y la complejidad tenida en cuenta. Un nivel de complejidad y precisión inapropiado o innecesario es habitualmente causa de errores y resultados confusos.

En la siguiente tabla del Eurocódigo 2 [7] se puede observar todas las combinaciones de métodos de análisis con los diferentes esquemas de la estructura que se permiten estudiar.

	Datos tabulados	Métodos de cálculo simplificado	Modelos de cálculo avanzado
Análisis por elementos aislados El elemento se considera aislado. No se consideran las acciones indirectas del fuego, excepto las producidas por los gradientes térmicos	SÍ – Datos dados únicamente para el fuego normalizado, 5.1(1) – En principio podrían desarrollarse datos para otras curvas de fuego	SÍ – fuego normalizado y fuego paramétrico, 4.2.1(1) – perfiles de temperatura dados únicamente para el fuego normalizado, 4.2.2(1) – los modelos de materiales se aplican sólo a velocidades de calentamiento similares a las del fuego normalizado, 4.2.4.1(2)	SÍ , 4.3.1(1)P Sólo se dan los principios
Análisis de parte de la estructura Se consideran las acciones indirectas del fuego en el subconjunto pero no la interacción, función del tiempo, con otras partes de la estructura.	NO	SÍ – fuego normalizado y fuego paramétrico, 4.2.1(1) – perfiles de temperatura dados únicamente para el fuego normalizado, 4.2.2(1) – los modelos de materiales se aplican sólo a velocidades de calentamiento similares a las del fuego normalizado, 4.2.4.1(2)	SÍ 4.3.1(1)P Sólo se dan los principios
Análisis estructural global Análisis de la estructura completa. Se consideran las acciones indirectas del fuego en toda la estructura	NO	NO	SÍ 4.3.1(1)P Sólo se dan los principios

Tabla 3.6. Métodos alternativos de verificación de la resistencia a fuego (Tabla 0.1. UNE EN 1992-1-2 [7]).

Para finalizar es importante mencionar que el cálculo de la distribución de temperaturas de un elemento de hormigón de una estructura puede generalmente separarse de su respuesta mecánica, siempre que la geometría de la estructura no sufra cambios significativos durante el periodo de estudio. Sin embargo, en el caso del hormigón armado, la separación, a la hora del cálculo, del análisis térmico y el análisis mecánico, no es usualmente aceptable porque existe la posibilidad de que la sección de hormigón sufra spalling. Este fenómeno reduciría la sección de hormigón, produciendo la pérdida del recubrimiento y exponiendo el armado directamente al fuego, lo que aumentaría drásticamente la temperatura en las barras y con ello una gran reducción de la resistencia de la sección.

3.5.2. Exposición al fuego y tiempo equivalente de exposición

Se denomina resistencia al fuego de una estructura o de una parte de ella a su capacidad para mantener durante un período de tiempo determinado la función portante que le sea exigible, así como la integridad y/o el aislamiento térmico en los términos especificados en el ensayo normalizado correspondiente (RD 313/2005, EHE-08 [15]).

Se denomina, asimismo, resistencia normalizada al fuego de una estructura o parte de ella (usualmente sólo elementos aislados) a su resistencia al fuego normalizado, causado por la curva de tiempo-temperatura UNE-EN 1363-1, EHE-08 [15].

En el caso de un viga o un pilar, la función exigible es la capacidad portante, por lo que se les requiere una resistencia mecánica en caso de incendio. Un elemento con función separadora previene la propagación del incendio desde la habitación donde está el fuego hacia el resto del edificio, como por ejemplo paredes y muros. Esta función es fundamental para realizar la sectorización de los edificios o establecimientos. Asimismo, existen elementos que requieren las funciones de capacidad portante y la separadora, como por ejemplo los forjados.

En el Eurocódigo 2 (EN 1992-1-2 [7]) se expone la siguiente clasificación de las funciones requeridas por los elementos en situación de incendio:

- Capacidad portante (R): habilidad de la estructura o miembro para soportar las cargas especificadas durante un tiempo de incendio definido.
- Integridad (E): habilidad del elemento de separar un lado del otro, cuando está expuesto a fuego en una de sus caras (partes), con el fin de prevenir el paso de las llamas y gases calientes y la propagación del incendio en la parte que no está expuesta.

- Aislamiento (I): habilidad del elemento de restringir el paso de calor a través de él cuando esta expuesto al fuego en una de sus caras y, por tanto, reducir el aumento de temperatura en las caras no expuestas.

El tiempo máximo de exposición hasta que resulte inminente la pérdida de capacidad para satisfacer las funciones requeridas se denomina periodo de resistencia al fuego normalizado, y se expresa en minutos según la norma UNE-EN 13501-2, siendo los siguientes: 30, 60, 90, 120, 180 y 240 minutos.

Cabe destacar que esta clasificación es válida para la exposición al fuego nominal, aunque los mismos criterios (R, E, I) deberían aplicarse para la exposición de fuego de hidrocarburo (EN 1991-1-2 [11]).

Siguiendo con lo que se explica en el Eurcódigo2 [7], se puede considerar que el elemento satisface que el criterio “I” cuando el aumento medio de temperatura de toda la superficie no expuesta se limita a 140K y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no supera los 180K.

En cuanto la exposición al fuego paramétrico, el Eurcódigo 2 [7], sugiere que la función portante debe mantenerse durante toda la duración del incendio, incluyendo la fase de extinción, o un periodo de tiempo especificado.

Por otra parte, en el DBSI (CTE) [13] se expone la misma descripción de resistencia a fuego de un elemento que en la EHE-08 [15] y en el Eurocódigo 2 [7], con la diferencia de que en este caso no se considera la capacidad portante tras el incendio.

El DBSI (CTE) [13] propone dos maneras de justificar que la resistencia al fuego de un elemento es suficiente, mediante las siguientes tablas (tablas 3.7 y 3.8) en el caso de que los elementos estructurales sean principales y mediante el cálculo del tiempo equivalente de exposición a fuego.

Uso del <i>sector de incendio</i> considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

⁽¹⁾ La *resistencia al fuego* suficiente R de los elementos estructurales de un suelo que separa *sectores de incendio* es función del uso del sector inferior. Los elementos estructurales de suelos que no delimitan un *sector de incendios*, sino que están contenidos en él, deben tener al menos la *resistencia al fuego* suficiente R que se exija para el uso de dicho sector

⁽²⁾ En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la *resistencia al fuego* exigible a edificios de *uso Residencial Vivienda*.

⁽³⁾ R 180 si la *altura de evacuación* del edificio excede de 28 m.

⁽⁴⁾ R 180 cuando se trate de *aparcamientos robotizados*.

Tabla 3.7. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales (Tabla 3.1. CTE) [13].

Riesgo especial bajo	R 90
Riesgo especial medio	R 120
Riesgo especial alto	R 180

⁽¹⁾ No será inferior al de la estructura portante de la planta del edificio excepto cuando la zona se encuentre bajo una cubierta no prevista para evacuación y cuyo fallo no suponga riesgo para la estabilidad de otras plantas ni para la compartimentación contra incendios, en cuyo caso puede ser R 30.

La resistencia al fuego suficiente R de los elementos estructurales de un suelo de una zona de riesgo especial es función del uso del espacio existente bajo dicho suelo.

Tabla 3.8. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales de zonas de riesgo especial integradas en edificios. (Tabla 3.2. CTE) [13].

En el caso de los elementos estructurales secundarios si su colapso no pone en riesgo a los ocupantes ni compromete la estabilidad global de la estructura, la evacuación o la compartimentación de los sectores de incendio, no precisan cumplir ninguna exigencia de resistencia al fuego.

La otra forma de comprobación de la resistencia a fuego de los elementos estructurales propuesta en el DBSI (CTE) [13] es si soporta la acción de la curva normalizada tiempo-temperatura durante el tiempo equivalente de exposición al fuego.

El tiempo equivalente de exposición al fuego de un elemento estructural es la duración del período del calentamiento según la curva tiempo-temperatura de fuego normalizado que produce el mismo efecto decisivo en el estructura con respecto al fallo que la exposición a un incendio real en el sector de incendio considerado, según El Boletín 208 del CEB [36]. El tiempo equivalente se obtiene teniendo en cuenta las características geométricas y térmicas del sector y el valor del cálculo de la carga de fuego.

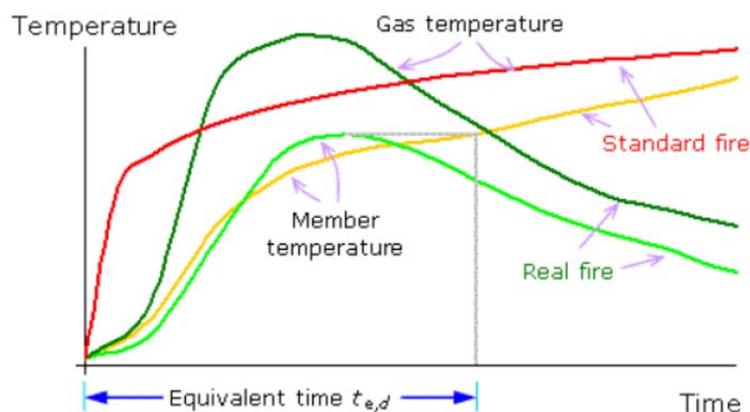


Figura 3.27. Tiempo equivalente [22].

El método de cálculo de tiempo equivalente no es aplicable a estructura mixtas de acero y hormigón, según UNE-EN 1991-1-2 [11], ni a estructuras de madera. Sin embargo el DBSI (CTE) [13] indica que para elementos estructurales de hormigón armado, acero, o mixtos puede

utilizarse este método como procedimiento de comprobación de la resistencia al fuego. Este planteamiento puede usarse como alternativa de la duración de incendio a soportar, tanto a efectos estructurales como compartimentadores, según DBSI (CTE) [13].

La formulación del tiempo equivalente de exposición es la siguiente, obteniéndose el valor en minutos:

$$t_{e,d} = k_b \cdot w_f \cdot k_c \cdot q_{f,d} \tag{3.17}$$

siendo

k_b es el coeficiente de conversión en función de las propiedades térmicas de la envolvente del sector,

w_f es el coeficiente de ventilación en función de la forma y tamaño del sector,

k_c es el coeficiente de corrección según el material estructural,

$q_{f,d}$ es el valor de cálculo de la densidad de carga de fuego en función del uso del sector, en MJ/m².

El coeficiente de conversión, k_b , tiene en cuenta el efecto de disipación de calor a través de la envolvente del recinto, por lo que depende de las propiedades térmicas de los cerramientos y se calcula como se expone en el Anejo F de la norma UNE-EN 1991-1-2 [11].

El coeficiente de conversión puede tomarse como $k_b = 0,07 \text{ min} \cdot \text{m}^2/\text{MJ}$, en el caso no se quiera realizar una evaluación detallada de las propiedades térmicas.

El coeficiente de ventilación, w_f , se calcula mediante la siguiente expresión:

$$w_f = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \cdot \frac{0,62+90 \cdot (0,4-\alpha_v)^4}{1+b_v \cdot \alpha_h} \leq 0,5 \tag{3.18}$$

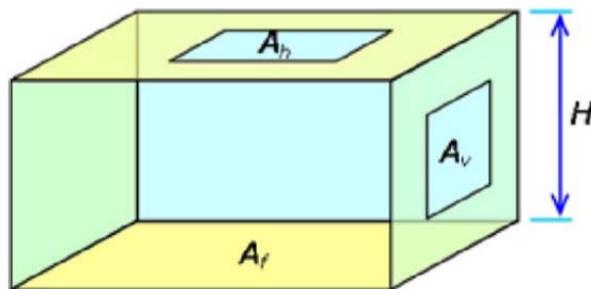


Figura 3.28. Parámetros para calcular el coeficiente de ventilación [22].

donde

α_v es la relación entre la superficie de las aberturas en fachada y la superficie del suelo del sector (A_v/A_f), con los límites $0,025 < \alpha_v < 0,25$

α_h es la relación entre la superficie de las aberturas en el techo, A_h , y la superficie construida del suelo del sector, A_h/A_f ,

$$b_v = 12,5 \cdot (1 + 10 \cdot \alpha_v - \alpha_v^2) \geq 10 \quad (3.19)$$

H es la altura del sector de incendios en metros.

Para sectores pequeños ($A_f < 100m^2$), sin aberturas en el techo, el coeficiente de ventilación, w_f , puede calcularse aproximadamente como: $w_f = O^{-1/2} \cdot (A_f/A_t)$, siendo:

O el coeficiente de aberturas, $O = A_v \cdot \sqrt{h}/A_t$ con los límites

$$0,02 \leq O \leq 0,20 m^{1/2};$$

A_t superficie total de la envolvente del sector (paredes, suelo y techo), incluyendo aberturas (ventanas, lucernarios, etc.) en m^2 .

H la altura promedio de los huecos verticales en metros.

El CTE DBSI [13] indica que, de forma simplificada, para casos de sectores de una sola planta con aberturas únicamente en fachada, el coeficiente de ventilación, w_f , en función de la altura de la planta y de la superficie de dichas aberturas (A_v) respecto de la superficie en planta del sector (A_f), puede tomarse como:

Altura de planta (m)	Coeficiente de ventilación w				
	0,05	0,10	0,15	0,20	$\geq 0,25$
2,5	2,6	1,8	1,3	1,0	0,9
3,0	2,4	1,7	1,2	0,9	0,8
3,5	2,3	1,6	1,1	0,9	0,8
4,0	2,2	1,5	1,1	0,9	0,8

Tabla 3.9. Coeficiente de ventilación, w_f (Tabla. CTE) [13].

El coeficiente de corrección, k_c , tiene en cuenta los diferentes tipos de materiales estructurales y su valor se toma de la siguiente tabla:

Material de la sección transversal	k_c
Hormigón armado	1,0
Acero protegido	1,0
Acero sin proteger	$13,7 \cdot O$

Tabla 3.10. Valores de k_c según el material estructural (Tabla B.1. CTE) [13].

En el caso de acero sin proteger $k_c = 13,7 \cdot O$, siendo $O = A_v \cdot \sqrt{h}/A_t$ coeficiente de aberturas con límites $0,02 \leq O \leq 0,20 m^{1/2}$; como ya se comentó anteriormente.

Para finalizar queda explicar el cálculo de la densidad de carga de fuego, $q_{f,d}$, que se determina en función del valor característico de la carga de fuego del sector, así como de la probabilidad de activación y de las consecuencias prevesibles del incendio. Su formulación es como sigue:

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \cdot \delta_c \tag{3.20}$$

siendo

- $q_{f,k}$ el valor característico de la densidad de carga de fuego,
- m el coeficiente de combustión que tiene en cuenta la fracción del combustible que arde en el incendio. En los casos en los que el material incendiado sea de tipo celulósico (madera, papel, tejidos, etc...) puede tomarse $m=0,8$. Cuando se trate de otro tipo de material y no se conozca su coeficiente de combustión puede tomarse $m=1$ del lado de la seguridad,
- δ_{q1} el coeficiente que tiene en cuenta el riesgo de iniciación debido al tamaño del sector,
- δ_{q2} el coeficiente que tiene en cuenta el riesgo de iniciación debido al tipo de uso o actividad,
- δ_n el coeficiente que tiene en cuenta las medidas activas voluntarias existentes,

$$\delta_n = \delta_{n1} \cdot \delta_{n2} \cdot \delta_{n3}, \tag{3.21}$$

δ_c es el coeficiente de corrección según las consecuencias del incendio.

El CTE DBSI [13] propone una serie de tablas, tablas de 3.11 a 3.14, para obtener el valor de estos coeficientes, las cuales se recogen a continuación.

Superficie del sector A_f [m ²]	Riesgo de iniciación δ_{q1}
<20	1,00
25	1,10
250	1,50
2 500	1,90
5 000	2,00
>10 000	2,13

Tabla 3.11. Valores del coeficiente δ_{q1} por el riesgo de iniciación debido al tamaño del sector (Tabla B.2. DBSI CTE) [13].

Actividad	Riesgo de iniciación δ_{q2}
Vivienda, Administrativo, Residencial, Docente	1,00
Comercial, Aparcamiento, Hospitalario, Pública Concurrencia	1,25
Locales de riesgo especial bajo	1,25
Locales de riesgo especial medio	1,40
Locales de riesgo especial alto	1,60

Tabla 3.12. Valores del coeficiente δ_{q2} por el riesgo de iniciación debido al uso o actividad (Tabla B.3. DBSI CTE) [13].

Detección automática $\delta_{n,1}$	Alarma automática a bomberos $\delta_{n,2}$	Extinción automática $\delta_{n,3}$
0,87	0,87	0,61

Tabla 3.13. Valores de los coeficientes $\delta_{n,j}$ según las medidas activas existentes (Tabla B.4. DBSI CTE) [13].

Altura de evacuación	δ_c
Edificios con altura de evacuación descendente de más de 28 m o ascendente de más de una planta.	2,0
Edificios con altura de evacuación descendente entre 15 y 28 m o ascendente hasta 2,8 m. Aparcamientos bajo otros usos.	1,5
Edificios con altura de evacuación descendente de menos de 15 m o de uso Aparcamiento exclusivo	1,0

Tabla 3.14. Valores de δ_c por las posibles consecuencias del incendio, según la altura de evacuación del edificio (Tabla B.5. DBSI CTE) [13].

En el caso de edificios en los que no sea admisible que puedan quedar fuera de servicio o en los que se puede haber un número elevado de víctimas en caso de incendio, como es el caso de los hospitales, los valores deber ser multiplicados por 1,5.

El valor característico de la densidad de carga de fuego, $q_{f,k}$, se obtiene sumando el valor característico de la carga de fuego permanente, estimado por su valor promedio o esperado, y el valor característico de la carga de fuego variable, estimado como el valor que sólo es sobrepasado en un 20% de los casos.

La densidad de carga de fuego permanente corresponde a los revestimiento y otro elementos combustibles permanentes incluidos en el proyecto y puede obtenerse a partir de los valores específicos aportados por el fabricante de cada producto o a partir de tablas de valores para materiales genéricos.

La densidad de carga de fuego variable puede evaluarse mediante la norma UNE EN 1991-1-2 [11] o mediante la tabla 3.15 que se presenta a continuación obtenida del DBSI (CTE) [13].

	Valor característico [MJ/m ²]
Comercial	730
Residencial Vivienda	650
Hospitalario / Residencial Público	280
Administrativo	520
Docente	350
Pública Concurrencia (teatros, cines)	365
Aparcamiento	280

Tabla 3.15. Valores de densidad de carga de fuego variable característica según el uso previsto (Tabla B.6. DBSI CTE) [13].

3.5.3. Análisis térmico

3.5.3.1. Acciones térmicas en situación de incendio

Según la norma UNE EN 1991-1-2 [11], las acciones térmicas vienen dadas por el flujo neto de calor sobre la superficie del elemento, \dot{h}_{net} ($\frac{W}{m^2}$), mediante la siguiente expresión que considera los flujos de calor por convección y por radiación:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (3.22)$$

donde

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) (W/m^2) \quad (3.23)$$

siendo

α_c el coeficiente de transferencia de calor por convección ($W/m^2 \cdot K$) que se determina según la curva tiempo-temperatura considerada,

θ_g la temperatura del gas en la proximidad del elemento a fuego ($^{\circ}C$),

θ_m la temperatura de la superficie del elemento ($^{\circ}C$).

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] (W/m^2) \quad (3.24)$$

siendo

Φ el factor de forma, puede tomarse $\Phi = 1$,

ε_m la emisividad de la superficie del elemento, puede tomarse $\varepsilon_m = 0,8$,

ε_f la emisividad del fuego, puede tomarse $\varepsilon_f = 1$,

σ la constante de Boltzmann ($=5,67 \cdot 10^{-8} W/m^2 \cdot K^4$),

θ_r la temperatura efectiva de radiación del fuego ($^{\circ}C$), en elementos totalmente rodeados por fuego puede asumirse que la temperatura de radiación es igual a la temperatura del gas,

θ_m la temperatura de la superficie del elemento ($^{\circ}C$), esta temperatura se obtiene a partir del análisis térmico, tal y como se explicará a lo largo de esta sección.

La temperatura del gas se obtendrá de las curvas tiempo-temperatura según el modelo de fuego considerado.

3.5.3.2. Termodinámica del fuego

El estudio de la transmisión de calor en el caso de la obtención de la resistencia a fuego tiene como objetivo principal determinar la distribución de temperaturas en la estructura en función del tiempo de exposición al fuego del mismo.

Estos perfiles de temperaturas se utilizarán posteriormente para evaluar el deterioro de los materiales de la estructura y junto con análisis de los esfuerzos conocer el comportamiento de la estructura.

Las ecuaciones que definen el problema de transmisión de calor son no-lineales por tanto la resolución es compleja y normalmente conlleva la utilización de métodos avanzados. Aunque, como se verá más adelante, existen métodos simplificados y gráficas con los que se obtienen resultados también válidos.

Cabe destacar que la formulación desarrollada en los diseños de seguridad contra incendios para el análisis térmico únicamente será adecuada para la predicción de la respuesta térmica en las condiciones para las que ha sido desarrollada, ya que en la mayoría de las ocasiones estas fórmulas han sido obtenidas empíricamente a partir de la curva de fuego estándar.

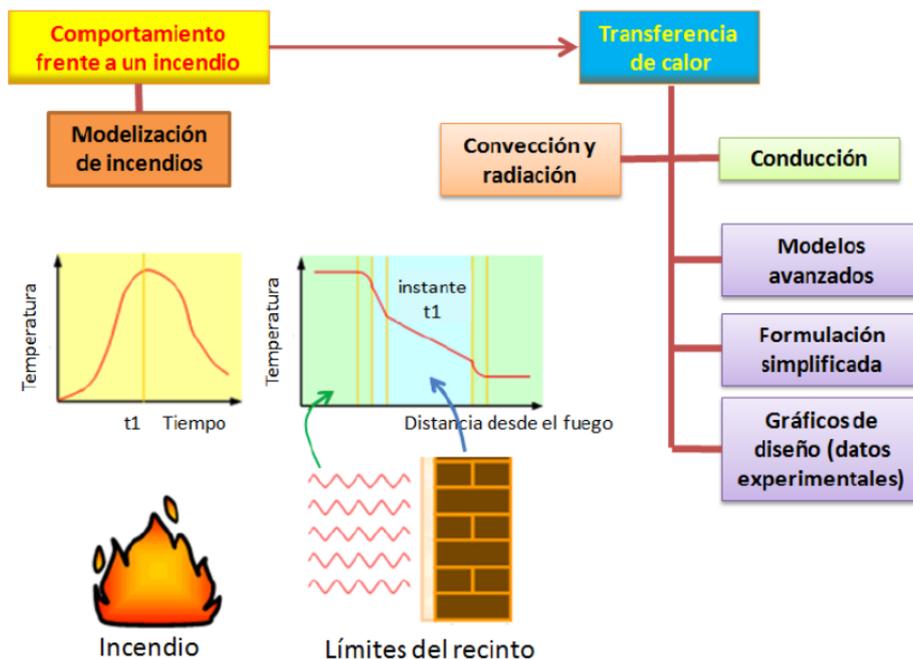


Figura 3.29. Planteamiento del problema del análisis térmico [22].

Modelo	Datos experimentales	Formulación simplificada	Modelos avanzados
Complejidad	Simple	Intermedia	Avanzada
Modos de transmisión de calor	Conducción		Convección Radiación Conducción
Capacidad de análisis	-Resultados de tests -Condiciones de fuego estándar	-Soluciones empíricas -Condiciones de fuego estándar	-Soluciones precisas -Cualquier condición de incendio
Tipos de elementos	Dependientes de la Depende de los datos de ensayos disponibles	Elementos principalmente de acero	Cualquier material i método de construcción
Parámetros de entrada	-Tipo de construcción -Geometría del elemento	-Flujo de calor o curvas de fuego -Condiciones de contorno -Geometría del elemento -Propiedades térmicas de los materiales	
Soluciones	-Gráficos de temperaturas de una sección transversal -Datos térmicos tabulados	Perfil de temperaturas de una sección transversal simple	Perfiles de temperatura de una a tres dimensiones dependientes del tiempo y del espacio
Herramientas de diseño	-Parte de incendio de los Eurocódigos -Test/artículos de investigación	-Parte de incendio de los Eurocódigos -Normas de diseño	Método de elementos finitos
	Gráficos de diseño / tablas	Hoja de cálculo	Modelos computacionales

Tabla 3.15. Complejidad de los modelos de fuego [22].

A. Mecanismos de transmisión de calor

La transmisión de calor es el paso de energía térmica desde un cuerpo de mayor temperatura a otro de menor temperatura, por tanto, esta transferencia de energía se produce a favor del equilibrio térmico. Por lo que se puede decir que el intercambio de calor siempre ocurre desde un cuerpo más caliente a uno más frío, como resultado de la Segunda Ley de la Termodinámica.

Existen tres modos de transmisión de calor: conducción, convección y radiación. Generalmente, todos los modos de transmisión de calor están presentes en diversos grados en un problema físico real. Por tanto, a la hora de resolver el problema de transmisión de calor, el aspecto más importante a considerar es identificar los modos significativos de transmisión que están sucediendo y decidir si alguno de ellos puede ser despreciable.

B. Conducción

La conducción ocurre cuando al transmisión de energía se produce a niveles atómico y molecular sin intercambio de masa de material. Es un modo de transmisión de calor debido a los impactos elásticos de las moléculas en los gases y líquidos, a las vibraciones moleculares

en sólidos y por difusión de la nube de electrones libres en los metales, siempre que existe una diferencia de temperatura. Esta forma de transferencia de calor necesita un soporte material y depende fuertemente de las propiedades del medio.

Para establecer la ecuación del movimiento de calor por conducción se debe conocer el primer principio de la termodinámica:

“La cantidad de calor que fluye por unidad de tiempo, a través de una unidad de área es directamente proporcional a la diferencia de temperatura e inversamente proporcional a la distancia que recorre.”

Según esto la conducción se rige por la ley de Fourier (1822), que determina que el calor se transmite siempre desde temperaturas superiores a inferiores y proporcionalmente al gradiente de temperatura en dicha dirección. Esto es, para una sustancia homogénea:

$$q_{cd} = -\lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \quad (3.25)$$

donde

q_{cd} es el flujo de calor por conducción por unidad de área y de tiempo,

λ es la conductividad térmica (W/m·K), propiedad del material.

El signo negativo indica que el calor se transmite en sentido contrario al gradiente de temperaturas.

Por tanto la ecuación de equilibrio de transmisión de calor por conducción en un diferencial de la sección se puede expresar (véase la figura 3.30):

$$\begin{aligned} q_x \cdot dy - \left(q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} \cdot dx \right) \cdot dy + q_y \cdot dx - \left(q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y} \cdot dy \right) \cdot dx + Q &= \\ = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial q_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial q_y}{\partial y} \cdot dx \cdot dy + Q &= \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \end{aligned} \quad (3.26)$$

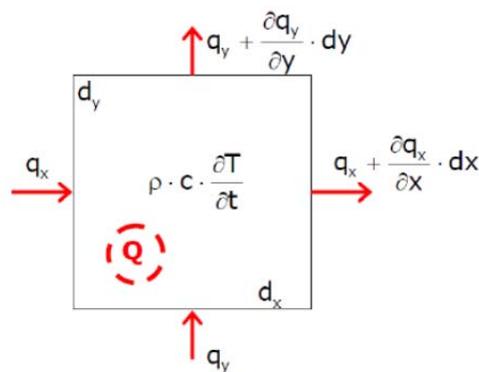


Figura 3.30. Flujo de calor en un elemento diferencial de la sección [22].

Considerando que el material es isótropo, es decir, $\lambda_x = \lambda_y = \lambda = cte$ la ecuación 3.26 queda:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.27)$$

$$\nabla^T (\lambda \cdot \nabla T) + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.28)$$

$$\lambda \cdot \Delta T + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.29)$$

La ecuación 3.29 es la ecuación general del problema de transmisión de calor por conducción, para resolverla se deberán considerar las condiciones iniciales y condiciones de contorno apropiadas.

Las condiciones iniciales consisten en especificar la temperatura del sólido en el instante inicial, $t=0$.

Las condiciones de contorno presentan los casos particulares de la ecuación general y pueden tomar las siguientes disposiciones:

- Régimen permanente: $\frac{\partial T}{\partial t} = 0$

$$\lambda \cdot \Delta T + Q = 0 \quad \text{Ecuación de Poisson} \quad (3.30)$$

- Régimen permanente $\frac{\partial T}{\partial t} = 0$ y sin generación de calor $Q = 0$ (cuando los materiales estructurales no son combustibles, como el hormigón)

$$\Delta T = 0 \quad \text{Ecuación de Laplace} \quad (3.31)$$

- Régimen variable $\frac{\partial T}{\partial t} \neq 0$ y sin generación de calor $Q = 0$.

$$\lambda \cdot \Delta T = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.32)$$

$$\frac{\lambda}{\rho \cdot c} \cdot \Delta T = \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.33)$$

$$\Delta T = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.34)$$

Siendo $\alpha = \frac{\lambda}{\rho \cdot c}$, la difusividad térmica, propiedad que indica la velocidad de variación de la temperatura frente a una sollicitación térmica.

C. Convección

La convección es la transmisión de energía térmica a través de un fluido debido al movimiento del mismo. La transferencia de energía de una partícula a otra se produce por conducción, pero la energía térmica es transportada por el movimiento del fluido. Este modo de transmisión de calor es función de las condiciones de la superficie (geometría y

temperatura) y de las condiciones del fluido (temperatura, velocidad y propiedades termo-físicas del mismo).

La convección puede ser libre o forzada, por tanto, cuando el movimiento del fluido se debe a la variación de densidad causada por la diferencia de temperaturas, se trata de convección libre o natural. Por otra parte, en el caso de que el movimiento del fluido se produzca por fuerza externa, como por bombeo o soplando, la convección es forzada. De esta forma, un estado de convección mixta es aquel en que se producen ambos tipos de convecciones.

La convección se rige por la Ley de Enfriamiento de Newton (1701):

$$q_{cv} = h \cdot (T_{sup} - T_{inf}) \quad (3.35)$$

siendo:

q_{cv} es el flujo de calor por convección por unidad de área y de tiempo,

T_{sup} la temperatura mayor,

T_{inf} la temperatura menor,

h el coeficiente de convección ($W/m^2 \cdot K$).

El coeficiente de convección no es una propiedad del fluido, es un coeficiente obtenido experimentalmente que depende de todas las variables relacionadas con la convección, como la geometría de la superficie, la naturaleza del movimiento, sus propiedades y su velocidad.

En la norma UNE EN 1991-1-2 [11], se propone tomar el coeficiente de convección, $h = 25 W/m^2 \cdot K$ para la superficie expuesta cuando se considera la curva tiempo-temperatura estándar y $h = 9 W/m^2 \cdot K$ para la superficie expuesta a temperatura ambiente asumiendo que en la transferencia de calor están contenidos los efectos de la radiación.

D. Radiación

La radiación es la energía electromagnética emitida por la superficie de un cuerpo en virtud de su temperatura. Cualquier cuerpo a temperatura superior a los 0K emite energía por radiación. Si este no es el caso, desde cualquier superficie de un cuerpo a temperatura mayor 0K se emite energía a través de ondas electromagnéticas. Cuando estas ondas golpean otras superficies, una parte es reflejada, otra parte es transmitida y la parte restante es absorbida.

La teoría ondular predice las propiedades radiantes de la materia, mientras que la teoría cuántica predice la cantidad de energía radiante emitida.

La radiación se rige por la Ley de Stefan-Boltzman (1879 experimental-1884 teórica):

$$q_r = \sigma \cdot T^4 \quad (3.36)$$

siendo

- q_r el flujo de calor de radiación por unidad de área y de tiempo,
- T la temperatura del material
- σ la constante de Stefan-Boltzmann, $\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} W/m^2 \cdot K^4$.

Sin embargo, como se expuso en el apartado 3.5.3.1, la norma UNE EN 1991-1-2 [11], formula el flujo de calor por radiación de la siguiente manera:

$$q_r = \dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] (W/m^2) \quad (3.37)$$

Esta formulación es la más tradicional y es muy utilizada, tanto en libros de texto como en la implementación de software de cálculo (Becker, Bizri y Bresler, 1974; Iding, Bresler y Nizamuddin 1977). Existen publicadas más expresiones para definir la radiación como por ejemplo, Mooney 1982, que propuso una expresión de la radiación basada en el concepto del equilibrio de la energía radiante de la superficie en condiciones de incendio, el cual usa la temperatura y la emisividad representativas en lugar de usar la temperatura y emisividad tradicionales.

E. Formulación del problema de transmisión de calor en estructuras sometidas a incendio

En el caso del cálculo estructural en situación de incendio los modos de transmisión de calor que se deben considerar según el tipo de elemento constructivo son:

- Conducción transitoria con temperatura uniforme en todo el cuerpo. Se trata de un modelo cero-dimensional. Es el que se aplicaría en el caso de elementos metálicos.
- Conducción en régimen transitorio unidimensional: es el modelo utilizado para el caso de elemento superficiales tales como muros y losas.
- Conducción en régimen transitorio bidimensional: es el modo de transmisión de calor que se toma para el cálculo de secciones de hormigón armado y de secciones mixtas.

El problema de transmisión de calor, por tanto, se resolverá mediante la ecuación 3.29 cuyas condiciones iniciales se determinarán especificando las temperatura del sólido para $t=0$. Las condiciones de contorno pueden tomar las siguientes formas:

- Superficie expuesta al fuego: la superficie del elemento estructural esta expuesta al fuego y la transmisión de calor se produce por convección y por radiación, aunque está generalmente aceptado que el componente de la radiación es el dominante. El flujo de calor que llega a la superficie del miembro estructural

puede definirse con la expresión propuesta en el apartado 3.5.3.1, ecuaciones 3.22, 3.23 y 3.24.

- La superficie que no tiene flujo de calor, cosa que sucede cuando el grado de aislamiento térmico es muy alto y por tanto se puede asumir que no hay flujo de calor a través de esa superficie, $q_{net} = 0$.
- La superficie que esta expuesta a temperatura ambiente puede ser tratada mediante la misma expresión que la superficie expuesta a fuego (3.5.3.1) cambiando la temperatura del gas por la temperatura ambiente.

La expresión que define las condiciones de contorno para estos tres tipos de superficies es la condición de Neumann, que es:

$$\lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial n} = q_{net} \quad (3.38)$$

donde n es la normal a la superficie.

Queda por destacar que tanto la ecuación de transmisión de calor (3.29) como las condiciones de contorno, son relaciones no lineales debido a que la conductividad térmica y el calor específico son dependientes de la temperatura y a que en el término de la transmisión por radiación, la temperatura no es lineal. Por tanto, métodos numéricos como los métodos de elementos finitos son usualmente requeridos para resolver el problema de transmisión de calor.

La resolución por medios avanzados del problema de transmisión de calor queda fuera del alcance de esta tesina.

No obstante, existen datos gráficos y métodos simplificados que aportan resultados válidos y aceptados por la normativa y que se presentan a continuación.

3.5.3.3. Datos gráficos

A. ISE Y CONCRETE SOCIETY DESIGN GUIDE (1978) [37]

Esta publicación proporciona perfiles de temperatura para losas y vigas expuestas a la curva estándar de fuego.

Cabe señalar que aunque los datos de la losa en la guía de diseño están considerados para hormigones de peso normal y ligeros; los datos correspondientes a las vigas son para hormigones de peso normal y de áridos silíceos únicamente. Sin embargo, la guía sugiere que para vigas de hormigones ligeros, las temperaturas se tomen como un 80% de las dadas para hormigones de peso normal.

B. FIP/CEB (1978) [38]

En estos informes se presentan datos de temperaturas para mayor variedad de tipos de hormigones, incluidos áridos calcáreos, pero solamente para exposición a la curva estándar de fuego.

C. UNE EN 1992-1-2 [7], CTE-DBSI [13] y EHE-08 [15]

En estas tres normativas se incluyen perfiles de temperatura para periodos de resistencia a fuego estándar para losas, vigas y pilares. Estos perfiles de temperatura han sido obtenidos mediante cálculo y calibrados con datos extraídos de ensayos reales.

3.5.3.4. Método de Wickström

En su artículo “A very simple method for estimating temperature in fire exposed concrete structures”, Ulf Wickström (1986) [6] expuso un conjunto de fórmulas sencillas para obtener la temperatura de cualquier punto de una sección de hormigón expuesta a fuego. Las condiciones del fuego fueron simuladas mediante la curva característica ISO 834 aunque la formulación presentada puede ser utilizada para cualquier caracterización de las condiciones de fuego.

Las fórmulas fueron obtenidas por comparación con modelos de elementos finitos mediante el programa TASEF-2, que tuvieron en cuenta la variación de la conductividad con la temperatura, las influencias de la evaporación de agua en el hormigón a partir de los 100°C y la no linealidad de las condiciones de contorno, y no se tuvo en cuenta la posibilidad de spalling en el elemento de hormigón.

El modelo obtenido predice unos resultados muy similares al modelo de elementos finitos y para un amplio rango de condiciones.

En general el incremento de temperatura θ_x en un punto conociendo su distancia al mismo desde la superficie del elemento atacada por el fuego es la siguiente:

$$\theta_x = n_x \cdot n_w \cdot \theta_f \quad (3.39)$$

Donde θ_f es la temperatura en grados centígrados del aire (gas) según la curva estándar de fuego ISO 834, n_w y n_x son los coeficientes que tienen en cuenta la variación de temperatura que se produce entre la temperatura del gas y la temperatura de la superficie del elemento y la variación de la temperatura de la superficie del elemento de hormigón y el punto a calcular respectivamente.

El incremento de temperatura en el ambiente θ_w producido por un incendio según la curva normalizada ISO 834 es el siguiente:

$$\theta_f = 345 \cdot \log(480 \cdot t + 1) \quad (3.40)$$

siendo t la duración del fuego en horas.

El incremento de la temperatura en la superficie de un elemento de hormigón θ_w se expresa de la siguiente forma:

$$\theta_w = n_w \cdot \theta_f \quad (3.41)$$

donde n_w es un coeficiente función de la variable escalada del tiempo t_w en horas y se determinan mediante la siguiente formulación:

$$n_w = 1 - 0,0616 \cdot t_w^{-0,88} \quad (3.42)$$

$$t_w = \left(\frac{\gamma}{\gamma_i}\right) \cdot t \quad (3.43)$$

$$\gamma = \frac{A_w \cdot \sqrt{h_w} / A_t}{b} \quad (3.44)$$

$$\gamma_i = \sqrt{b / 1550} \quad (3.45)$$

$$b = \sqrt{k_c \cdot \rho_c \cdot C_c} \quad (3.46)$$

donde

γ y γ_i son los factores que tienen en cuenta las condiciones de ventilación y geométricas del recinto donde se está produciendo el fuego, la inercia térmica efectiva de la estructura y el tipo de hormigón utilizado en dicha estructura.

ρ_c es la densidad del hormigón a elevadas temperaturas (kg/m^3);

A_t es el área total interna del recinto incluidos los huecos (m^2);

A_w es el área de los huecos (m^2);

h_w es la altura de los huecos (m^2);

k_c es la conductividad térmica del hormigón a temperaturas elevadas que se asume que desciende linealmente de $1,25 \text{ W}/\text{m}\cdot\text{K}$ a $0,5 \text{ W}/\text{m}\cdot\text{K}$ entre los 100°C y los 1200°C ($\text{W}/\text{m}\cdot\text{K}$).

t el tiempo (h).

Cabe destacar que cuando se utiliza esta formulación para predecir la respuesta de un hormigón de densidad normal utilizando la curva estándar de fuego, no es necesario calcular t_w ya que se puede considerar $t_w = t$.

El siguiente paso será calcular el coeficiente n_x que tiene en cuenta la reducción de temperatura producida dentro de la sección de hormigón, desde la superficie de la pieza hasta el punto a calcular.

$$\theta_x = n_x \cdot \theta_w \quad (3.47)$$

Donde n_x es un coeficiente que depende de la variable U_x ;

$$U_x = \gamma_a \cdot \frac{t}{x^2} \quad (\text{h/m}^2) \quad (3.48)$$

$$\gamma_a = \frac{a}{a_c} \quad (3.49)$$

siendo γ_a la relación entre la difusividad térmica del hormigón de la estructura real, $a = k/C_p$ y la difusividad térmica de un hormigón de densidad normal ($\rho = 2400 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$, $C_p = 1000 \text{ J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ y conductividad térmica según la Figura 3.31) $a_c = 417 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$.

Si se supone un hormigón de densidad normal para el cálculo la variable $\gamma_a = 1$.

Si se consideran las propiedades térmicas constantes con $\kappa = 1,0 \text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ se puede definir el coeficiente n_x de la siguiente manera:

$$n_x = 0,18 \cdot \ln U_x - 0,81 \quad (3.50)$$

Por tanto para un hormigón de densidad normal ($\rho = 2400 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$), un calor específico de $C_p = 1000 \text{ J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ y una conductividad térmica según la figura 3.31, considerando además que las propiedades térmicas del hormigón son constantes; el incremento de temperatura en un punto de la sección de hormigón a una distancia x de la superficie se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\theta_x = 345 \cdot \log(480 \cdot t + 1) \cdot (1 - 0,0616 \cdot t^{-0,88}) \cdot [0,18 \cdot \ln(t/x^2) - 0,81] \quad (3.51)$$

Donde t es el tiempo de exposición en horas y x la distancia desde la superficie en metros.

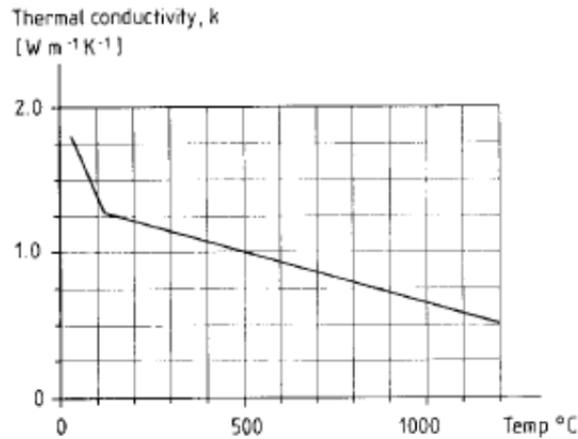


Figura 3.31. Conductividad térmica de hormigón normal en función de la temperatura [6].

Se ha supuesto hasta ahora que el foco de calor estaba situado en una sola de las caras de la pieza de hormigón y por tanto la transmisión de calor dentro de la misma era unidireccional.

A continuación se presenta como quedaría la formulación en el caso que la transmisión de calor fuera bidireccional, es decir, si los focos de calor atacaran dos caras contiguas y perpendiculares entre si, del elemento de hormigón :

$$\theta_{xy} = (n_w \cdot (n_x + n_y - 2 \cdot n_x \cdot n_y) + n_x \cdot n_y) \cdot \theta_f \quad (3.52)$$

Cabe destacar que n_y se calculará de la misma manera que n_x , considerando y la distancia desde una de las superficies hasta el punto del que se desea conocer la temperatura en metros y x la distancia desde la otra superficie hasta el mismo punto.

3.5.3.5. Método de Hertz [39]

Se formula la temperatura mediante funciones unidimensionales y dependientes con el tiempo:

$$\Delta\theta = f_1(x, t) + f_2(x, t) + f_3(x, t) \quad (3.53)$$

Donde las funciones $f_1(x, t)$, $f_2(x, t)$ y $f_3(x, t)$ son soluciones de la ecuación de transmisión de calor para condiciones de contorno específicas. Estas funciones se formulan como sigue:

$$f_1(x, t) = E \cdot \left(1 - \frac{x}{3,363 \cdot \sqrt{a \cdot t}}\right)^2 \quad (3.54)$$

$$f_2(x, t) = D \cdot e^{-x \cdot \sqrt{\frac{\pi}{2 \cdot C \cdot a}}} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot t}{c} - x \cdot \sqrt{\frac{\pi}{2 \cdot C \cdot a}}\right) \quad (3.55)$$

$$f_3 = \frac{D+E}{2 \cdot (e^{L \cdot C} - 1)} \cdot \left(1 - e^{\left(L \cdot (t-C) - x \cdot \sqrt{\frac{L}{a}}\right)}\right) \quad (3.56)$$

donde a es la conductividad térmica del hormigón.

Las variables E, D y C son dependientes del régimen de calentamiento y L depende de la curva de la temperatura en la fase de enfriamiento y viene dada por:

$$L = \frac{2}{c} \cdot \ln\left(\frac{3 \cdot D}{E - 2 \cdot D}\right) \tag{3.57}$$

Se debe tener en cuenta que para la curva normalizada tiempo-temperatura, debido a que ésta no presenta rama descendente de enfriamiento, el término L no necesitar ser calculado ya que f_3 es cero.

En la tabla 3.15 se indican los valores de C, D y E Hertz da para condiciones de fuego estándar.

Tiempo (h)	C (h)	D (°C)	E (°C)
0,5	1	150	600
1	2	220	600
1,5	3	310	600
2	4	360	600
3	6	410	600
4	8	460	600

*Cuando el elemento perteneciente a la parte de arriba del compartimento del incendio tenga una parte de unión más estrecha que el borde inferior, los valores D y E deben multiplicarse por 0,9.

Tabla 3.15. Parametros requeridos para el análisis térmico de elementos de hormigón bajo condiciones de fuego estándar.

Para flujos de calor bidireccionales el método necesita la siguiente modificación:

$$\Delta\theta(x, y, t) = \Delta\theta_0 \cdot (\xi_{\theta,x} + \xi_{\theta,y} - \xi_{\theta,x} \cdot \xi_{\theta,y}) \tag{3.58}$$

Donde $\Delta\theta_0$ es el incremento de temperatura de la superficie en el tiempo t y $\Delta\theta_0 \cdot \xi_{\theta,x}$ es el incremento de temperatura en el punto considerado asumiendo el flujo de calor unidimensional en la dirección x y $\Delta\theta_0 \cdot \xi_{\theta,y}$ es el incremento de temperatura para el flujo de calor unidimensional en la dirección y.

3.5.3.6. Método de Kodur [40]

Después de una revisión de la formulación aportada por Wickstrom; Kodur, Baolin y Dwaikat; aseveran que ésta únicamente produce una burda estimación de las temperaturas de una sección de hormigón sometida a fuego, ya que no tiene en cuenta los diferentes incrementos de temperatura durante el incendio. Además, estas ecuaciones no incluyen la influencia del tipo de árido (silíceo o calcáreo), los nuevos tipos de hormigón (hormigón de alta resistencia) y la variación de las propiedades térmicas con la temperatura, por lo que puede que no sea aplicable a todos los tipos de hormigón.

En el artículo *A simplified approach for predicting temperature in reinforced concrete members exposed to standard fire*, [40] Kodur, Baolin y Dwaikat presentan un conjunto de ecuaciones para predecir las temperaturas en la sección transversal de un elemento de hormigón expuesto a un fuego estándar. Estas ecuaciones han sido obtenidas a través de un análisis de regresión no lineal de un serie de datos generados mediante un análisis por elementos finitos.

Los autores realizaron un programa de elementos finitos para simular la transmisión de calor en una pieza de hormigón armado y generar la serie de datos utilizados para obtener las ecuaciones del modelo empírico de cálculo.

Inicialmente se realiza un estudio de la relación entre la temperatura obtenida en un punto de la sección y la distancia de este a cada superficie por separado de una viga expuesta a fuego.

Los resultados demuestran que la transmisión de calor de una superficie expuesta a fuego afecta principalmente a la mitad de la profundidad o de ancho de la viga.

Después del estudio se observa que la transmisión de calor desde el foco de calor afecta a las temperaturas de la mitad de la sección transversal más cercana al foco.

Otra conclusión importante que se extrae es que el factor más influyente en la distribución de calor a través del elemento de hormigón son las dimensiones totales de la sección.

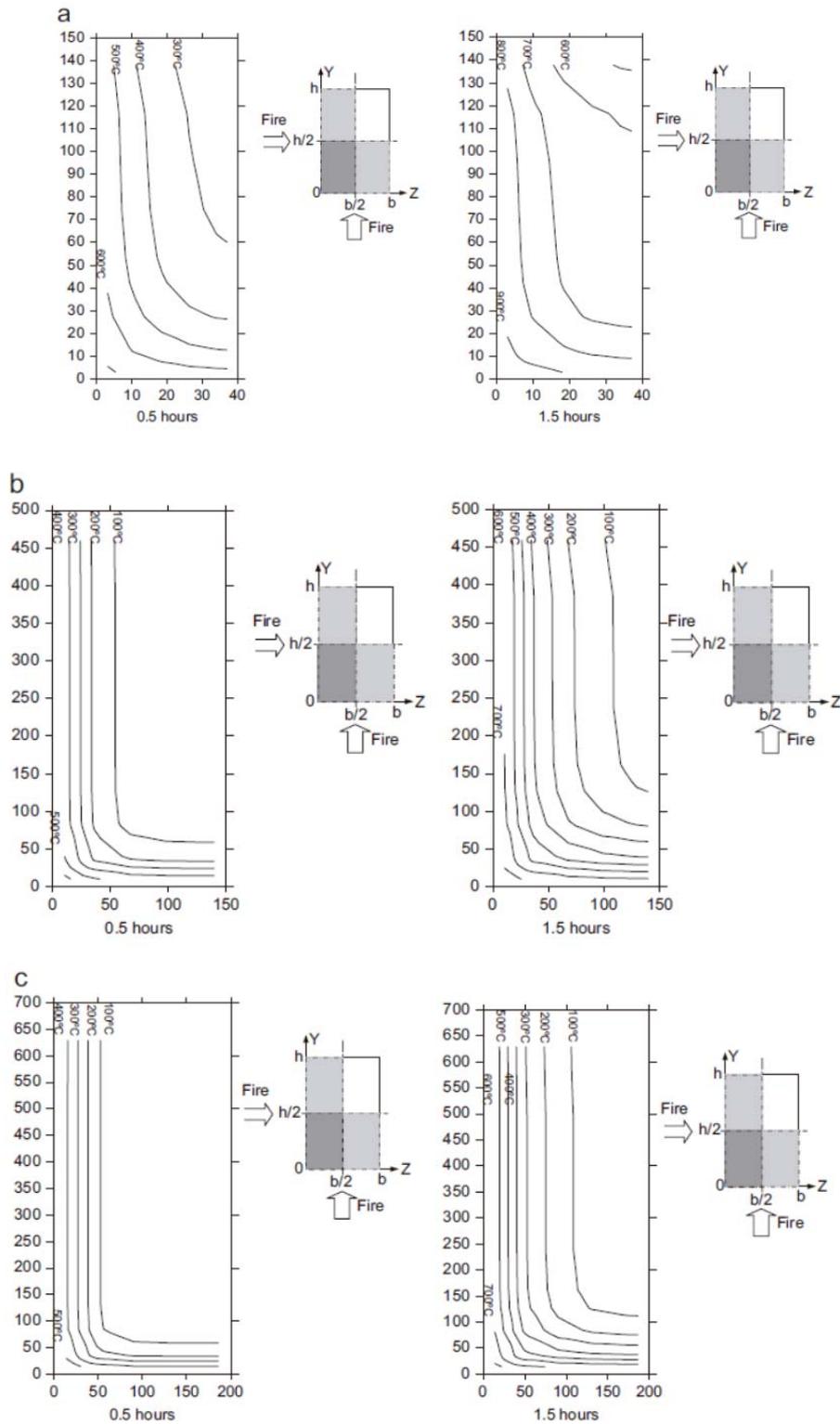


Figura 3.32. Perfiles de temperatura de varias vigas expuesta a fuego: a) Viga 80x150mm b) Viga 300x500mm c) Viga 400x700mm. [40].

En la figura 3.32 se representan las curvas isotermas para distintas secciones de hormigón; 80x150mm (a), 300x500mm (b), 400x700mm (c), para distintos tiempos de exposición a fuego. Los focos de calor están situados en la superficie inferior y lateral izquierda de la sección. Se puede observar que en las figuras 3.32(b) y (c), en el cuarto inferior izquierda de la sección las curvas isotermas son hiperbólicas indicando que en este área la transmisión de calor es bidireccional, es decir, la variación de temperaturas se produce debido al calor de los dos focos de calor, lateral e inferior. Mientras que el cuarto inferior derecha y en el cuarto superior izquierda de la sección las isotermas fluyen paralelas a las caras de la sección más próximas, lo que sugiere que en estas áreas el flujo de calor es unidireccional. Sin embargo en las figuras 3.32 (a) las curvas isotermas nunca llegan a ser paralelas, apuntando que las temperaturas en la sección (a) son causadas en todo caso por el flujo de calor proveniente de los dos focos de calor. Esto es debido principalmente a que las dimensiones de la sección (a) son tan pequeñas que se ven afectadas por los dos focos de calor en todo momento.

De los estudios realizados se determina que para vigas de un ancho entre 200 y 500 mm y un alto entre 400 y 700mm, las temperaturas de la sección transversal están influidas principalmente por la distancia a las caras expuestas a fuego y muy poco por los ratios z/b y y/h .

Para vigas con dimensiones comprendidas entre los valores anteriormente citados la influencia del flujo de calor en las temperaturas de la sección se considerará unidireccional o bidireccional según se indica en la figura 3.33. En esta figura se observa que la misma estimación se puede tener en cuenta para columnas, forjados y muros. Cabe destacar que para elementos de ancho o alto menor que 200 mm el criterio expuesto no podrá ser aplicado, ya que las temperaturas en estas secciones estarán afectadas por el flujo de calor proveniente de las distintas caras expuestas a fuego.

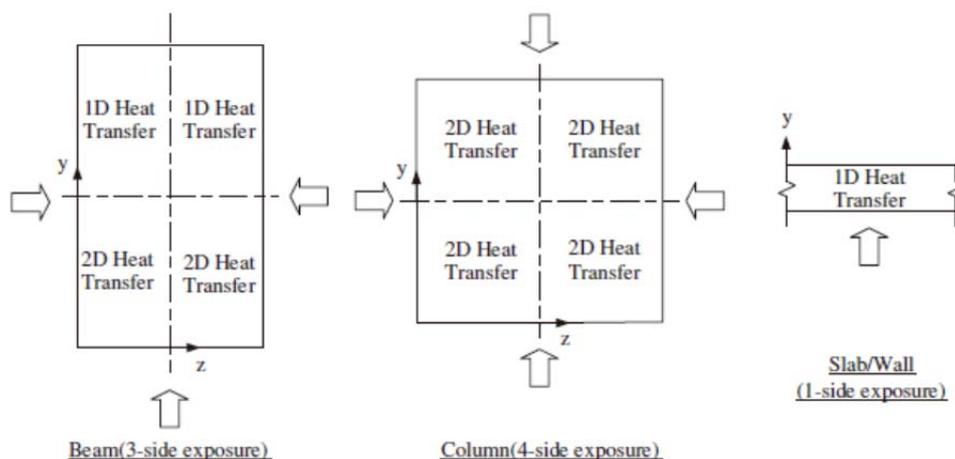


Figura 3.33. Divisiones de la sección de hormigón para el cálculo de la temperatura [40].

Una vez analizado como contribuye el flujo de calor de las caras sometidas a la acción del fuego con las temperaturas que se producen en la sección transversal del elemento de hormigón, queda exponer la relación de ecuaciones que se proponen en este artículo.

Sobre los datos de temperatura obtenidos del análisis por elementos finitos para distintos tiempos de exposición en diferentes puntos de la sección transversal de una viga de hormigón armado se aplicó la función “solver” del programa Microsoft Excel.

El formato general de las ecuaciones a estudio se deducen por analogía a las aportadas por Wickström.

Las temperaturas afectadas por una transmisión de calor unidireccional se calcularán con la formulación siguiente:

$$T_z = c_1 \cdot \eta_z \cdot (a \cdot t^n) \quad (3.59)$$

$$\eta_z = a_1 \cdot \ln \frac{t}{z^{1,5}} + a_2 \cdot \sqrt{z} + a_3 \quad (3.60)$$

donde t es el tiempo de exposición al fuego en horas, z es la distancia del punto en la sección transversal de hormigón a la superficie expuesta a fuego en metros, a_1 , a_2 y a_3 son los coeficientes que se quiere encontrar a partir de los datos obtenidos del análisis por elementos finitos. El término $a \cdot t^n$ es la temperatura de un fuego estándar, que para la curva ISO 834 los coeficientes valdrán $a=935$ y $n=0,168$ y para ASTM E119, $a=910$ y $n=0,148$.

Para áreas de la sección de hormigón en que la temperatura está afectada por un flujo de calor bidireccional, la ecuación es la siguiente:

$$T_{yz} = c_2 \cdot \left[b_1 \cdot \eta_z \cdot \eta_y + b_2 \cdot (\eta_z + \eta_y) + b_3 \right] \cdot (a \cdot t^n) \quad (3.61)$$

donde η_z y η_y son los factores de transmisión de calor resultantes de del flujo de calor que proviene de las superficies expuestas a fuego z e y respectivamente. El factor η_y se obtiene de la misma manera que η_z en la ecuación 3.60.

Los coeficientes b_1 , b_2 y b_3 se obtendrán a partir de los datos extraídos del análisis por elementos finitos, tabla 3.16.

Los criterios de restricción que se imponen para la obtención los coeficientes de la formulación presentada son los siguientes:

- Cuando la temperatura esté en el rango 300-800°C, la media de los errores entre las temperaturas obtenidas por el modelo de elementos finitos y la obtenida por las ecuaciones obtenidas del análisis de regresión no lineal debe ser menor de un 10%.
- Para temperaturas mayores de 800°C, las temperaturas obtenidas usando las ecuaciones no debe ser menor que las temperaturas de las alcanzadas mediante el análisis por elementos finitos.

- Para temperaturas entre el rango 100-300°C, la media de los errores entre las temperaturas extraídas a partir del análisis por elementos finitos y las obtenidas por las ecuaciones producidas por el análisis de regresión no lineal no debe ser mayor de un 15%.
- Para temperaturas menores de 100°C, las temperaturas calculadas mediante las ecuaciones no podrán estar por debajo de 50°C de las obtenidas mediante FEA.

Los coeficientes obtenidos después de analizar el formato de formulación anteriormente presentado tanto para transmisión de calor unidireccional como bidireccional y aplicándole las restricciones enumeradas son los siguientes:

a_1	0,155
a_2	-0,348
a_3	-0,371
b_1	-1,481
b_2	0,985
b_3	0,017

Tabla 3.16. Coeficientes a_i y b_i

	NSC-CA	HSC-CA	NSC-SA	HSC-SA
c_1	1	1,01	1,12	1,12
c_2	1	1,06	1,12	1,20

Tabla 3.17. Coeficientes c_i

Donde NSC y HSC significa hormigón de resistencia normal y hormigón de alta resistencia, respectivamente; y CA y SA significa áridos calcáreos y áridos silíceos, respectivamente.

Se realiza un estudio comparativo entre los resultados obtenidos aplicando las ecuaciones presentadas con los datos extraídos del análisis por elementos finitos con el fin de determinar si la formulación obtenida mediante el análisis de regresión no lineal modeliza la transmisión de calor a través de la sección transversal del elemento de hormigón con la precisión necesaria.

Al comparar los resultados obtenidos con los calculados utilizando la formulación propuesta por Wickström, se concluye que las ecuaciones aportadas en este método producen temperaturas más aproximadas a la realidad, debido fundamentalmente a que Wickström no

tiene en cuenta la variación de todas las propiedades térmicas de los materiales con la temperatura y con los diferentes tipos de hormigón.

Sin embargo, cabe destacar que este método de cálculo de temperaturas presenta las siguientes limitaciones:

- Las ecuaciones propuestas únicamente son aplicables para evaluar las temperaturas de la sección transversal de un elemento de hormigón expuesto a una curva de fuego estándar.
- Los resultados obtenidos utilizando estas ecuaciones pueden producir errores relevantes en el rango de temperaturas de 20°C a 300°C ya que se ha considerado el rango 300°C-800°C el rango objetivo con mayor precisión en el análisis de regresión no lineal.
- Las ecuaciones propuestas no tienen en cuenta la variación del contenido de agua en el cemento del hormigón, lo que puede conducir a predicciones ligeramente conservadoras.
- La formulación propuesta puede producir resultados imprecisos cuando un lado de la sección de hormigón es menor que 200 mm ya que la temperatura será en este caso resultado del flujo de calor procedente de múltiples caras expuestas al fuego.

3.5.4. Análisis mecánico

Una vez realizado el análisis térmico, el siguiente paso es realizar el análisis mecánico de la estructura afectada. El objetivo es comprobar si la estructura será capaz de soportar las cargas aplicadas, teniendo en cuenta las condicionamientos de la misma, como son, geometría, apoyos y uniones, armado y comportamiento de los materiales según distribución de temperaturas en la sección según el tiempo y la forma de exposición de la estructura al fuego.

Existen diferentes métodos de comprobación de la estructura en condiciones de incendio que dan lugar a diferentes niveles de precisión y, consecuentemente, de complejidad, como se comentó en el apartado 3.5.1.

El método general consiste en la comprobación de los distintos Estados Límite Últimos, teniendo en cuenta, tanto en la obtención de esfuerzos de cálculo como en el análisis de la respuesta estructural, la influencia de la acción de fuego considerando el comportamiento físico fundamental.

El modelo para el análisis estructural debe representar adecuadamente las propiedades del material en función de la temperatura, incluyendo la rigidez, la distribución de temperatura

en los distintos elementos de la estructura y el efecto de las dilataciones y deformaciones térmicas (acciones indirectas debidas al fuego).

Por otra parte, la respuesta estructural debe tener en cuenta las características de los materiales para las distintas temperaturas que pueden producirse en una misma sección transversal o elemento estructural.

Como se ha comentado anteriormente en esta tesis se va a proceder al cálculo de un pilar, análisis seccional de un elemento aislado, mediante los métodos simplificados expuestos en la normativa española y europea actual y se realizará una comparativa con los resultados del análisis mediante datos tabulados y con otros métodos simplificados que se proponen en los apartados siguientes.

Al utilizar métodos simplificados de comprobación se debe asegurar que conduzcan a resultados equivalentes o del lado de la seguridad con respecto a los que se obtendrían con los métodos generales.

Los métodos simplificados suponen una comprobación de los distintos Estados Límite Últimos considerando elementos estructurales aislados (se desprecian las acciones indirectas debidas al fuego -dilataciones, deformaciones, etc.), distribuciones de temperatura preestablecidas, generalmente para secciones rectangulares y, como variaciones en las propiedades de los materiales por efecto de la temperatura, modelos asimismo simplificados y sencillos.

Otro método de análisis es el empleo de tablas, expuesto en el apartado 3.5.4.3, y que consiste en la realización de comprobaciones dimensionales de las secciones transversales y los recubrimientos mecánicos.

3.5.4.1. Acciones mecánicas en situación de incendio

Nuevamente, en la norma UNE EN 1991-1-2 [11] se expone como evaluar las acciones mecánicas en situación de incendio.

Para evaluar las acciones indirectas se debería tener en cuenta la dilatación térmica coartada, la dilatación térmica diferencial en el interior de elementos hiperestáticos, los gradientes térmicos en las secciones transversales que originen tensiones internas, las dilataciones térmicas de los elementos adyacentes y la dilatación térmica de elementos que afecte a otros elementos situados fuera del sector de incendio.

Los valores de cálculo de las acciones indirectas al fuego deberían determinarse en función de los valores de cálculo de las propiedades térmicas y mecánicas de los materiales; teniendo en cuenta la exposición al fuego considerada (Norma prEN 1992, prEN 1996 y prEN 1999).

En la norma UNE EN 1991-1-2 [11] se expone que cuando los requisitos contra incendios se refieran a elementos sometidos a un fuego normalizado no será preciso considerar las acciones indirectas debidas a los elementos adyacentes, que el caso de análisis de esta tesis.

Además, las dilataciones y deformaciones impuestas y coartadas causadas por cambios de temperatura debidos a la exposición al fuego tienen como resultado efectos de acciones que se deben tener en cuenta a menos que pueda admitirse a priori que son despreciables o favorables. En esta tesis se va a trabajar con modelos conservadores que permiten obtener resultados válidos sin considerar estas acciones indirectas.

A. Acciones procedentes del cálculo a temperatura ambiente

Las acciones que se consideran en el diseño a temperatura ambiente deben tenerse en cuenta en el análisis de la estructura en situación de incendio. Se deberían tener en cuenta los valores representativos de las acciones variables correspondientes a la situación accidental de exposición al fuego, conforme a la Norma EN 1990.

Asimismo, no se debería tener en cuenta la disminución de sobrecarga debido a la combustión de la misma ni las acciones resultantes de operaciones industriales y se debería evaluar la posible fusión de la nieve en los casos en que sea necesario.

B. Acciones adicionales

No es necesario tener en cuenta la simultaneidad con otras acciones accidentales independientes, salvo acciones adicionales incluidas por el fuego durante la exposición al mismo, como por ejemplo, acciones debidas al colapso de un elemento estructural o de maquinaria pesada.

C. Combinación de acciones

Para obtener los efectos de las acciones $E_{di,d,t}$ aplicables durante la exposición al fuego se deben combinar las acciones mecánicas tal y como se expone en el apartado 6.4.3.3 (Combinaciones de acciones para situaciones de proyecto accidentales) de la norma EN 1990.

Cuando no sea necesario considerar explícitamente las acciones indirectas de fuego, los efectos de las acciones pueden determinarse analizando la estructura para las acciones combinadas únicamente a $t=0$. La aplicación de dichos efectos de las acciones $E_{di,d}$ pueden considerarse constantes durante toda la exposición al fuego.

Otra simplificación que propone la norma UNE EN 1991-1-2 [11], es obtener los efectos de las acciones a partir de los determinados en el cálculo a temperatura ambiente, de la siguiente manera:

$$E_{f_i,d,t} = E_{f_i,d} = \eta_{f_i} \cdot E_d \quad (3.62)$$

donde

E_d es el valor de cálculo de los efectos pertinentes de las acciones en la combinación fundamental, conforme a la norma EN 1990,

$E_{f_i,d}$ es el valor constante de cálculo correspondiente a la situación de incendio;

η_{f_i} es un coeficiente de reducción definido en las partes de los proyectos de norma prEN 1992 a prEN 1996 y en prEN 1999 relativas al cálculo en situación de incendio.

Por otra parte, cuando se especifiquen datos tabulados para un nivel de carga de referencia, éste se corresponde con:

$$E_{f_i,d,t} = \eta_{f_i,t} \cdot R_d \quad (3.63)$$

donde

R_d es el valor de cálculo de la resistencia del elemento a temperatura ambiente, determinado según los proyectos de prEN 1992 a prEN 1996 y en prEN 1999,

$\eta_{f_i,t}$ es el nivel de carga para cálculo en situación de incendio.

En la EHE-08 [15] y el DBSI (CTE) [13] se expone que para cuando se utilice el método simplificado de la isoterma 500, podrá adoptarse lo propuesto en la norma UNE EN 1991-1-2,

$$E_{f_i,d,t} = \eta_{f_i,t} \cdot R_d.$$

Además, se propone la siguiente fórmula para calcular el factor de reducción, $\eta_{f_i,t}$:

$$\eta_{f_i} = \frac{G_k + \psi_{f_i} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (3.64)$$

donde

G_k es el valor característico de la acción permanente,

$Q_{k,1}$ es la acción variable principal,

γ_G es el factor de mayoración de combinación de la acción permanente,

$\gamma_{Q,1}$ es el factor de mayoración de la acción variable (=1),

ψ_{f_i} es el coeficiente de combinación de acciones variables,

Puede tomarse como simplificación $\eta_{fi} = 0,6$ en los casos habituales y $\eta_{fi} = 0,7$ en las áreas de almacenamiento, incluidas sus áreas de acceso.

La tabla siguiente contenida en la EHE-08 [15] muestra los coeficientes parciales de seguridad para las acciones en los Estados Límite Últimos.

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla 3.18. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estado Límite Últimos. (Tabla 12.1.a. EHE) [15].

3.5.4.2. Respuesta de una sección de hormigón armado sometida a flexocompresión

Para conocer como trabaja una sección de hormigón armado se necesita conocer la relación existente entre la tensión creada en la sección y la deformación producida en la misma. En el caso de las secciones de hormigón armado debido a la no linealidad de los materiales, más que estudiar la relación tensión-deformación del material, se debe analizar la relación momento-curvatura de la sección.

La curvatura de un elemento es la rotación que se presenta por unidad de longitud de un elemento, también puede expresar como el incremento de ángulo por unidad de longitud a lo largo del eje del elemento sometido a cargas de flexión. La curvatura varía a lo largo del elemento debido al incremento del momento, véase figura 3.34.

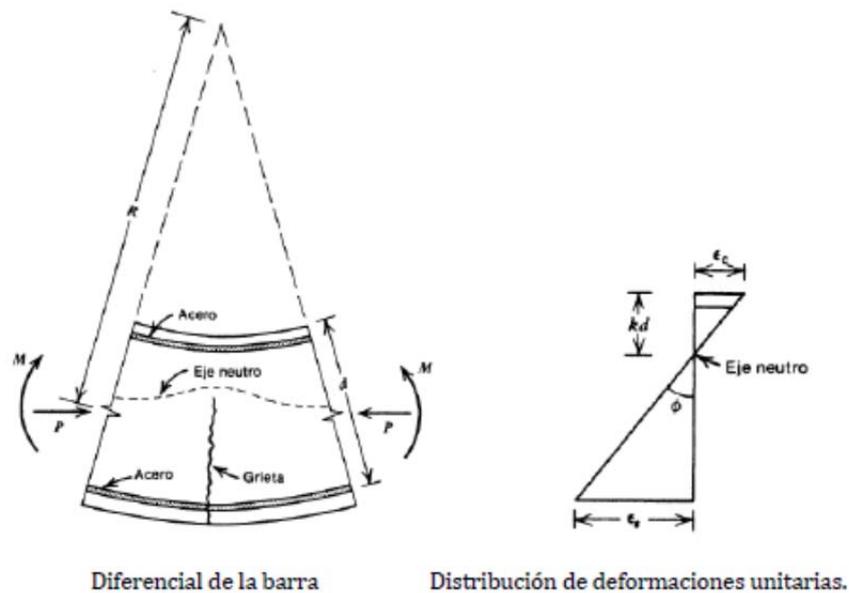


Figura 3.34. Deformación de una barra a flexión [41].

Entonces $1/R$ es la curvatura en el elemento (la rotación por longitud unitaria de la barra) y viene dada por el símbolo ϕ . Así se tiene:

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{k \cdot d} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \quad (3.65)$$

Es evidente que la curvatura ϕ es el gradiente del perfil de deformaciones en el elemento, como se ve en la figura 3.34.

La curvatura varía físicamente a lo largo del miembro debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas. Si la longitud del elemento es pequeña y abarca una grieta, la curvatura viene dada por la ecuación 3.65, con ϵ_c y ϵ_s como las deformaciones en la sección agrietada.

Si se miden las deformaciones en la sección crítica de una viga de hormigón armado en una corta longitud calibrada, conforme se aumenta el momento hasta la rotura, de la ecuación 3.65 se puede calcular la curvatura, lo que permite obtener la relación momento-curvatura (M-c) para la sección.

Esta relación se caracteriza por tres estados, tal y como se puede ver en la figura 3.35:

- Fase elástica sin fisurar (Estado I, figura 3.35): en este estadio las tensiones son proporcionales a las deformaciones, tanto en las fibras comprimidas como en las traccionadas de la sección; es decir; el comportamiento, tanto del acero en tracción como del hormigón en compresión, es lineal. En esta fase, estado I de la figura 3.35, la relación entre el momento flector y la curvatura es lineal. Esta fase se mantendrá

hasta que la tensión en la fibra más traccionada alcance la resistencia del hormigón a tracción. En ese instante, el hormigón empieza a fisurarse.

- Fase fisurada (Estado IIa, figura 3.35): una vez alcanzada la fisuración se produce un nuevo equilibrio de fuerzas en la sección, ya que desaparece la contribución de la parte de hormigón que antes trabajaba a tracción. Por tanto, toda la tracción se traslada, en esta fase, al acero, con lo que el alargamiento de ve incrementado de forma brusca. La curvatura de la sección de ve incrementada en $\Delta(1/r)_{I-II}$ porque la sección fisurada es más flexible (ha desaparecido parte de la sección) y, por tanto, reacciona con más curvatura para un mismo esfuerzo, momento de fisuración (M_f).

En esta fase el comportamiento de la sección sigue siendo lineal, ya que el comportamiento de los materiales sigue siendo lineal. Sin embargo, al desaparecer la contribución de parte del hormigón que trabajaba a tracción, cambia la inercia de la sección, de I_b (inercia homogeneizada) a I_f (Inercia fisurada), siendo la segunda menor que la primera. Esto queda reflejado en el diagrama M-c en una menor pendiente de la curva para la fase fisurada, como se puede observar en la figura 3.35.

Esta fase se mantiene hasta que sucede uno de los hechos siguientes: la tensión del hormigón en la fibra más comprimida llega a la tensión para la cuál comienza su comportamiento no lineal (tensión igual a un 35% o 40% de la tensión de rotura a compresión) o la tensión del acero alcanza el valor de su límite elástico.

- Fase de no linealidad (Estado IIb, figura 3.35): en esta fase, o bien el acero ha alcanzado su plastificación o bien el hormigón ha entrado en su fase no lineal. En todo caso, el comportamiento de la sección, por tanto, pasa a ser no lineal. La sección disminuye su rigidez progresivamente hasta alcanzar una de las siguientes situaciones:
 - a) El acero ha plastificado y el hormigón sigue en una fase lineal; la fase terminará cuando el acero rompa o el hormigón entre en fase no lineal.
 - b) El hormigón está en fase no lineal y el acero aún no ha plastificado, la fase acabará al plastificar el acero o cuando rompa el hormigón.
- Fase de prerrotura (Estado III, punto R de la figura 3.35): la pieza rompe porque se alcanza la rotura del acero o la del hormigón.

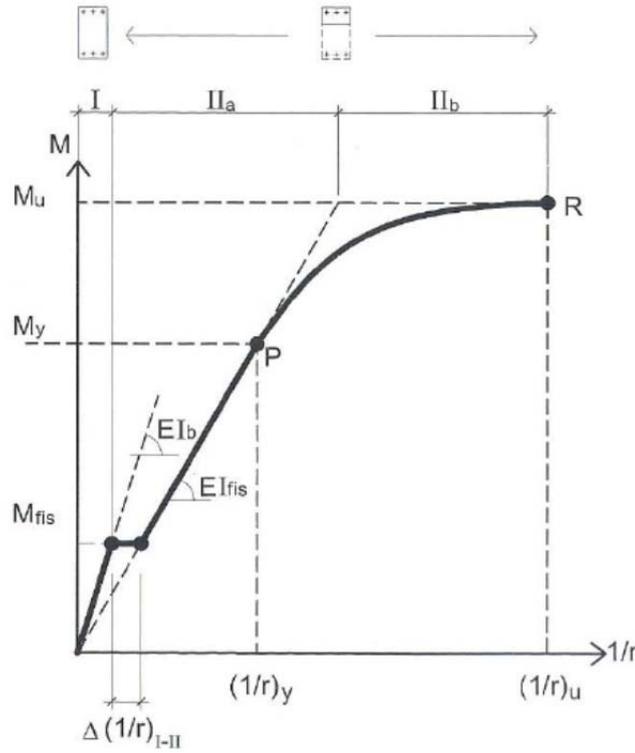


Figura 3.35. Diagrama momento-curvatura. [52]

Es posible deducir curvas teóricas momento-curvatura para secciones de hormigón armado con flexión y carga axial, en base a suposiciones semejantes a las utilizadas para la determinación de la resistencia a flexión. Se supone que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión y que se conocen las curvas tensión-deformación para el hormigón y el acero. Las curvaturas asociadas a un rango de momentos flectores y cargas axiales pueden determinarse utilizando estas suposiciones y a partir de los requerimientos de compatibilidad de deformación y equilibrio de las fuerzas.

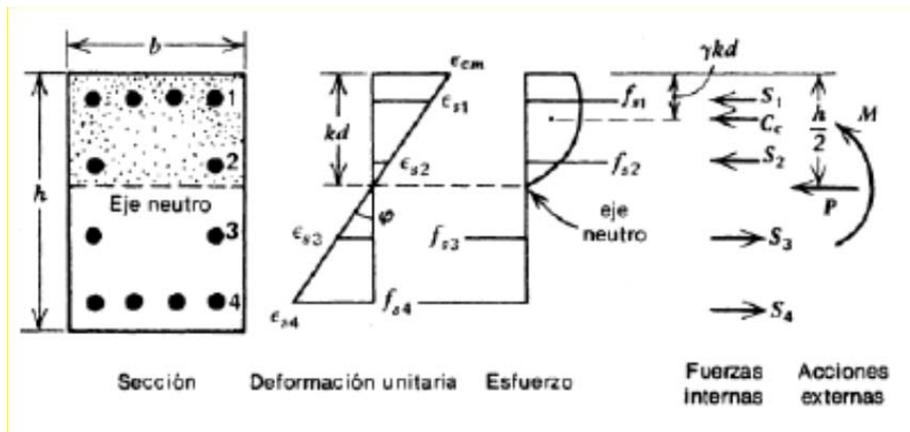


Figura 3.36. Determinación teórica momento-curvatura. a) Deformación unitaria de la sección. b) Esfuerzos en la sección. c) Fuerzas internas y acciones externas en la sección [41].

La figura 3.36 muestra una sección de hormigón armado con carga axial y flexión. Para determinada deformación del hormigón en la fibra extrema de compresión ε_{cm} y una profundidad kd del eje neutro, se pueden determinar las deformaciones del acero ε_{s1} , ε_{s2} , ε_{s3} ,..., por triángulos semejantes del diagrama de deformaciones. Por ejemplo, para la barra i la profundidad d_i :

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_{cm} \cdot \frac{k \cdot d - d_i}{k \cdot d} \quad (3.66)$$

Con esto se pueden obtener las tensiones f_{s1} , f_{s2} , f_{s3} , ... correspondientes a las deformaciones ε_{s1} , ε_{s2} , ε_{s3} ,... a partir de la curva tensión-deformación del acero. Seguidamente, se pueden calcular las fuerzas del acero S_1 , S_2 , S_3 ... a partir de las tensiones del acero y las áreas de cada barra ($S_i = f_{si} \cdot A_{si}$).

Se puede encontrar la distribución del esfuerzo del hormigón en la parte comprimida de la sección a partir del diagrama de deformaciones y la curva tensión-deformación para el hormigón. Para cualquier deformación dada del hormigón ε_{cm} en la fibra extrema de compresión, se puede definir la fuerza de compresión del hormigón C_c como:

$$C_c = \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot k \cdot d \quad (3.67)$$

Situada a una distancia γkd de la fibra más comprimida. Los valores α y γ vienen determinados en el apartado 3.1.7 de la normativa EN 1992-1-1 [47].

Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas para la sección se pueden plantear como sigue:

$$P = \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot k \cdot d + \sum_{i=1}^n f_{si} \cdot A_{si} \quad (3.68)$$

$$M = \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot k \cdot d \cdot \left(\frac{h}{2} - \gamma \cdot k \cdot d\right) + \sum_{i=1}^n f_{si} \cdot A_{si} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i\right) \quad (3.69)$$

La curvatura vendrá dada por la siguiente ecuación:

$$\phi = \frac{\varepsilon_{cm}}{k \cdot d} \quad (3.70)$$

Para cada valor de ε_{cm} se encuentra una profundidad $k \cdot d$ de la fibra neutra que satisface el equilibrio de las fuerzas, ajustando $k \cdot d$ hasta que las fuerzas internas equilibren la ecuación 3.68. Desarrollando el cálculo para una cantidad de valores ε_{cm} distintos se puede representar la curva momento-curvatura. Como se puede observar se trata de un cálculo iterativo hasta alcanzar el equilibrio.

La carga axial influye en la curvatura; en consecuencia, no hay una única curva momento-curvatura para una sección dada de un pilar, como pasaría en el caso de una viga. Sin embargo, es posible representar las combinaciones de carga axial P y momento M que hacen que la sección alcance la capacidad última y la curvatura ϕ correspondiente a esas combinaciones.

En una sección sometida a flexión simple, la resistencia se mide por el momento máximo que es capaz de resistir, y que depende en gran medida, de la cuantía de armadura, de la geometría de la sección y de las resistencias del acero y del hormigón.

En una sección sometida a flexocompresión, el momento último depende, además, del esfuerzo axil; ambos esfuerzos crecen hasta que se alcanza la rotura equilibrada; posteriormente el momento disminuye con el aumento del esfuerzo axil. El lugar geométrico de los pares de esfuerzos de flexocompresión que agotan la sección se denomina diagrama de interacción (N-M). En la figura 3.37 se muestra como se construye el diagrama de interacción (N-M) mediante los momentos últimos de los diagramas momento-curvatura obtenidos para distintos axiles.

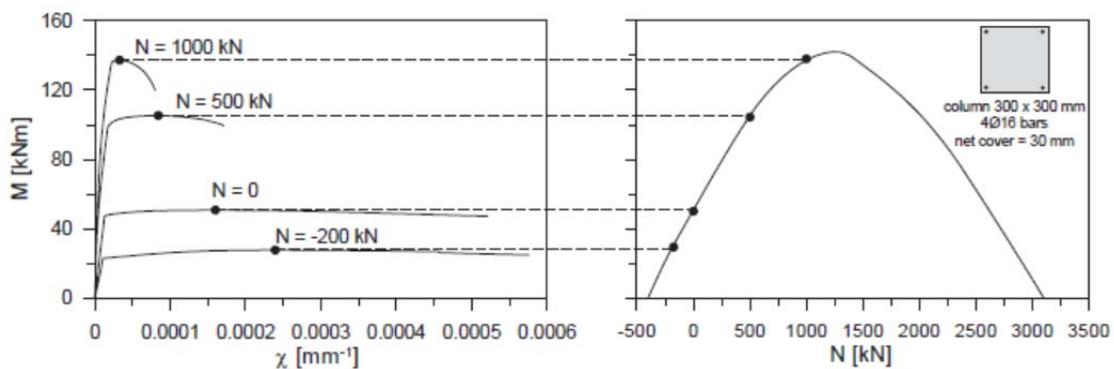


Figura 3.37. Obtención del diagrama de interacción N-M a partir de diagramas M-c para diferentes axiles, para una sección de hormigón armado determinada [16].

En la siguiente figura 3.38, se muestra como está trabajando la sección de hormigón armado en cada punto o tramo del diagrama de interacción axil-momento típico. El punto más alto de la curva, es el caso de compresión pura, ya que $M=0$. El punto más bajo de la curva es el caso de tracción pura, en el que sólo está trabajando la armadura a tracción y el hormigón ha fisurado. En el punto que la curva interseccta con el eje de momentos, la sección esta trabajando en flexión pura, en este caso la columna está comportándose como una viga. El punto de momento máximo corresponde con el punto de rotura equilibrada, la fibra de máxima compresión de la sección alcanza la deformación última del hormigón al mismo tiempo que la armadura traccionada llega a su deformación última del acero. Cada punto de la curva de interacción de la columna respresenta un única distribución de deformación en la sección. El axil y el momento en cada punto puede ser determinado mediante la compatibilidad de deformaciones, las ecuaciones constitutivas de los materiales y las ecuaciones de equilibrio en la sección.

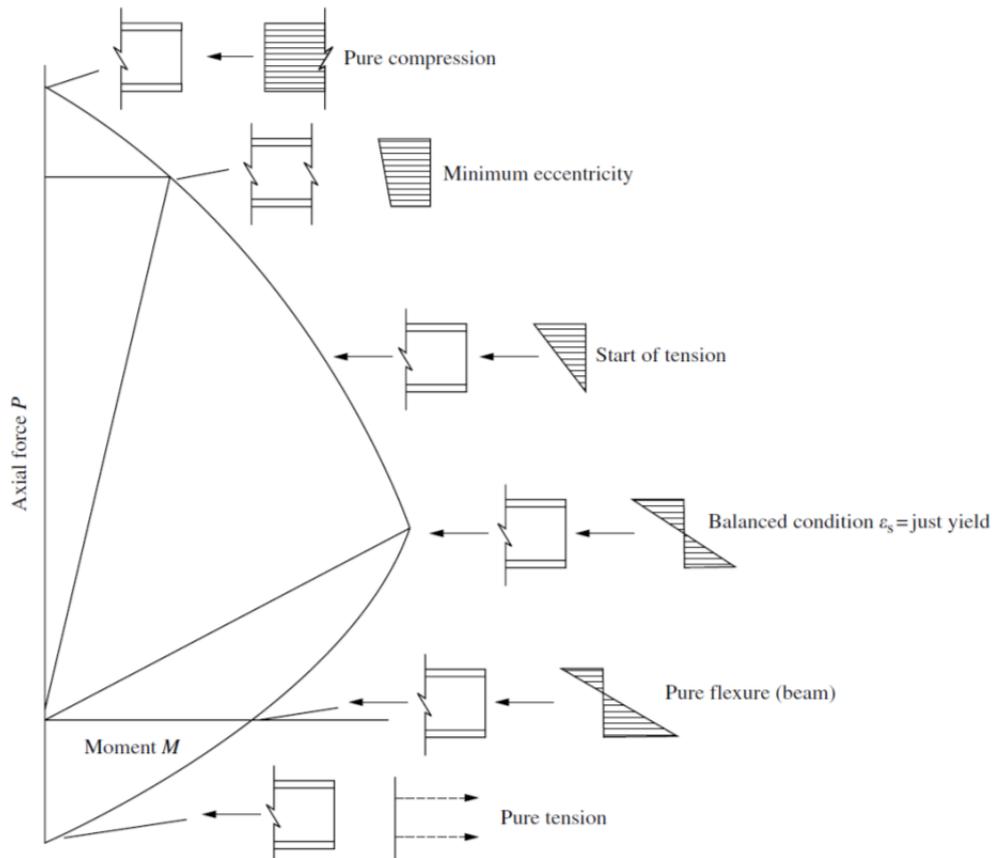


Figura 3.38. Diagrama de interacción axil-momento de una columna [43].

3.5.4.3. Datos tabulados

El Eurocódigo presenta un apartado en el que expone los métodos de diseño a fuego mediante tablas, capítulo 5 de la norma UNE EN 1992-1-2 [7].

Se aplica este tipo de diseño para elementos aislados sujetos a una exposición a fuego normalizado.

Los valores dados en las tablas son aplicables cuando se utilice hormigón de peso normal (2000 kg/m^3 a 2600 kg/m^3) fabricado con áridos silíceos.

En este apartado se va a tener en cuenta únicamente lo expuesto en la normativa en relación al diseño y cálculo de pilares, que es el objeto de esta tesis.

La norma dice que si se realiza el diseño mediante datos tabulados no es necesario efectuar comprobaciones adicionales relativas a la capacidad a cortante, a torsión ni relativas al desconchado excepto para la armadura de piel.

Los requisitos mínimos relativos a las dimensiones de la sección y los recubrimientos mecánicos, para la función portante se obtienen de:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}} \leq 1 \quad (3.71)$$

donde

$E_{d,fi}$ es el valor de cálculo del efecto de acciones en la situación de incendio,

$R_{d,fi}$ es el valor de cálculo de la capacidad portante (resistencia) en la situación de incendio.

En la norma UNE EN 1992-1-2 [7], se presentan dos métodos de comprobación de la resistencia al fuego de los pilares.

A. Método A

La resistencia al fuego de los pilares de hormigón armado y pretensado sometidos principalmente a compresión en estructuras arriostradas puede determinarse a partir de la tabla 3.19 cumpliendo las dimensiones mínimas que se indican en la misma.

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Anchura del pilar b_{min} /recubrimiento mecánico de la armadura principal			
	Pilar expuesto en más de una cara			Expuesto en una cara
	$\mu_n = 0,2$	$\mu_n = 0,5$	$\mu_n = 0,7$	$\mu_n = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	—	295/70

**
Mínimo 8 barras
Para los pilares pretensados, debería considerarse un incremento del recubrimiento mecánico de acuerdo al punto (5) del apartado 5.2.

Tabla 3.19. Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos medios para pilares con sección rectangular o circular. (Tabla 5.2a. UNE EN 1992-1-2) [7]

La validez de los valores mínimos requeridos en la tabla 3.19 se limitan para:

- Una longitud del pilar en la situación de incendio: $l_{0,fi} \leq 3$,
- La excentricidad de primer orden en la situación de incendio: $e = \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{0Ed,fi}} \leq e_{max}$,
- Cuantía de armadura: $A_s < 0,04 \cdot A_c$.

El valor recomendado de $e_{max} = 0,15 \cdot h$ (o b).

La longitud eficaz del un pilar en situación de incendio puede suponerse igual a la longitud eficaz a temperatura ambiente.

La excentricidad de primer orden en la situación de incendio puede suponerse igual a la obtenida para la temperatura ambiente de cálculo.

El nivel de uso en situación de incendio, μ_{fi} , de la tabla 3.19 tiene en cuenta las combinación de carga, la resistencia a compresión del pilar y la flexión, incluyendo efectos de segundo orden, tal y como se expuso en el apartado 3.5.4.1.

El coeficiente de reduccción η_{fi} , apartado 3.5.4.1, puede utilizarse en lugar del valor μ_{fi} , como una simplificación del lado de la seguridad, puesto que η_{fi} supone que el pilar está totalmente cargado en el cálculo a temperatura ambiente.

En este método se propone además una fórmula para evaluar otros valores de resistencia para datos tabulados:

$$R = 120 \cdot \left(\frac{R_{\eta_{fi}} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (3.72)$$

donde

$$R_{\eta_{fi}} = 83 \cdot \left[1 - \mu_{fi} \cdot \frac{(1+\omega)}{(0,85/\alpha_{cc})+\omega} \right] \quad (3.73)$$

$$R_a = 1,60 \cdot (a - 30) \quad (3.74)$$

$$R_l = 9,60 \cdot (5 - l_{0,fi}) \quad (3.75)$$

$$R_b = 0,09 \cdot b' \quad (3.76)$$

$$R_n = \begin{cases} 0 & \text{para } n = 4 \text{ (sólo para barras de las esquinas)} \\ 12 & \text{para } n > 4 \end{cases} \quad (3.77)$$

- a es el recubrimiento mecánico de la armadura longitudinal en mm
($25mm \leq a \leq 80mm$),
- $l_{0,fi}$ es la longitud eficaz del pilar a temperatura ambiente,
- $b' = \frac{2 \cdot A_c}{(b+h)}$ para secciones transversales rectangulares o el diámetro de secciones transversales circulares,
- $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ designa la cuantía mecánica de la armadura a temperatura ambiente.
- α_{cc} es el coeficiente para la resistencia a compresión (véase la norma EN 1992-1-1 [7]; habitualmente $\alpha_{cc} = 1$).

B. Método B

Este método utiliza la tabla 3.20 para evaluar la resistencia al fuego de los pilares de hormigón armado:

Resistencia al fuego normalizado	Cuantía mecánica de la armadura ω	Dimensiones mínimas (mm) Anchura del pilar b_{min} / recubrimiento mecánico a			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	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 600 mm. Se requiere una evaluación específica del pandeo.

Tabla 3.20. Dimensiones mínimas del pilar y recubrimiento mecánicos mínimos para pilares de hormigón armado con una sección rectangular o circular (Tabla 5.2b. UNE EN 1992-1-2) [7].

Los datos de la tabla 3.20 son válidos únicamente para pilares en estructuras arriostradas en las que:

- El nivel de carga, n , a temperatura ambiente viene dado por

$$n = \frac{N_{0Edfi}}{0,7 \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})} \quad (3.78)$$

- La excentricidad de primer orden en la situación de incendio, e , viene dada por:

$$e = \frac{M_{0Edfi}}{N_{0Edfi}} \quad (3.79)$$

$$\frac{e}{b} \leq 0,25 \text{ con } e_{max} = 100 \text{ mm.}$$

La cuantía mecánica ω se calcula de la misma manera que en el apartado anterior.

En los pilares en los que $A_s \geq 0,02 \cdot A_c$, se requiere una distribución uniforme de las barras a lo largo de las caras de la sección transversal para una resistencia al fuego de más de 90 minutos.

En la EHE-08 [15] y en el DBSI (CTE) [13] se presenta otro método para la aplicación de las tablas, para el que es necesario definir la distancia equivalente al eje a efectos de resistencia al fuego:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \tag{3.80}$$

siendo

- A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa;
- a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo,
- f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i ,
- Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a la tabla 3.21.

μ_s	Acero de amar		Acero de pretensar			
	Vigas ⁽¹⁾ y losas (forjados)	Resto de los casos	Vigas ⁽¹⁾ y losas (forjados)		Resto de los casos	
			Barras	Alambres	Barras	Alambres
$\leq 0,4$	+5	0	-5	-10	-10	-15
0,5	0		-10	-15		
0,6	-5		-15	-20		

Tabla 3.21. Valores de Δa_{si} (mm) (Tabla A.6.5.1. EHE-08) [15]

Siendo $\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}}$ el coeficiente de sobredimensionamiento de la sección a estudio tal y como se definió al principio de este apartado para el Eurocódigo 2 [7].

De forma simplificada, para situaciones con nivel de control normal, puede adoptarse como valor de $\mu_{fi} = 0,5$ con carácter general y 0,6 para zonas de almacén.

Los valores dados en las tablas son aplicables a hormigones de densidad normal, de resistencia característica $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, confeccionados con áridos de naturaleza silíceo.

La EHE-08 [15] presenta una serie de tablas para cada tipo de elemento, muros, forjados vigas y pilares.

Se muestra a continuación la tabla para obtener la resistencia al fuego de los soportes circulares y rectangulares expuestos por tres o cuatro caras, referida a la distancia mínima equivalente al eje de las armaduras de las caras expuestas.

Resistencia al fuego	Dimensión mínima b_{min} / Distancia mínima equivalente al eje a_{min} (mm) ⁽¹⁾
R 30	150**/15
R 60	200**/20
R 90	250/30
R 120	250/40
R 180	350/45
R 240	400/50

Tabla 3.22. Soportes (Tabla A.6.5.2. EHE-08) [15].

Cabe destacar que los recubrimientos pueden ser superiores a los indicados por exigencias de durabilidad y la dimensión mínima de los pilares cumplirá con lo indicado en el Artículo 54º de la EHE-08 [15].

Para resistencias al fuego mayores que R-90 y cuando la armadura del soporte sea superior al 2% de la sección de hormigón, dicha armadura se distribuirá en todas sus caras.

3.5.4.4. Método de la Isoterma 500 (Anderberg)

Este método está recogido en el Eurcódigo 2 (norma UNE EN 1992-1-2 [7]), en la Instrucción Española de Hormigón Estructura (EHE-08 [15]) y el Documento Básico de Seguridad frente a Incendios del Código Técnico Español (DBSI-CTE [13]).

El Método de la Isoterma 500°C permite realizar una comprobación de la resistencia de un elemento estructural de hormigón armado a fuego a través de un análisis seccional.

Para la aplicación de este método se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Exposición del elemento a la curva de fuego estándar o a cualquier otro régimen de calentamiento que produzca campos de temperatura similares en el elemento expuesto a fuego.
- Los elementos deben cumplir las anchuras mínimas indicadas en las tablas 3.23a) y 3.23 b) , que corresponden tabla B.1 en la norma UNE EN 1992-1-2 [7], tabla A.6.7.1 en la EHE-08 [15] y tabla C.6 en el DBSI-CTE [13].

a)

Resistencia a fuego	R60	R90	R120	R180	R240
Anchura mínima de la sección transversal (mm)	90	120	160	200	280

b)

Densidad de carga de fuego MJ/m ²	200	300	400	600	800
Anchura mínima de la sección transversal (mm)	100	140	160	200	240

Tabla 3.23. Anchuras mínimas de la sección transversal en función de la resistencia al fuego (para la exposición al fuego normalizado)(a) y de la densidad de carga de fuego para la exposición al fuego paramétrico (b).

El procedimiento de cálculo de este método consiste en reducir la sección transversal de hormigón armado, conservando la parte de la misma con temperaturas menores de 500°C. Este método se fundamenta en la idea de que el hormigón por encima de los 500°C tiene sus propiedades tan mermadas que se puede despreciar su aportación resistente al elemento.

Para ello, se traza sobre la sección la curva isoterma de 500°C obtenida en el análisis térmico considerando fuego paramétrico o normalizado y según el tiempo y la forma de exposición a fuego. Esta curva delimitará la nueva sección de hormigón a considerar y únicamente se tendrá en cuenta la parte en que las temperaturas sean menores que 500°C. El espesor de hormigón dañado se denominará a_{500} y corresponderá a la parte de la sección con temperaturas superiores a 500°C.

Por tanto, se determina una nueva anchura b_{fi} y un nuevo canto útil d_{fi} de la sección transversal reducida, excluyendo el espesor a_{500} . El método permite que las esquinas redondeadas de la isoterma se aproximen a un rectángulo o un cuadrado, de manera que a_{500} sea un valor constante en toda la sección.

Este método considera que la sección residual conservará los valores de resistencia y módulo de elasticidad del hormigón a temperatura 20°C.

En la siguiente figura 3.39 se puede observar tres casos de obtención de la sección reducida mediante del Método de la Isotherma 500°C.

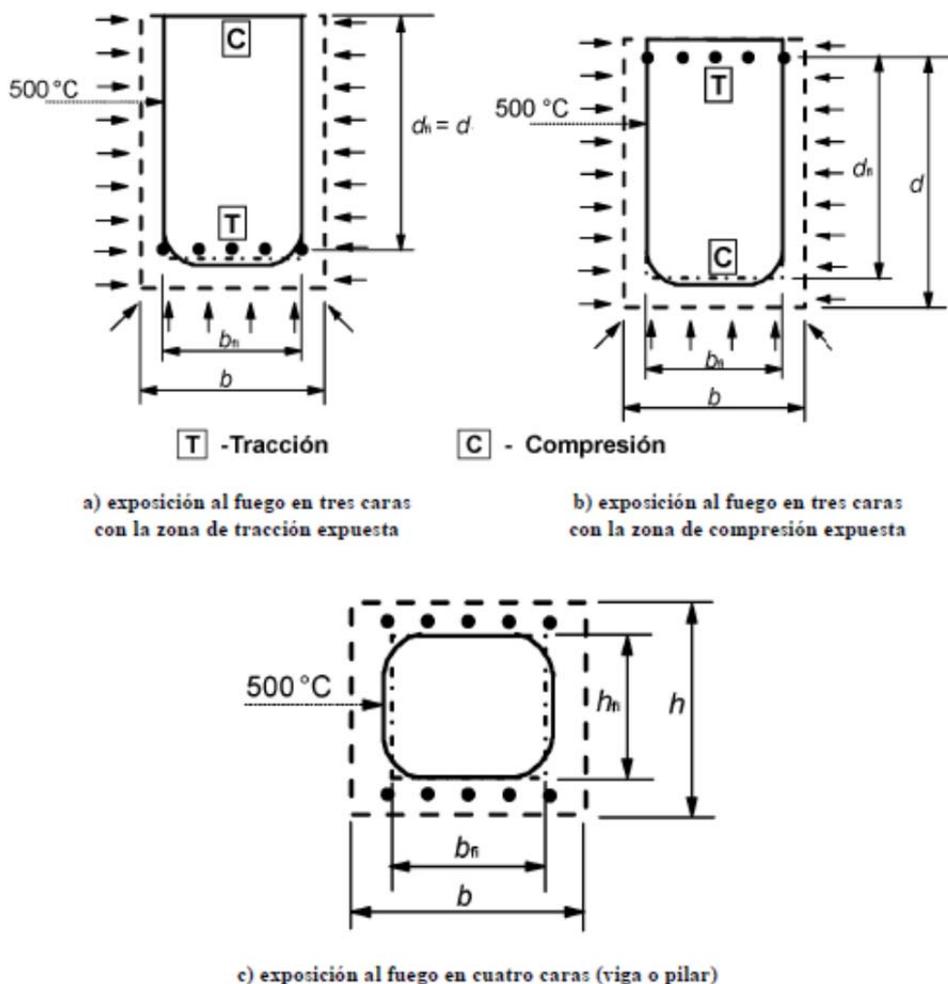


Figura 3.39. Sección transversal reducida de una viga y un pilar de hormigón armado. [7]

El procedimiento a seguir con el armado es el siguiente, se determina la temperatura de cada armadura y se toma como temperatura de toda la barra la temperatura del centro de la misma. Algunas de las barras de la armadura pueden quedar fuera de la sección transversal reducida, como se muestra en la figura 3.39. A pesar de ello, se incluirán en el cálculo de la capacidad portante última de la sección transversal expuesta al fuego, ya que aunque la parte de hormigón no aporte capacidad resistente, no se considera que se haya perdido la adherencia entre hormigón y acero. Una vez se obtenga la temperatura de cada barra se calculan sus propiedades mecánicas reducidas debido a la temperatura.

Partiendo del enfoque de la sección transversal reducida, el procedimiento para calcular la resistencia de una sección transversal de hormigón armado en la situación de incendio se realizará utilizando el mismo procedimiento que en el cálculo a temperatura ambiente. Se comparará la capacidad portante última con el valor de cálculo del efecto de carga o, como alternativa, se compara la resistencia al fuego estimada con la resistencia requerida.

En la siguiente figura se detalla el procedimiento de cálculo de la capacidad portante de una sección transversal con armaduras traccionadas y comprimidas.

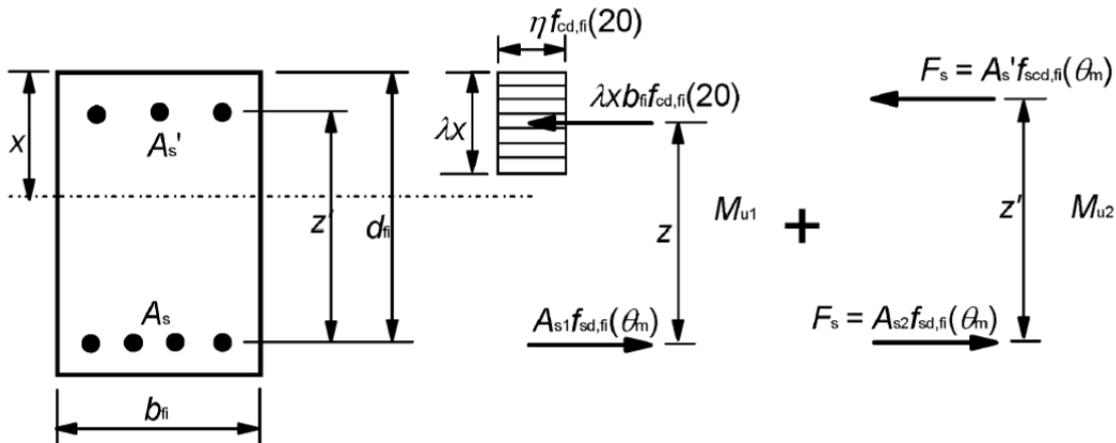


Figura 3.40. Esquema de cálculo de la capacidad portante de una sección transversal.[7]

Leyenda de la figura 3.40

- b_{fi} es la anchura de la sección transversal reducida,
- d_{fi} es el canto útil de la sección transversal reducida,
- z es el brazo mecánico entre la armadura de tracción y el hormigón,
- z^* es el brazo mecánico entre la armadura de compresión y el hormigón,
- A_s es el área de la armadura de tracción,
- A_{s1} es la parte de la armadura de tracción en equilibrio con el bloque de compresión del hormigón,
- A_{s2} es la parte de la armadura de tracción en equilibrio con la armadura de compresión,
- A_s' es el área de la armadura de compresión,
- $f_{cd,fi}(20^\circ)$ es el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en la situación de incendio a temperatura ambiente $= f_{ck}/\gamma_{c,fi}$,
- $f_{sd,fi}(\theta_m)$ es la resistencia de cálculo de la armadura de tracción en la situación de incendio a la temperatura media θ_m en dicha capa,
- $f_{scd,fi}(\theta_m)$ es la resistencia de cálculo de la armadura de compresión en la situación de incendio a la temperatura media θ_m en dicha capa,

F_s es la fuerza total en la armadura comprimida en la situación de incendio, e igual a parte de la fuerza total en la armadura traccionada,

λ , η y x se definen en la Norma EN 1992-1-1 [47].

Siguiendo la figura 3.40 el momento de la sección transversal puede calcularse mediante el procedimiento que se apunta a continuación:

$$M_{u1} = A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta_m)_z \quad (3.81)$$

$$w_k = \frac{A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} \cdot d_{fi} \cdot f_{cd,fi}(20^\circ)} \quad (3.82)$$

$$M_{u2} = A_{s2} \cdot f_{scd,fi}(\theta_m)_{z'} \quad (3.83)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3.84)$$

donde

A_s es el área total de toda la armadura,

$f_{sd,fi}$ es la resistencia de cálculo de la armadura de tracción,

w_k es la cuantía mecánica de cálculo de la armadura de la sección transversal expuesta al fuego,

b_{fi} es la anchura de la sección transversal reducida,

d_{fi} es el canto útil de la sección transversal reducida,

$f_{cd,fi}(20^\circ)$ es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón (a temperatura ambiente),

z es el brazo mecánico entre la armadura de tracción y el hormigón,

z' es el brazo mecánico entre la armadura de compresión y el hormigón,

θ_m es la temperatura media de la capa de armadura.

Una vez obtenidas las expresiones anteriores, se puede formular el momento resistente total como:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (3.85)$$

3.5.4.5. Método de las Zonas (Hertz)

Este método está incluido en el Eurocódigo 2, norma UNE EN 1992-1-2 [7], como método simplificado.

El procedimiento consiste en dividir la sección transversal en un número de zonas, más de tres, paralelas de igual espesor (elementos rectangulares). Se evalúa la temperatura media en cada una de las zonas, la resistencia media a compresión $f_{cd}(\theta)$ correspondiente y el módulo de elasticidad si es necesario.

Este método es aplicable a cualquier curva de fuego completamente desarrollado, pero en la norma UNE EN 1992-1-2 [7], sólo se proporcionan los datos para la curva de fuego normalizada.

El primer paso de este método es considerar una sección transversal reducida, ignorando la zona dañada de espesor a_z , en las caras de fuego expuestas, tal y como puede verse en la figura 3.41.

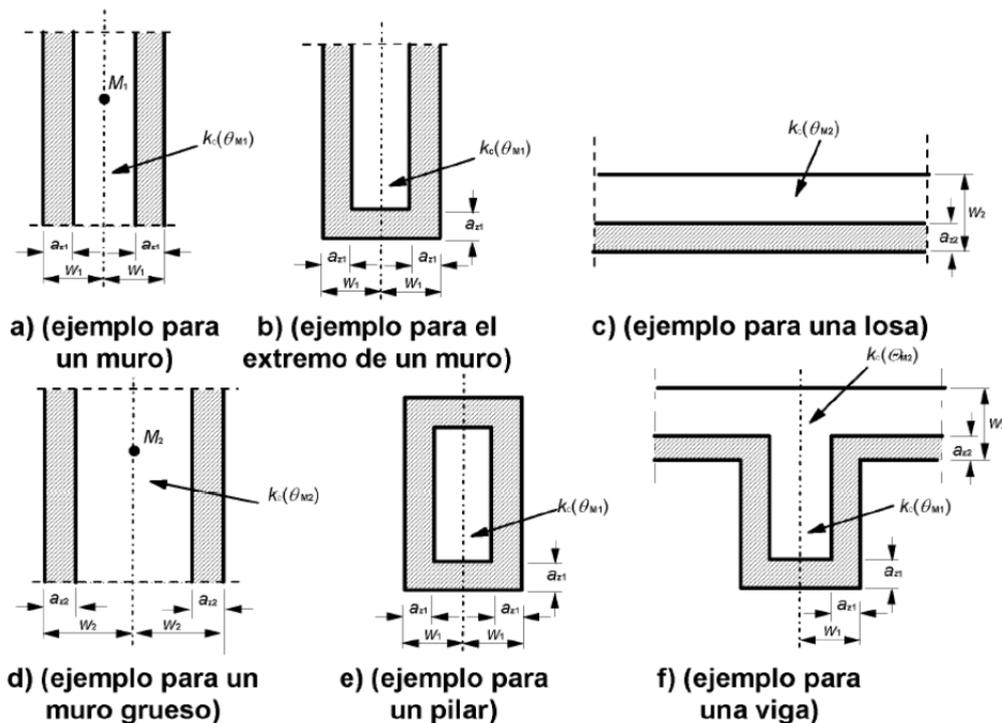


Figura 3.41. Reducción de la resistencia y de la sección transversal para las secciones expuestas al fuego.

La sección del elemento a estudio se asimila como la sección de un muro equivalente de anchura $2 \cdot w$ si el elemento está expuesto por sus dos caras. En el caso de que el elemento a estudio esté expuesto únicamente por una cara se considerará un espesor del muro equivalente de w , tal y como puede verse en la figura 3.41. En los elementos en que haya

más de dos caras expuestas se considerará el mismo espesor a_z , en cada una de las caras expuestas. El punto M es un punto arbitrario en el eje del muro equivalente utilizado para determinar la resistencia reducida a compresión de toda la sección transversal reducida.

La sección transversal reducida se obtiene calculando la zona dañada de espesor a_z para las superficies expuestas a fuego. Para ello, en el caso de que se considere el muro equivalente expuesto por dos caras, el semiespesor del mismo se divide en n zonas paralelas, $n \geq 3$, véase la figura 3.42. Una vez se tengan las divisiones, se calculará la temperatura en la mitad del espesor de cada zona, a partir de la distribución de temperaturas obtenidas mediante el análisis térmico previo.

A continuación se determina el coeficiente de reducción de la resistencia a compresión $k_c(\theta_i)$ para cada zona mediante la tabla 3.3 del apartado 3.3.1. La temperatura que se toma para la obtención del coeficiente corresponde a la temperatura en un punto del eje medio de cada zona, véase la figura 3.42.

El coeficiente de reducción medio de la resistencia a compresión de toda la sección $k_{c,m}$ se calculará mediante la siguiente expresión, que tiene en cuenta la variación de temperatura de las zonas

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) \quad (3.86)$$

siendo

- n es el número de zonas paralelas en la anchura w ,
- w es la mitad de la anchura total,
- m es el número de zona.

Cabe destacar que el parámetro $(1 - 0,2/n)$ compensa el hecho de que los coeficientes $k_c(\theta_i)$ para cada zona se determinan en función de la temperatura del centro de cada franja.

Finalmente para obtener la anchura de la zona dañada se utilizarán las siguientes fórmulas:

- En el caso de vigas, losas o placas:

$$a_z = w \cdot \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] \quad (3.87)$$

Donde $k_c(\theta_M)$ designa el coeficiente de reducción de la compresión para el hormigón en el punto M de la sección y puede obtenerse de la gráfica 3.43.

- Para pilares, muros y otras construcciones donde se produzcan efectos de segundo orden:

$$a_z = w \cdot \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right] \quad (3.88)$$

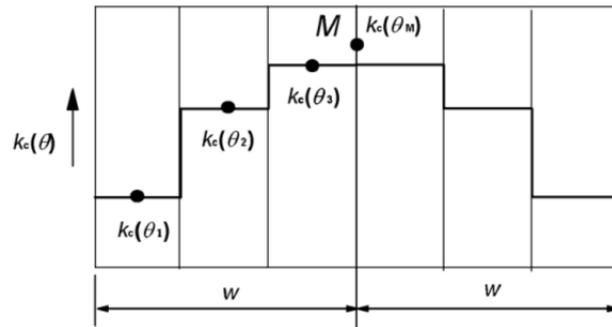


Figura 3.42. División de una muro expuesto al fuego en ambas caras en zonas, para uso en el cálculo de reducción de la resistencia y los valores a_z

En el caso que se necesite calcular la rigidez equivalente de la sección reducida de hormigón se debería obtener mediante la siguiente expresión:

$$(E \cdot I)_z = [k_c(\theta_M)]^2 \cdot E_c \cdot I_z \tag{3.89}$$

donde

E_c es el módulo elástico del hormigón a temperatura normal.

I_z es el momento de inercia de la sección reducida.

La reducción de la resistencia del armado debido a la temperatura se calcula de la misma manera que se expuso en el Método de la Isoterma 500, en el apartado anterior.

Una vez obtenida la sección reducida, la resistencia y el módulo de elasticidad para la situación de incendio, la comprobación de la resistencia del elemento estructural sigue el procedimiento de cálculo a temperatura ambiente similar al comentado en la figura 3.40 y apartado 3.5.4.4, Método de la Isoterma 500.

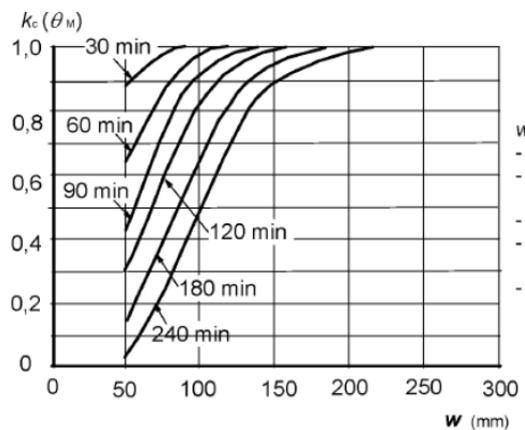


Figura 3.43. Coeficiente de reducción de la resistencia a compresión de cada zona para un sección transversal reducida de hormigón de áridos silíceos.

Cabe destacar que w se evalúa como el espesor de una losa; el espesor de un muro o pilar expuesto solo por una cara; el semiespesor del alma de una viga; el semiespesor de un muro o pilar expuesto en dos caras o la mitad de la menor dimensión de un pilar expuesto por las cuatro caras.

Además la normativa recoge dos gráficas, figura 3.44 y 3.45 en este documento, mediante las que obtener el espesor dañado de la sección transversal según el tiempo de exposición y w , para hormigones de áridos silíceos y para la curva normalizada tiempo-temperatura (ISO 834). Teniendo en cuenta que los valores de a_z son más conservadores para áridos silíceos, se podría utilizar estas gráficas para calcular a_z en el caso de hormigones con otros áridos, sabiendo que los resultados finales siempre quedarán del lado de la seguridad.

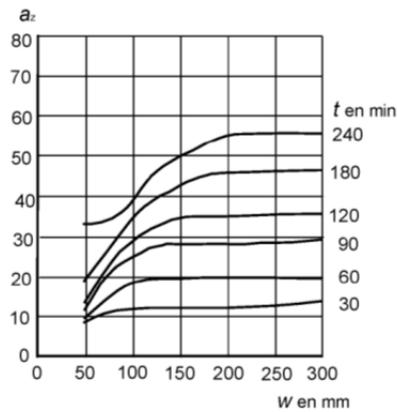


Figura 3.44. Reducción de la sección transversal, a_z , de una viga o una losa de hormigón de áridos silíceos.

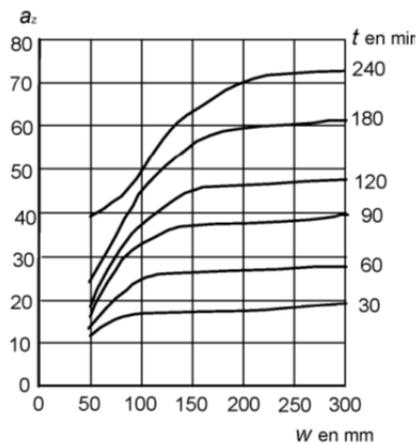


Figura 3.45. Reducción de la sección transversal, a_z , de un pilar o un muro de hormigón de áridos silíceos.

3.5.4.6. Método propuesto por S.F. El-Fitiyany y M.A. Youssef

En su artículo “Assesing the flexural an axial behaviour of reinforced concrete members at elevated temperatures using sectional analysis” (2009), S.F. El-Fitiyany y M.A. Youssef [8] presentan un método de cálculo simplificado de la resistencia de una sección de hormigón sometida a la acción del fuego basado en la modificación del análisis seccional clásico.

A partir de ahora se llamará capa o fibra a la sucesión de elementos alineados horizontalmente, ocupando todo el ancho de la sección; y cordón a la sucesión de elementos alineados verticalmente ocupando todo el alto de la sección, véase figura 3.46.

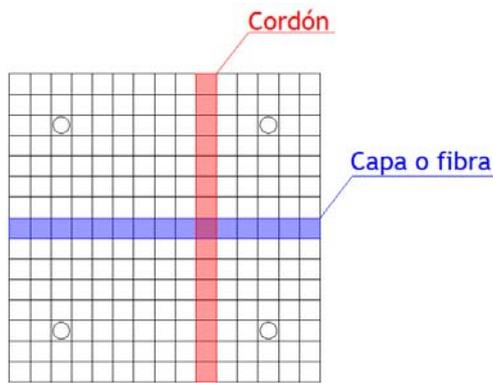


Figura 3.46. División de la sección en elementos cuadrados, definición de capa y cordón.

A temperatura ambiente el análisis de una sección a flexocompresión se realizaría tal y como se explicó en el apartado 3.5.4.2. En este apartado se explica una metodología para la obtención del diagrama momento-curvatura que se basa en la división de la sección en fibras o capas, figura 3.47. Partiendo de una curvatura inicial y se va variando la posición de la fibra neutra hasta encontrar el equilibrio de la sección haciendo cumplir la ecuación de equilibrio de fuerzas. Para cada curvatura, posición de fibra neutra de la sección en equilibrio y axil de cálculo se obtiene el momento mediante la ecuación de equilibrio de momentos.

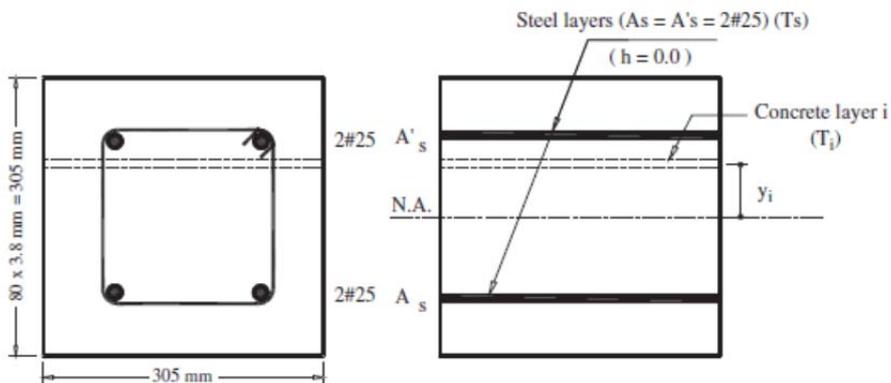


Figura 3.47. Modelo de fibras

Aplicar este análisis a secciones de hormigón durante su exposición a altas temperaturas presenta algunas dificultades ya que en primera instancia, el método descrito en el apartado 3.5.4.2. supone que cada capa horizontal de la sección posee propiedades uniformes, hecho que no es posible en una sección expuesta a fuego. La distribución de temperaturas dentro de la sección produce propiedades no uniformes en cualquier punto de la misma y por tanto, en cada fibra.

Otra dificultad viene dada por la expansión térmica no uniforme dentro de la profundidad de la sección de hormigón. Si la sección posee libre expansión, la deformación total debe ser lineal para satisfacer el principio de las secciones planas que es válido también a elevadas temperaturas [49][50]. La deformación efectiva es entonces no uniforme y la anterior presunción de distribución lineal no es válida.

En este método la sección de hormigón armado se divide en elementos discretos de altura y ancho constante, tal y como muestra la figura 3.46.

En el procedimiento que exponen S.F. El-Fitiany y M.A. Youssef se le asigna a cada elemento cuadrado en el que ha quedado dividida la sección una temperatura procedente del análisis térmico y se considera esta temperatura en toda el área del elemento.

Seguidamente, se propone un método para calcular las temperaturas equivalentes de cada capa, temperaturas que serán utilizadas para estimar la resistencia a compresión del hormigón, su módulo de elasticidad, y las deformaciones térmicas.

Para predecir con precisión el comportamiento de la sección en condiciones de incendio utilizando un análisis seccional, las temperaturas medias utilizadas para obtener los distintos parámetros mecánicos serán distintas.

Para evaluar la deformación térmica y la tensión en una capa, se utilizará su temperatura media, obtenida calculando la media aritmética de las temperaturas de cada uno de los elementos que constituyen dicha capa.

En el caso del módulo de elasticidad del hormigón; se obtendrá el módulo de elasticidad para cada elemento de la malla según su temperatura y posteriormente se calculará la media de los $E_{ci,T}$ de cada elemento de una misma capa.

En el caso de las barras de armado, se procede como en los métodos anteriores; con la temperatura del centro de cada barra se obtienen sus propiedades mecánicas. La temperatura en cada armadura se asume que es la misma que la temperatura del elemento de la malla que corresponda con la posición de dicha armadura.

Una vez se han homogeneizado las propiedades en cada capa, ya se puede analizar la sección de hormigón armado a altas temperaturas mediante el mismo procedimiento que se utilizaría a temperatura ambiente, apartado 3.5.4.2. de este documento.

3.5.4.7. Método basado en los límites de deformaciones

En el documento 46 del FIB,CEB-FIP, “Fire desig of concrete structures-structural behaviour and assessment” (Julio 2008) [16] se presenta un método alternativo y simplificado al cálculo exácto para la estimación de la resistencia de un elemento estructural a fuego basado en los límites de deformación y por tanto, realizado mediante un análisis seccional.

Este método es una modificación del conocido método de pivotes que se utiliza para el análisis estructural a temperatura ambiente.

Para cada tiempo de exposición, se considerarán los perfiles de deformaciones respetando la deformación última en el armado y en el hormigón (ε_{cu}^T y ε_{su}^T). Como el hormigón se hace más dúctil con el aumento de la temperatura, es suficiente con considerar las deformaciones a lo largo del cordón más frío de la sección, el menos dúctil, ya que en este cordón se alcanzará antes la deformación última que un cualquier otro punto de la sección. Cabe destacar que en secciones cuadradas calentadas por las cuatro caras el cordón más frío será el cordón medio de la sección.

Tal y como se realiza en el caso de temperatura ambiente, los perfiles de deformaciones pertenecen a tres dominios, ver figura 3.48:

- Dominio 1: va desde la línea l_0 , que representa el fallo para tensión pura, hasta l_1 , que corresponde con el momento en el que se alcanzan la deformación última en el acero en la capa más alejada de la zona de compresión (punto P) y se alcanza la deformación última en la fibra más alejada (punto R). El punto fijo sobre el que se pivota en esta zona es el P.
- Dominio 2: abarca desde la línea l_1 a la l_2 , donde el punto fijo sobre el que se pivota es el R, hasta que el perfil de deformaciones se convierte en tangente al perfil de deformaciones últimas del hormigón.
- Dominio 3: cubre el rango de la línea l_2 a la l_3 . No hay un pivote fijo para los perfiles de deformación, si no que el pivote S se mueve a lo largo de la curva de perfil de deformaciones, desde R a Q.

Como en la dominio 3 el pivote se mueve, este método es denominado “el método del pivote móvil” (Meda et al., 2002 [44]).

Es importante mencionar que, mientras el gradiente de temperatura sea reducido en la periferia de la sección, la dominio 2 existirá, pero desaparecerá a medida que el gradiente de

temperatura se incrementa (generalmente el gradiente crece con el aumento de la temperatura).

Para cualquier perfil de deformaciones a lo largo del cordón principal, la deformación de cada punto de la sección puede ser evaluado, asumiendo que las secciones planas permanecen planas. Como consecuencia, la distribución de tensiones puede ser determinada utilizando las curvas tensión-deformación dependientes de la temperatura, y N_u y M_u pueden ser evaluados integrando las tensiones.

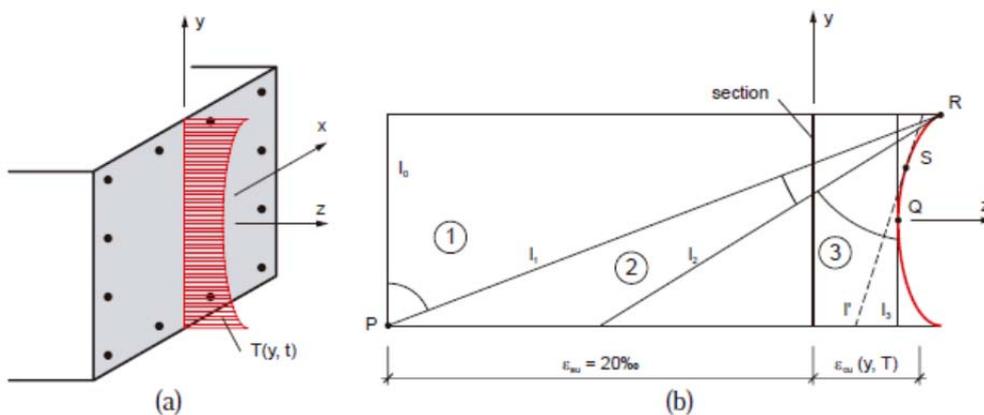


Figura 3.48. a) Perfil de temperaturas a lo largo del cordón más frío en una sección cuadrada expuesta por las cuatro caras. b) Diagrama de los dominios de deformación [16].

En este método se ha considerado la tensión máxima, f_c^T , y la deformación última ϵ_{cu}^T , obtenidas a partir de las curvas tensión-deformación del hormigón dependientes de la temperatura aportadas en EN 1992 1-2 [7] para análisis no lineal, véase apartado 3.3.1.

Un paso más allá en el desarrollo de este método se presenta en el artículo “Interaction diagrams for reinforced concrete sections subjected to fire” de Barreto Caldas, Batista M. Sousa Jr y Hallal Fakury (2010) [45], en el que se plantea un procedimiento general para obtener los diagramas de interacción (N-M) de cualquier sección de hormigón armado sometida a la acción del fuego utilizando el procedimiento de la limitación de las deformaciones o método del pivote móvil.

3.5.4.8. Método Exácto

El método exácto es de todos los métodos simplificados el más complejo y el más laborioso, por ello no es el más adecuado para el cálculo práctico, aunque es el que presenta resultados más ajustados a la realidad.

Como se ha comentado, el comportamiento de un pilar queda definido por los diagramas de interacción característicos para su sección transversal y tiempo de exposición a fuego, por tanto, la obtención de los mismos será el objetivo de este método. El diagrama de interacción de la sección para cada tiempo de exposición, se obtendrá a partir del momento último hallado a partir de los diagramas momento-curvatura para distintos axiles.

Los diagramas momento-curvatura se calculan con las ecuaciones constitutivas dependientes de la temperatura de los materiales, acero y hormigón. De esta manera, la no linealidad del material se tendrá en cuenta en el análisis.

El primer paso es dividir la sección de hormigón en fibras de cierto espesor y posteriormente cada fibra en un número de elementos rectangulares, tal y como se muestra en la figura 3.49.

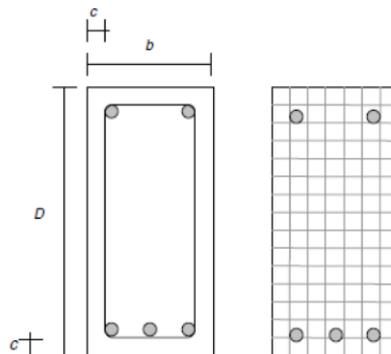


Figura 3.49. División de un sección tipo de hormigón.

El siguiente paso es obtener la temperatura en cada elemento mediante un análisis térmico, para ello se considera que la temperatura de cada uno es la referida a la posición de su centro (punto con coordenadas x e y).

La temperatura en las barras es la temperatura calculada en el centro de las mismas, y para el cálculo de las deformaciones y tensiones se procedera de manera similar que con los elementos de hormigón.

Una vez se tiene la distribución de temperaturas en toda la sección se procede con el análisis mecánico.

Para obtener el diagrama momento-curvatura para cada axil se realizará un procedimiento iterativo-incremental. El procedimiento es el siguiente, se parte de una curvatura inicial y se

va variando la posición de la fibra neutra hasta encontrar el equilibrio de la sección haciendo cumplir la ecuación de equilibrio de fuerzas.

La fibra neutra es, por definición, el eje que separa la zona traccionada de la zona comprimida de una sección. Mediante el valor inicial de curvatura y la posición de fibra se obtiene el perfil de deformaciones de la sección, teniendo en cuenta que la sección permaneciera plana después de la deformación.

En el caso de las barras de acero la deformación será:

$$\varepsilon_{sj} = \frac{1}{r} \cdot (d_j - v) \quad (3.90)$$

siendo

- ε_{sj} la deformación de la barra j,
- $\frac{1}{r}$ valor de la curvatura,
- d_j posición de la fibra donde está situada la barra,
- v posición de la fibra neutra.

En el caso de los elementos de hormigón la deformación se calculará:

$$\varepsilon_{cik} = \frac{1}{r} \cdot (v - d_i) \quad (3.91)$$

siendo

- ε_{cik} la deformación del elemento k de la fibra i,
- $\frac{1}{r}$ valor de la curvatura,
- d_i posición de la fibra i,
- v posición de la fibra neutra.

El proceso prosigue variando el valor de la fibra neutra hasta conseguir que el perfil de deformaciones obtenido genere una distribución de tensiones que produzca el equilibrio de esfuerzos en la sección, es decir, que la suma de las fuerzas internas sean iguales al axil exterior, N. Cabe destacar que la distribución de tensiones se obtendrá aplicando las relaciones tensión-deformación del hormigón y del acero dependientes de la temperatura en cada elemento. En este punto, la sección es considerada como una sección compuesta por muchos materiales diferentes, cuyas propiedades y distribución espacial depende de la distribución de temperaturas. Por tanto, se tendrá una tensión en cada elemento hormigón y en cada elemento acero dependiente de la temperatura y de la deformación del mismo.

Es fácil seguir obteniendo los esfuerzos de cada elemento, acero u hormigón, multiplicando cada tensión por el área del elemento, como se expone a continuación.

Para cada barra de armado:

$$f_{sj} = \sigma_{sj}(T_j, \varepsilon_{sj}) \cdot A_{sj} \quad (3.92)$$

donde

- f_{sj} es el esfuerzo de la barra j,
- $\sigma_{sj}(T_j, \varepsilon_{sj})$ es la tensión de la barra j, que depende de su deformación y su temperatura,
- A_{sj} es el área de la barra j.

Para cada elemento de hormigón:

$$f_{cik} = \sigma_{cik}(T_{ik}, \varepsilon_{cik}) \cdot A_{ik} \quad (3.93)$$

donde

- f_{cik} es el esfuerzo del elemento de hormigón k de la fibra i,
- $\sigma_{cik}(T_{ik}, \varepsilon_{cik})$ es la tensión del elemento de hormigón k de la fibra i que depende de su temperatura y su deformación,
- A_{ik} es el área del elemento de hormigón k de la fibra i.

Los esfuerzos totales en las barras de acero se calcularán mediante las siguientes expresiones:

$$T_s = \sum_{j=1}^m f_{sj} \quad (3.94)$$

$$M_s = -\sum_{j=1}^m f_{sj} \cdot (d - d_j) \quad (3.95)$$

siendo

- T_s el esfuerzo total aportado por todas las barras en la sección,
- f_{sj} es el esfuerzo de la barra j,
- M_s es el momento total aportado por todas las barras tomado en la posición de la fibra de armado más alejada de la fibra de hormigón más comprimida,
- d posición de la fibra de armado más alejada de la fibra de hormigón más comprimida, es decir, canto útil de la armadura más alejada.
- d_j posición de la barra j.

Los esfuerzos totales aportados por el hormigón se obtendrán mediante la siguiente formulación:

$$C_c = \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^p f_{cik} \quad (3.96)$$

$$M_c = \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^p f_{cik} \cdot (d - d_i) \quad (3.97)$$

siendo

- C_c el esfuerzo total aportado por el hormigón,
- f_{cik} es el esfuerzo del elemento de hormigón k de la fibra i,
- M_c es el momento total aportado por el hormigón, tomado en la posición de la fibra de armado más alejada de la fibra de hormigón más comprimida,
- d posición de la fibra de armado más alejada de la fibra de hormigón más comprimida, es decir, canto útil de la armadura más alejada.
- d_i posición de la fibra i.

Llegados a este punto únicamente queda plantear la ecuación de equilibrio de fuerzas,

$$C_c + T_s = N \quad (3.98)$$

Una vez se ha alcanzado el equilibrio de fuerzas se puede despejar el momento M que corresponde a dicha curvatura $1/r$ de la ecuación de equilibrio de momentos en la sección, y se tendrá un punto del diagrama Momento-curvatura.

$$M \left(\frac{1}{r} \right) = M_s + M_c - N \cdot \left(d_i - \frac{h}{2} \right) \quad (3.99)$$

Debido a que se ha utilizado un procedimiento iterativo-incremental, al valor del momento final se le debe aplicar un factor de corrección, de la siguiente manera:

$$M \left(\frac{1}{r} \right) = M_s + M_c - N \cdot \left(d_i - \frac{h}{2} \right) - \left(\frac{\Delta M_s + \Delta M_c}{\Delta T_s - \Delta C_c} \right) \cdot (T_s - C_c + N) \quad (3.100)$$

Realizando el mismo proceso para otros valores de curvatura se obtienen nuevos puntos del diagrama Momento-curvatura. El punto máximo de esta curva es el momento último de la sección para el axil dado. Por tanto, calculando distintos diagramas Momento-curvatura, y obteniendo cada momento último para diferentes axiles, se tendrían parejas M_u-N_u , que constituirían el diagrama de interacción de la sección.

3.5.4.9. Estudio de los efectos de segundo orden en pilares sometidos a fuego

Una de las hipótesis en el análisis lineal elástico de estructuras es que los desplazamientos son finitos y suficientemente pequeños como para permitir el equilibrio en la configuración no deformada sin introducir errores significativos.

Pero en muchas ocasiones los efectos de la carga en la configuración deformada del elemento afectan en el comportamiento resistente del mismo. Estos efectos aumentan las tensiones internas y los desplazamientos del elemento y son conocidos como efectos de segundo orden.

Los efectos de segundo orden son destacables en las estructuras con tendencia a la inestabilidad, donde los desplazamientos son suficientemente grandes como para magnificarse por la acción de las cargas. En particular, los efectos de segundo orden tienen importancia en pilares, ya que son elementos que tienen tendencia al pandeo, fenómeno en el que se desarrollan grandes deformaciones.

Sea un pilar como el de la figura 3.50 al que se le aplican las cargas exteriores N y H en la punta del voladizo, la línea 1 representa la deformada de la columna provocada por los momentos de primer orden $M_1 = N \cdot a$. El pilar se deforma y adquiere la posición 1 y con ello un momento adicional que en el empotramiento $s-s'$ vale $M'_2 = N \cdot y'_2$. Este momento incrementa nuevamente la deformación del pilar, que pasa a ocupar la posición 2, produciendo nuevamente otros momentos adicionales en el empotramiento que valen $M''_2 = N \cdot y''_2$. Al aumentar los momentos adicionales vuelve a aumentar la deformación lateral del pilar, lo que produce unos nuevos momentos adicionales y así sucesivamente hasta que los incrementos de flecha o momento adicional entre dos etapas sucesivas puedan despreciarse.

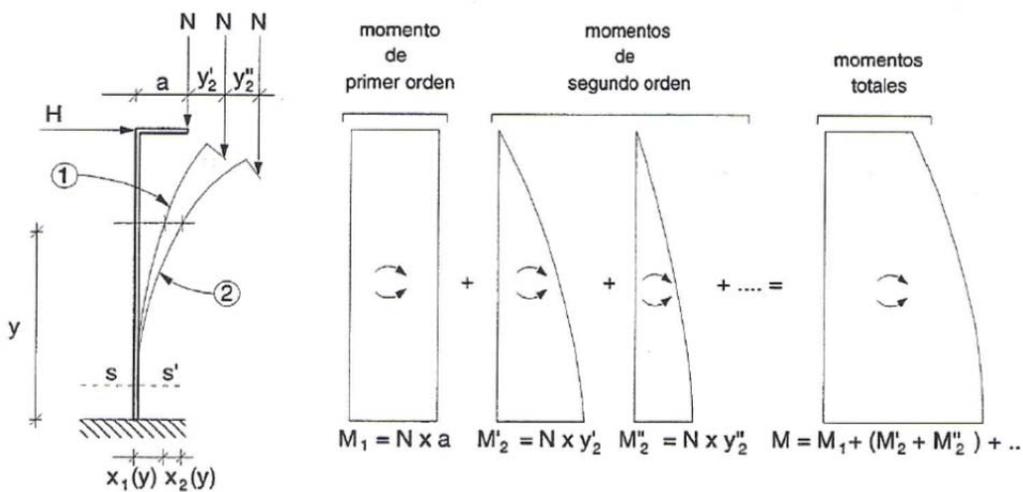


Figura 3.50. Incrementos sucesivos de deformaciones debidos a momentos de segundo orden.[46]

En la figura 3.51 se puede ver el diagrama de interacción N-M (curva 0) de una sección de hormigón armado y tres casos de casos de relación carga aplicada y momento producido hasta el punto de colapso.

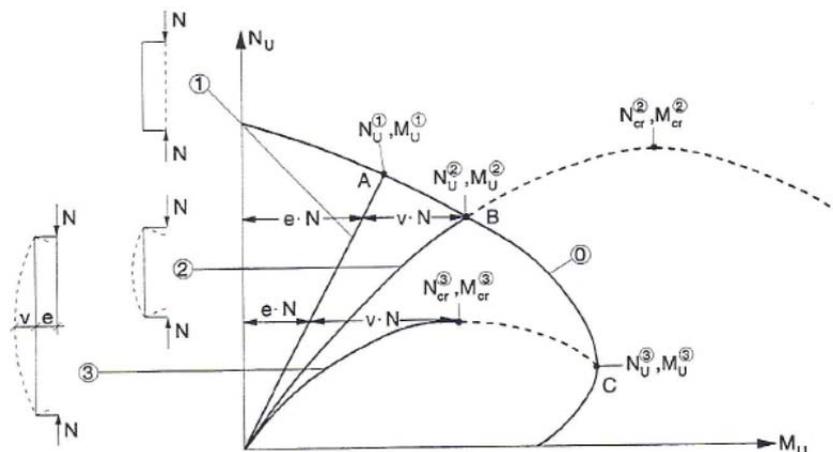


Figura 3.51. Posibilidades de colapso de elementos comprimidos de hormigón armado, representadas como diagramas de interacción N_u y M_u . [46]

La curva 1, muestra el caso de “columna corta” en el que no es necesario tener en cuenta la aplicación de la carga en la deformada, por tanto los efectos de segundo orden son despreciables y los valores axil-momento (N-M) son proporcionales. El colapso se produce cuando la curva 1 interseca con la curva 0.

El pilar 2 (curva 2) muestra el comportamiento de una columna poco esbelta, la relación axil-momento (N-M) no es proporcional, por tanto, los efectos de segundo orden no son despreciables, pero la rotura se produce por agotamiento del material, antes de llegar al punto crítico de pandeo.

En el caso de columnas muy esbeltas, curva 3, el valor de carga crítica (N_{cr}) se alcanza antes de llegar al punto de rotura del material (N_u-M_u), se dice que se ha producido un caso de inestabilidad, en que los incrementos de flecha o de momento adicional entre dos etapas sucesivas nunca serían despreciables, y el momento seguiría aumentando para el mismo nivel de carga axial.

El concepto básico del comportamiento de las columnas esbeltas rectas con carga axial concéntrica fue desarrollado originalmente por Euler, en 1744. El concepto establece que un elemento fallará por pandeo bajo la carga crítica $N_{cri} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2}$, siendo $E \cdot I$ la rigidez flexional de la sección transversal del elemento y l_0 la longitud de pandeo.

El pandeo de un elemento sujeto a compresión depende de la distancia entre dos secciones consecutivas que coincidan con un cambio de curvatura de la deformada (puntos de

inflexión). A la distancia mínima entre estas secciones, donde se anula el momento flector, se denomina longitud de pandeo. Normalmente la longitud de pandeo de un elemento se define comparándolo con el de una columna biarticulada inercial y tomando para este caso $l_0=1$.

Para las "columnas cortas", el valor de la carga crítica de pandeo será mayor que la resistencia última (N_u) correspondiente al fallo por el material. En los elementos que son más esbeltos el fallo puede ocurrir por pandeo (fallo por inestabilidad).

Una columna se denomina esbelta cuando las dimensiones de la sección recta son pequeñas en comparación con su altura. El grado de esbeltez se puede definir de dos maneras distintas:

- Esbeltez geométrica: $\lambda_g = \frac{l_0}{h}$, siendo h la altura de la sección.
- Esbeltez mecánica: $\lambda_m = \lambda = \frac{l_0}{i}$, siendo i el radio de giro ($i = \sqrt{\frac{I}{A}}$, I=momento de inercia y A=área de la sección).

Si se representa gráficamente la relación de la carga crítica de pandeo (N_{cr}) en función de la esbeltez mecánica, figura 3.52, se observa que a medida que aumenta la esbeltez disminuye la carga crítica de pandeo, disminuyendo, por tanto, la capacidad de la columna para resistir cargas sin que se produzca pandeo.

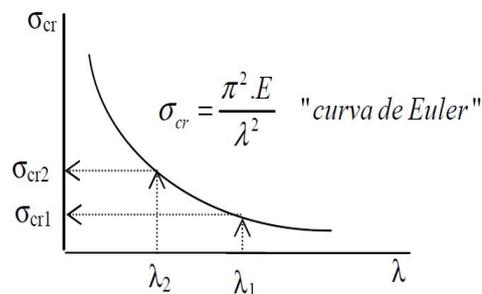


Figura 3.52. Curva de Euler: curva de la carga crítica de pandeo con respecto a la esbeltez.

Los efectos de segundo orden se pueden ver agravados cuando los pilares están expuestos al fuego. Esto es debido a que la rigidez de la columna disminuye con el aumento de temperatura y con ello, se producen mayores deformaciones que llevan a la inestabilidad de la columna. Revisando la formulación se deduce que al disminuir el módulo de elasticidad, E, debido a las altas temperaturas disminuye la carga crítica de pandeo de la misma (N_{cr}).

Se puede decir, por tanto, que para dimensionar correctamente un pilar en condiciones de incendio será necesario tener en cuenta los efectos de segundo orden.

A. Métodos de cálculo de los efectos de segundo orden en pilares sometidos a la acción del fuego

En el caso del cálculo de los efectos de segundo orden de pilar bajo las acciones del fuego, la EHE-08 [15] no propone ningún método y tenemos que ir a la norma UNE EN 1992-1-2 [7] para encontrar procedimientos para la evaluación de los efectos de segundo orden.

En la norma UNE EN 1992-1-2 [7] se propone un procedimiento simplificado que guarda similitudes al anteriormente explicado, método de la columna-modelo; y cálculo mediante tablas, incluidas en su Anexo C.

El método plantea una división de la sección de hormigón en líneas isotermas y el cálculo de la temperatura de cada barra, a partir del análisis térmico. Se determinan la anchura w_{ij} , el área A_{cij} y las coordenadas $x_{ij}y_{ij}$ del centro de cada zona, véase la figura 3.55.

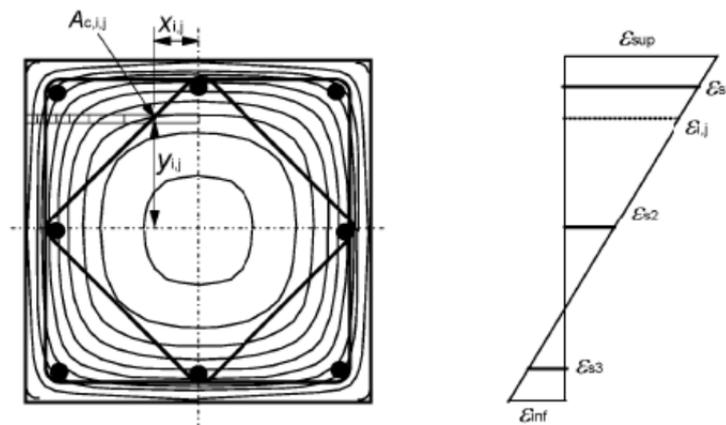


Figura 3.55. División de la sección transversal de pilares en zonas con una temperatura aproximadamente uniforme.

Se calcula el diagrama momento-curvatura para el axil de cálculo, utilizando las relaciones tensión-deformación para el hormigón y el acero dependientes de la temperatura recogidas en dicha normativa, y en los apartados 3.3.1 y 3.3.2. de este documento.

A continuación se obtiene el momento de segundo orden mediante la siguiente expresión:

$$M_{2,fi} = \frac{N_{Ed,fi} \cdot (1/r) \cdot l_0^2}{c} \quad (3.134)$$

siendo

$N_{Ed,fi}$ es el axil de cálculo en situación de incendio,

$1/r$ es la curvatura

l_0 es la longitud de pandeo, tal y como se calcula en el apartado anterior para temperatura ambiente.

$c = 10$ es un coeficiente función de la distribución de curvaturas.

Dando valores de curvatura se puede representar la función $M_{2,fi}$ frente a $1/r$, tal y como puede verse en la figura 3.56, en la que también está grafiada la curva momento-curvatura para el axil de cálculo.

Mediante los métodos convencionales de cálculo seccional se puede obtener el momento resistente último de la sección, $M_{Rd,fi}$, y su correspondiente curvatura. Se calculará el momento de segundo orden, $M_{2,fi}$ para esa curvatura. Finalmente, para obtener el momento resistente último de primer orden, $M_{0Rd,fi}$, se restará el momento resistente último, $M_{Rd,fi}$, y el momento de segundo orden $M_{2,fi}$.

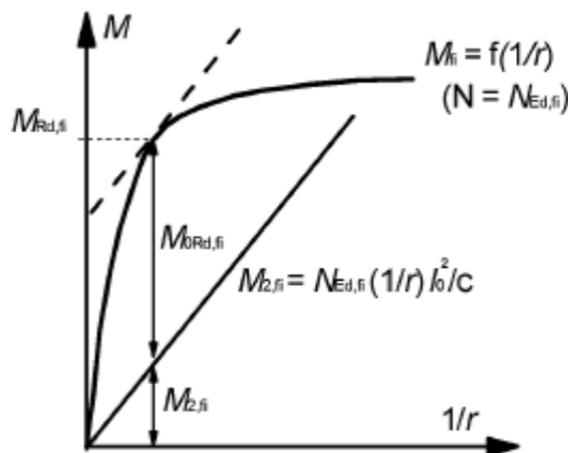


Figura 3.56. Determinación del momento resistente último, $M_{Rd,fi}$, del momento de segundo orden, $M_{2,fi}$, y del momento resistente último de primer orden, $M_{0Rd,fi}$ [7].

Se debe cumplir que el momento resistente de primer orden, $M_{0Rd,fi}$, sea mayor que el momento de cálculo de primer orden, $M_{0Ed,fi}$.

B. Métodos de cálculo de los efectos de segundo orden en pilares a temperatura ambiente

Desde el punto normativo, la EHE-08 [15] en su artículo 43.1.2 restringe el campo de aplicación a los casos que en los que pueden despreciarse los efectos de torsión y en los casos que la esbeltez mecánica sea superior a 200.

Asimismo, sugiere que los efectos de segundo orden pueden despreciarse si la esbeltez mecánica es inferior a una esbeltez límite asociada a una pérdida de capacidad portante del

soporte de un 10% respecto de un soporte no esbelto. La esbeltez límite inferior λ_{inf} se aproxima mediante la siguiente expresión:

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nlessgtr 100 \quad (3.101)$$

donde

ν es el axil adimensional o reducido de cálculo aplicado en el soporte,

$$\nu = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} \quad (3.102)$$

e_2 es la excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor momento, considerada positiva.

e_1 es la excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor momento, considerada positiva si tiene el mismo signo que e_2 .

h es el canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C es el coeficiente que depende de la disposición de las armaduras, cuyos valores son:

0,24 para armadura simétrica en dos caras opuestas en el plano de flexión.

0,20 para armadura igual en las cuatro caras.

0,16 para armadura simétrica en las caras laterales.

En el artículo 43.5 de la EHE-08 [15] se propone un método de dimensionamiento aproximado que tiene en cuenta los efectos de segundo orden para soportes aislados con esbeltez mecánica comprendida entre λ_{inf} y 100.

En este método se propone el dimensionamiento de la sección para una excentricidad total igual a:

$$e_{tot} = e_e + e_a \geq e_2 \quad (3.103)$$

$$e_a = (1 + 0,12 \cdot \beta) \cdot (\varepsilon_y + 0,0035) \cdot \frac{h+20 \cdot e_e}{h+10 \cdot e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i} \quad (3.104)$$

donde:

e_a es una excentricidad ficticia utilizada para representar los efectos de segundo orden,

e_e es una excentricidad de cálculo de primer orden equivalente:

$$e_e = 0,6 \cdot e_2 + 0,4 \cdot e_1 \geq 0,4 \cdot e_2 \text{ para soportes intraslacionales,}$$

$e_e = e_2$ para soportes traslacionales.

l_0 es la longitud de pandeo, que es: $l_0 = \alpha \cdot l$, siendo l la longitud del soporte y α el factor de pandeo que depende de las condiciones de apoyo y que adopta los siguientes valores:

Soporte biempotrado $\alpha = 0,5 \rightarrow l_0 = 0,5 \cdot l$

Soporte biarticulado $\alpha = 1 \rightarrow l_0 = l$

Soporte articulado-empotrado $\alpha = 0,7 \rightarrow l_0 = 0,7 \cdot l$

Soporte en ménsula $\alpha = 2 \rightarrow l_0 = 2 \cdot l$

Soporte biempotrado

con extremos desplazables $\alpha = 1 \rightarrow l_0 = l$

i es el radio de giro de la sección de hormigón en la dirección considerada,

h es el canto total de la sección de hormigón,

ε_y es la deformación del acero para la tensión de cálculo f_{yd} , es decir, $\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s}$,

β es el factor de armado, dado por $\beta = \frac{(d-d')^2}{4 \cdot i_s^2}$, siendo i_s el radio de giro de las armaduras. Los valores de β y i_s se recogen en la tabla 3.24 para las disposiciones de armaduras más frecuentes.

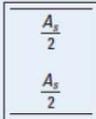
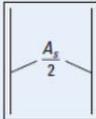
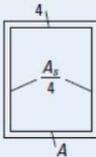
Disposición de armadura	i_s^2	β
	$\frac{1}{4}(d-d')^2$	1,0
	$\frac{1}{12}(d-d')^2$	3,0
	$\frac{1}{6}(d-d')^2$	1,5
	$\frac{1}{8}(d-d')^2$	2,0

Tabla 3.24. Valores de β según la disposición de la armadura (Tabla 43.5.1 EHE-08) [15]

Cabe destacar que la excentricidad e_a no tiene ningún significado físico, se trata de una excentricidad ficticia tal que sumada a la excentricidad equivalente de primer orden e_e tiene en cuenta de forma sencilla y aproximada los efectos de segundo orden. En este método simplificado, los efectos de la fluencia pueden considerarse cubiertos por el valor e_a .

Por su parte, el Eurocódigo 2 en la norma UNE-EN 1992-1-1 [47] apartado 5.8.3 propone una serie de criterios simplificados para los factores influyentes en los efectos de segundo orden.

El Eurocódigo 2 [47] sugiere que los efectos de segundo orden se pueden ignorar si son menores del 10% de los correspondientes a efectos de primer orden.

En cuanto a los criterios simplificados para definir la esbeltez en elementos aislados, el Eurocódigo 2 [47] propone que los efectos de segundo orden se pueden ignorar si la esbeltez λ es menor que cierto valor

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \quad (3.105)$$

donde

$$A = \frac{1}{(1+0,2 \cdot \varphi_{ef})}, \text{ si } \varphi_{ef} \text{ no es conocido se puede tomar } A = 0,7,$$

$$B = 1 + \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}, \text{ si } \omega \text{ no es conocido se puede tomar } B = 1,1,$$

$$C = 1,7 - \gamma_m, \text{ si } \gamma_m \text{ no es conocido se puede tomar } C = 0,7,$$

φ_{ef} es el coeficiente de fluencia eficaz,

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \text{ es la cuantía mecánica de la armadura,}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \text{ es el esfuerzo axial relativo,}$$

$$\gamma_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} \text{ es la relación entre momentos,}$$

M_{01}, M_{02} son los momentos de empotramiento de primer orden, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

En los casos en los que se produzca flexión esviada el criterio de esbeltez se puede comprobar de manera separada para cada dirección. Dependiendo de los resultados de esta comprobación, los efectos de segundo orden se podrán ignorar en ambas direcciones, se deberán considerar en una de las direcciones o en ambas.

La esbeltez mecánica se define en el Eurocódigo 2 [47] tal y como se ha definido en este apartado y las longitudes eficaces de un soporte aislado de la misma manera que se define en la EHE, en el párrafo anterior.

En el Eurocódigo 2 [47] se proponen dos métodos para tener en cuenta los efectos de segundo orden a parte del método general, basado en un cálculo no lineal: el método de la rigidez nominal y el método de la curvatura nominal.

En el apartado 5.8.4 de la norma UNE EN 1992-1-1 [47] se especifica que en los cálculos de segundo orden se debe tener en cuenta el efecto de la fluencia, con la debida consideración tanto de las condiciones generales para la fluencia como de la duración de las diferentes cargas en la combinación de cargas que se analiza.

Se puede tener en cuenta de forma simplificada la duración de las cargas, a través de un coeficiente efectivo de fluencia φ_{ef} el cual, usado en combinación con las cargas de proyecto, proporciona la deformación de fluencia (curvatura) correspondiente a las cargas cuasipermanentes. El coeficiente se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0E_{qp}}}{M_{0E_d}} \quad (3.106)$$

donde

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ es el coeficiente de fluencia final,

$M_{0E_{qp}}$ es el momento flector de primer orden en la combinación de cargas cuasipermanente (ELS),

M_{0E_d} es el momento flector de primer orden en la combinación de cargas de cálculo (ELU).

El efecto de la fluencia se puede ignorar, $\varphi_{ef} = 0$, si se cumple que:

$$\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2,$$

$$\lambda \leq 75,$$

$M_{0E_d}/N_{E_d} \geq h$, siendo h el canto de la sección transversal en la dirección correspondiente.

En el cálculo de segundo orden basado en la rigidez, se estima la rigidez nominal de los elementos esbeltos comprimidos mediante:

$$E \cdot I = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (3.107)$$

siendo

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2}$,

I_c es el momento de inercia de la sección transversal del hormigón,

- E_s es el valor del módulo de elasticidad del acero de la armadura,
 I_s es el momento de inercia del área de armaduras, respecto del centro de la sección de hormigón,
 K_c es un coeficiente para los efectos de fisuración, fluencia, etc...
 K_s es un coeficiente para la contribución de la armadura.

Siempre y cuando la cuantía geométrica de la armadura $\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0,002$, se puede tomar:

$$K_s = 1$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1 + \varphi_{ef})} \quad (3.108)$$

donde

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \text{ (MPa)} \quad (3.109)$$

es un coeficiente que depende de la clase resistente del hormigón y

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (3.110)$$

es un coeficiente que depende de la fuerza axial y la esbeltez, donde $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ es la fuerza axial relativa y λ es la esbeltez mecánica.

El momento total de cálculo, incluido el momento de segundo orden, se puede expresar como una amplificación de los momentos resultantes de un cálculo de primer orden, de la siguiente manera:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed}) - 1} \right] \quad (3.111)$$

donde

- M_{0Ed} es el momento de primer orden,
 β es un coeficiente que depende de la distribución de los momentos de primer y segundo orden,
 N_{Ed} es el valor de cálculo de la carga axial,
 N_B es la carga de pandeo basada en la rigidez nominal.

Para elementos aislados con sección transversal constante y carga axial, normalmente se puede suponer una distribución sinusoidal para el momento de segundo orden, por tanto:

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \quad (3.112)$$

Donde c_0 es un coeficiente que depende de la distribución del momento de primer orden, $c_0 = 8$ para un momento de primer orden constante, $c_0 = 9,6$ para un momento de primer orden parabólico y $c_0 = 12$ para una distribución triangular simétrica.

Una simplificación razonable es tomar $\beta = 1$ y por tanto la ecuación 3.111 quedaría:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed}/N_B)} \quad (3.113)$$

El método basado en la curvatura nominal da un momento de segundo orden basado en una flecha, la cual a su vez se basa en la longitud de pandeo y en una curvatura máxima estimada.

El momento total tendrá la siguiente formulación:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (3.114)$$

donde:

M_{0Ed} es el momento de primer orden,

M_2 es el momento nominal de segundo orden.

El valor máximo de M_{Ed} viene dado por las distribuciones de M_{0Ed} y M_2 , y se puede tomar la distribución de este último como sinusoidal o parabólica sobre la longitud de pandeo.

El momento nominal de segundo orden M_2 se calcula mediante la ecuación:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (3.115)$$

siendo

N_{Ed} es el valor de cálculo de la fuerza axil;

e_2 es la flecha, $e_2 = \frac{(1/r) \cdot l_0^2}{c}$,

$1/r$ es la curvatura,

l_0 es la longitud de pandeo,

c es un coeficiente que depende de la distribución de curvatura, en el caso de sección transversal constante normalmente se usa $c = 10 (\approx \pi^2)$. Si el momento de primer orden es constante, debería considerarse $c = 8$.

Para el cálculo de la curvatura nominal se puede utilizar la siguiente expresión:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} \quad (3.116)$$

En el caso de secciones transversales simétricas constantes, incluyendo la armadura, donde:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d},$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s},$$

d es el canto útil de la sección,

K_r es un coeficiente de corrección que depende de la carga axil,

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1 \quad (3.117)$$

donde

$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ es la fuerza axil relativa,

$$n_u = 1 + \omega,$$

n_{bal} es el valor de n en el momento máximo de resistencia, se puede tomar el valor de 0,4;

$$\omega = (A_s \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd}),$$

K_φ es un coeficiente que tiene en cuenta la fluencia,

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \quad (3.118)$$

donde

φ_{ef} es el coeficiente de fluencia eficaz, definido anteriormente,

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150},$$

λ es la esbeltez, definida anteriormente.

Fuera de normativa encontramos otro método simplificado que también se puede utilizar para el cálculo de segundo orden en columnas, el Método Columna Modelo.

Se define una columna modelo como un pilar esbelto empotrado en su base y libre en su extremo superior, siempre que la deformada producida por las cargas exteriores sea tal que su curvatura no presente puntos de inflexión (curvatura simple).

En este caso si es posible hallar la deformación transversal, en la forma:

$$y = f(\text{sen } k \cdot x) \quad (3.119)$$

Se podrá deducir directamente el valor de los momentos de segundo orden:

$$M_2 = N \cdot y \quad (3.120)$$

siendo N la carga axil aplicada.

Si se adopta una ecuación senoidal como representación de la deformada se tiene:

$$y = f\left(\text{sen} \frac{\pi \cdot x}{l}\right) \quad (3.121)$$

Y derivando dos veces:

$$y' = f\left(\frac{\pi}{l} \cdot \cos \frac{\pi \cdot x}{l}\right) \quad (3.122)$$

$$y'' = f\left(\frac{\pi^2}{l^2} \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot x}{l}\right) \quad (3.123)$$

Al sustituir $y'' = 1/r$ y $x = l/2$ queda:

$$\frac{1}{r} = f\left(\frac{\pi^2}{l^2}\right) \quad (3.124)$$

Si se sustituye la función f por un multiplicador de valor igual a la flecha máxima transversal a para que cumpla las condiciones de contorno del pilar, la expresión anterior quedará de la forma:

$$a = \frac{l_0^2}{\pi^2} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{A-A'} \quad (3.125)$$

Sustituyendo l_0 por $2 \cdot l$ y π^2 por un valor aproximado de 10, la igualdad anterior se puede expresar de la forma más habitual:

$$a = 0,4 \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r} \quad (3.126)$$

siendo:

- l la longitud del pilar real
- l_0 longitud de pandeo del pilar
- a la flecha máxima en cabeza del pilar
- r el radio de curvatura
- $1/r$ la curvatura.

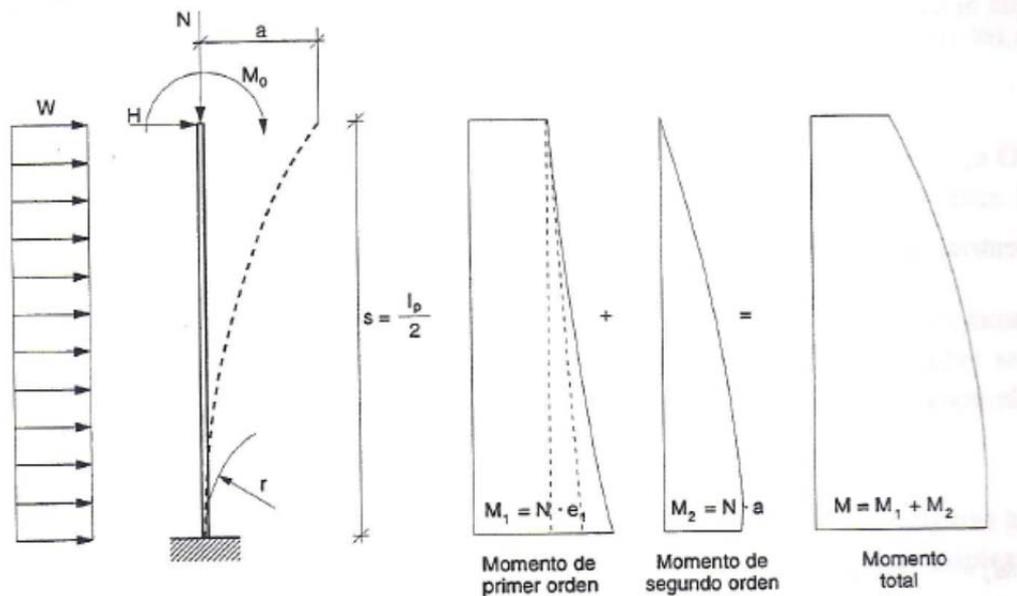


Figura 3.53. Planteamiento general del Método Columna Modelo [46].

Por tanto, el momento en la base del pilar será:

$$M = M_1 + M_2 \quad (3.127)$$

siendo

M_1 el momento de primer orden que en el caso general de tener como y esfuerzos aplicados un axil N , una fuerza horizontal H y un momento M_0 aplicado en el extremo del voladizo, será igual a:

$$M_1 = M_0 + H \cdot l + w \cdot \frac{l^2}{2} \quad (3.128)$$

M_2 el momento de segundo orden igual a:

$$M_2 = N \cdot a = N \cdot \left(0,4 \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r}\right) \quad (3.129)$$

Por lo que al sustituir en la ecuación anterior el momento total será:

$$M = M_0 + H \cdot l + w \cdot \frac{l^2}{2} + N \cdot \left(0,4 \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r}\right) \quad (3.130)$$

Y la excentricidad correspondiente en la base del pilar será:

$$e = e_1 + \left(0,4 \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r}\right) \quad (3.131)$$

siendo

M_0 momento producido por M en cabeza de pilar,

H la fuerza horizontal en cabeza de pilar,

w carga uniformemente repartida perpendicular a la directriz,

e_1 excentricidad equivalente de primer orden tal que $e_1 = M/N$.

Una expresión gráfica de los momentos anteriores se puede observar en la figura 3.54 que, para un axil constante N , relaciona el momento flector último que puede absorber el pilar M con la curvatura $1/r$ correspondiente que se produce en la sección del empotramiento.

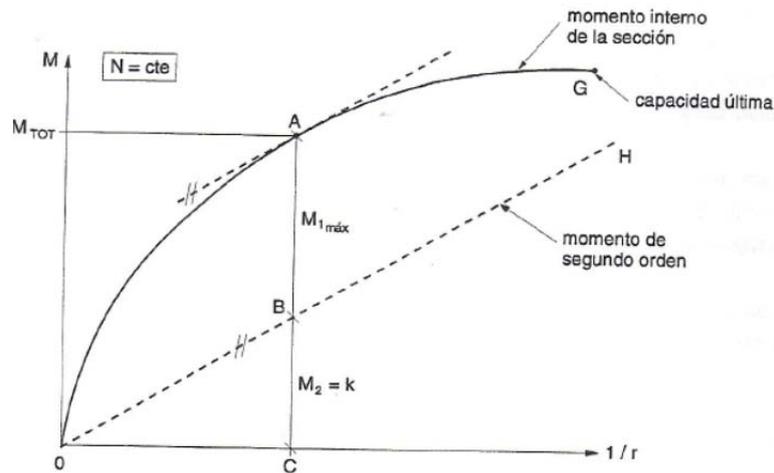


Figura 3.54. .Representación gráfica del Método Columna Modelo [46].

En este diagrama se puede apreciar:

- M : el momento total que se produce en el pilar; es la suma de los momentos de primer orden producidos por las cargas exteriores más los momentos de segundo orden producidos por la propia deformación de la barra y las cargas exteriores. En la figura 3.54 queda representado por la distancia vertical AC, lógicamente al aumentar el momento M crecerá la curvatura $1/r$.
- M_1 : Momento de primer orden, representado por la distancia vertical AB medida entre la curva OG y la recta OH. Es decir, es el momento total AC menos el momento de segundo orden BC. Es interesante observar como siempre se refleja el momento de primer orden, en el método de la columna-modelo, como diferencia entre el momento total y el de segundo orden. Este momento crece al aumentar la curvatura hasta un máximo (punto A de la figura) a partir del cual aunque continúe curvándose el pilar el momento de primer orden que es capaz de soportar empieza a reducir su valor.
- M_2 : Momento de segundo orden, es la diferencia vertical BC entre la recta OH y el eje de las abscisas. Siendo OH una línea recta inclinada que parte del origen de coordenadas O y tiene de pendiente el valor:

$$\tan \alpha = 0,4 \cdot N \cdot l^2 = e_2 \tag{3.132}$$

Así pues, M_2 :

- Es directamente proporcional a la curvatura de la barra.
- Es directamente proporcional, también, al axil aplicado. Es decir a igualdad de las demás condiciones (cuantía, sección, longitud, etc.) los efectos de segundo orden son mayores es aquellos pilares que tengan axil mayor.
- Como se preveía es extremadamente sensible a la longitud real del pilar estudiado: a doble longitud los efectos de segundo orden se hacen cuatro veces mayores.

Si se conoce la curva momento-curvatura de la sección del empotramiento, para encontrar el máximo valor de momento de primer orden que puede absorber el pilar, primero se dibuja la recta OH, ver figura 3.54, empleando la fórmula $\tan\alpha = 0,4 \cdot N \cdot l^2 = e_2$, luego se traza una paralela a esta recta que define los momentos de segundo orden, que sea tangente a la curva momento-curvatura. La distancia en vertical del punto tangente hasta la recta OH da el máximo momento de primer orden.

De este modo:

$$M_1 = M - 0,4 \cdot N \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r} \quad (3.133)$$

Cabe destacar que el pilar podrá quedar fuera de servicio:

- Rotura por agotamiento del material, cuando los esfuerzos exteriores alcanzan la capacidad última de la sección.
- Por originarse un estado de inestabilidad, cuando el valor del momento de primer orden de cálculo es mayor que el momento de primer orden máximo de la sección.

3.5.4.10. Estudio de la flexión esviada en pilares sometidos a fuego

A. Introducción

En situaciones normales, los pilares están sometidos a momentos flectores, actuando en una dirección (flexión recta o uniaxial) o en dos direcciones perpendiculares (flexión esviada o biaxial), además de la carga axial. El ejemplo más obvio es una columna de esquina de un edificio. Además, en situación de incendio, un pilar de sección rectangular puede estar expuesta al calor en 1, 2, 3 o 4 de sus caras como se muestra en la figura 3.57. La exposición en 1 o 3 caras o 2 caras opuestas producen un gradiente térmico en el pilar que induce flexión recta en el mismo. La exposición a fuego de un pilar de hormigón armado en dos caras adyacentes produce un gradiente térmico que induce flexión esviada en el mismo. A esto se ha de añadir, la probabilidad de que el pilar sufra spalling durante el incendio, que a su vez puede causar también flexión uniaxial o esviada, debido a la pérdida irregular de material. Por tanto, en los casos enumerados es de importancia tener en cuenta el papel de la flexión esviada en la evaluación de la resistencia del pilar en situación de incendio.

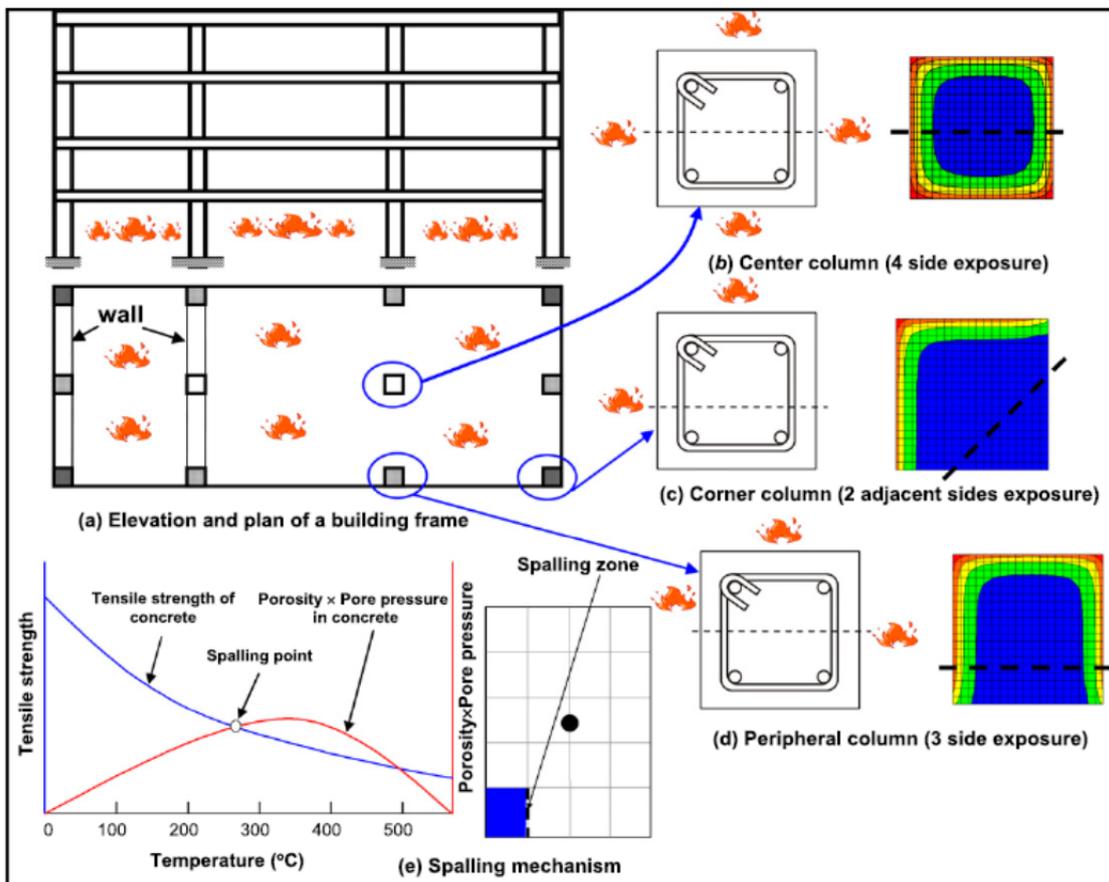


Figura 3.57. Excentricidad producida en columnas de hormigón armado debido a los distintos tipos de exposición a fuego [48].

Los métodos presentes en las actuales normativas para el cálculo de la resistencia de elementos de hormigón armado frente a fuego no tienen en cuenta las situaciones expuestas en el párrafo anterior, como por ejemplo la flexión esviada debida a la exposición a fuego asimétrica, spalling o excentricidad en la carga axial.

Por ello en los dos siguientes apartados se exponen los procedimientos propuestos en la normativa actual para el cálculo de la resistencia de un pilar con flexión esviada mediante métodos simplificados a temperatura ambiente, y una propuesta de método de cálculo simplificado en el caso de un pilar en situación de incendio y con 2 caras adyacentes expuestas al fuego (flexión esviada) basado en los métodos a temperatura ambiente.

B. Flexión esviada en elementos a temperatura ambiente

A temperatura ambiente, la EHE-08 [15] recoge una comprobación adicional para tener en cuenta la flexión esviada en una columna a la hora de determinar su resistencia. El método propone realizar una comprobación separada, según los dos planos principales de simetría, si se cumplen las condiciones que se indican en la figura 3.58, es decir, si la excentricidad del axil se sitúa en la zona rayada.

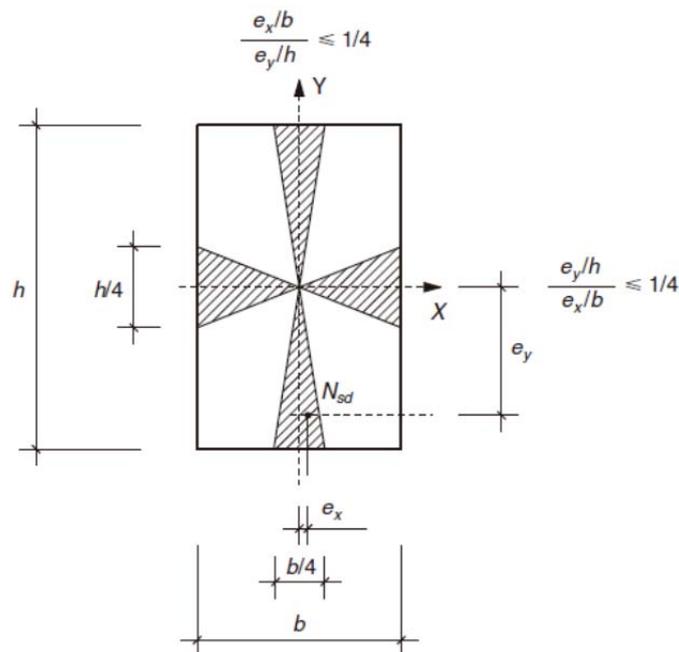


Figura 3.58. Condiciones de comprobación de la flexión en cada eje por separado [15].

Cuando no se cumplen las condiciones anteriores, se considera que el pilar se encuentra en buenas condiciones respecto al pandeo si cumple la siguiente condición:

$$\frac{M_{xd}}{M_{xu}} + \frac{M_{yd}}{M_{yu}} \leq 1 \tag{3.135}$$

donde

M_{xd} es el momento de cálculo, en la dirección x , en la sección crítica de comprobación, considerando los efectos de segundo orden,

M_{yd} es el momento de cálculo, en la dirección y , en la sección crítica de comprobación, considerando los efectos de segundo orden,

M_{xu} es el momento máximo resistido en la dirección x ,

M_{yu} es el momento máximo resistido, en la dirección y .

Esta fórmula supone, simplificada, un diagrama de interacción (N_d, M_{xu}, M_{yu}) lineal para la sección crítica del soporte, tal y como se muestra en la figura 3.59.

Para determinar los momentos M_{xu} y M_{yu} debe predimensionarse la sección y obtenerse su capacidad resistente en las direcciones x e y independientemente. Los esfuerzos de cálculo M_{xd} y M_{yd} , pueden obtenerse considerando las excentricidades e_x y e_y en cada dirección independientemente, siendo e_x y e_y las excentricidades de cálculo en la dirección de los ejes x e y , respectivamente.

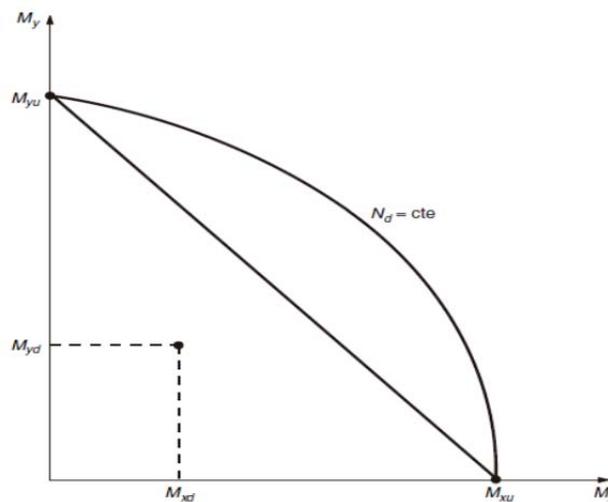


Figura 3.59. Diagrama de interacción simplificado (N_d, M_{xu}, M_{yu}) [15]

El Eurocódigo 2 (UNE EN 1992-1-1[47]) recoge un apartado que expone un procedimiento para el cálculo de una sección transversal de hormigón armado a flexión esviada.

Primeramente, si se cumplen las siguientes condiciones no será necesario el cálculo teniendo en cuenta la flexión esviada:

$$1) \frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \text{ y } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2 \quad (3.136)$$

$$2) \frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \text{ o } \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2 \quad (3.137)$$

donde

b, h son el ancho y el canto de la sección, respectivamente,

$b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$ y $h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$ para una sección rectangular equivalente,

λ_y, λ_z son las esbelteces ($= l_0/i$) con respecto a los ejes “y” y “z”, respectivamente;

i_y, i_z son los radios de giro con respecto a los ejes “y” y “z”, respectivamente;

$e_z = M_{Edy}/N_{Ed}$, excentricidad en el eje “z”;

$e_y = M_{Edz}/N_{Ed}$, excentricidad en el eje “y”;

M_{Edy} es el momento de cálculo en el eje “y”, incluyendo el momento de segundo orden;

M_{Edz} es el momento de cálculo en el eje “z”, incluyendo el momento de segundo orden;

N_{Ed} es el valor de cálculo de la carga axial en la combinación correspondiente de cargas.

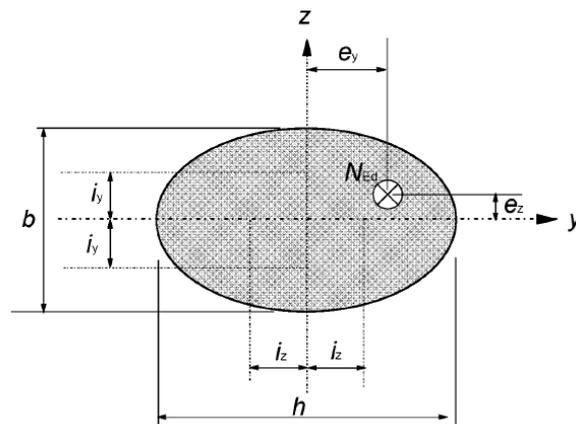


Figura 3.60. Definición de las excentricidades e_y y e_z [47].

Si no se satisfacen las condiciones 1 y 2 expuestas en el párrafo anterior el Eurocódigo 2 [47] sugiere que se considere la flexión esviada incluyendo los efectos de segundo orden en cada dirección, mediante el siguiente método simplificado:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1 \tag{3.138}$$

donde

M_{Edz} y M_{Edy} son los momentos de cálculo respecto de los ejes “z” e “y”, respectivamente, incluyendo los momentos de segundo orden,

M_{Rdz} y M_{Rdy} son los momentos resistentes en las direcciones “z” e “y”, a es el exponente que para secciones transversales elípticas y circulares vale 2 y para secciones rectangulares su valor se obtiene de la tabla 3.25, con interpolación lineal para valores intermedios.

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
$a =$	1,0	1,5	2,0

Tabla 3.25. Coeficiente a [47].

N_{Ed} es el valor de cálculo de la fuerza axil;

$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$, resistencia axil de cálculo de la sección.

Fuera de normativa se recomiendan dos métodos simplificados para el diseño combinado a flexión esviada y carga axial: el Método de la Carga Recíproca y el Método del Contorno de Carga.

Un diagrama de interacción en caso de flexión recta define la resistencia a la combinación de carga (P) y momento (M) de una sección. La resistencia a la flexión esviada de una columna cargada axialmente se puede representar esquemáticamente como una superficie formada por una serie de curvas de interacción en caso de flexión recta, trazadas en forma radial a partir del eje P, véase figura 3.61. Los datos para estas curvas intermedias se obtienen variando el ángulo de la fibra neutra (para configuraciones de deformación específica supuestas) con respecto a los ejes principales, véase figura 3.62.

La resistencia a la flexión de una columna cargada axialmente respecto de un eje oblicuo particular se determina mediante iteraciones que involucran cálculos sencillos pero laboriosos. Debido a la naturaleza voluminosa de los datos y a lo difícil de realizar múltiples

interpolaciones, no resulta práctico desarrollar curvas de interacción para diferentes relaciones entre los momentos flectores respecto de cada eje. Por este motivo se han desarrollado varios enfoques (todos ellos basados en aproximaciones aceptables) que relacionan la respuesta de una columna en flexión esviada con su resistencia en flexión recta respecto de cada uno de sus ejes principales.

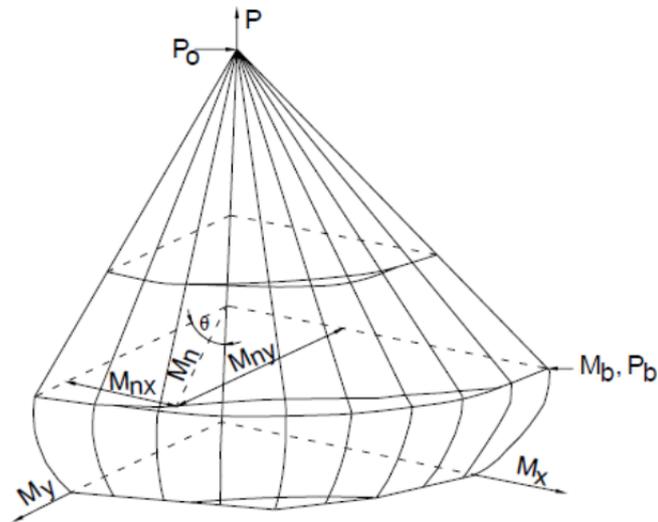


Figura 3.61. Superficie de interacción esviada

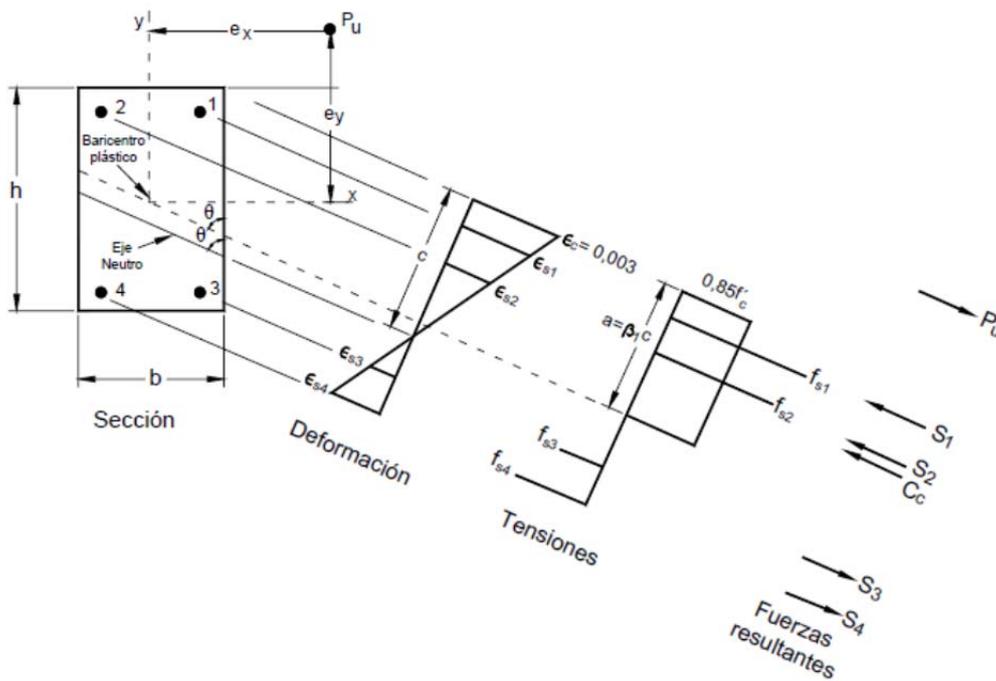


Figura 3.62. Fibra neutra que forma un ángulo respecto de los ejes principales. [41].*

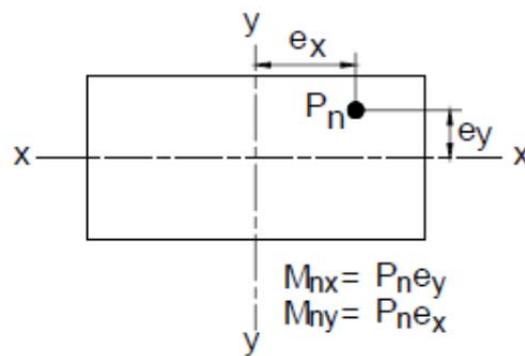
**Esta figura esta extraída de Estructuras de concreto reforzado de Park R y Paulay T. publicado en 1978; por lo que la nomenclatura y valores representados en la misma no corresponden a los utilizados en la actualidad.*

La resistencia nominal de una sección solicitada a flexión esviada y compresión es una función de tres variables, P_n , M_{nx} y M_{ny} , las cuales se pueden expresar en términos de una carga axial actuando con excentricidades $e_x = M_{ny}/P_n$ y $e_y = M_{nx}/P_n$, como se ilustra en la figura 3.63.

Se puede trazar una superficie de rotura generada graficando el axil de rotura P_u en función de sus excentricidades e_x y e_y , o de sus momentos flectores asociados M_{ny} y M_{nx} . Según esto se determinan tres tipos de superficies de rotura, figuras 3.64 a), b) y c).

La superficie básica S_1 se define mediante una función que depende de las variables P_n , e_x y e_y ; esta superficie se ilustra en la figura 3.64 a). A partir de S_1 se puede derivar una superficie inversa; para generar la superficie S_2 ($1/P_n$, e_x , e_y) se utiliza la inversa de la carga axial nominal P_u como se ilustra en la figura 3.64 b). El tercer tipo de superficie de rotura, ilustrado en la figura 3.64 c) se obtiene relacionando la carga axial nominal P_u con los momentos M_{ny} y M_{nx} para producir la superficie S_3 (P_n , M_{ny} , M_{nx}). La superficie de rotura S_3 es la extensión tridimensional del diagrama de interacción en caso de flexión recta que se ha mencionado anteriormente.

Se han desarrollado métodos de cálculo aproximados basados en las superficies de rotura S_2 y S_3 . A continuación se presentan estos métodos utilizados en la práctica actual.



No se ilustran las barras de armadura

Figura 3.63. Sección de hormigón armado con carga axial excéntrica y flexión esviada.

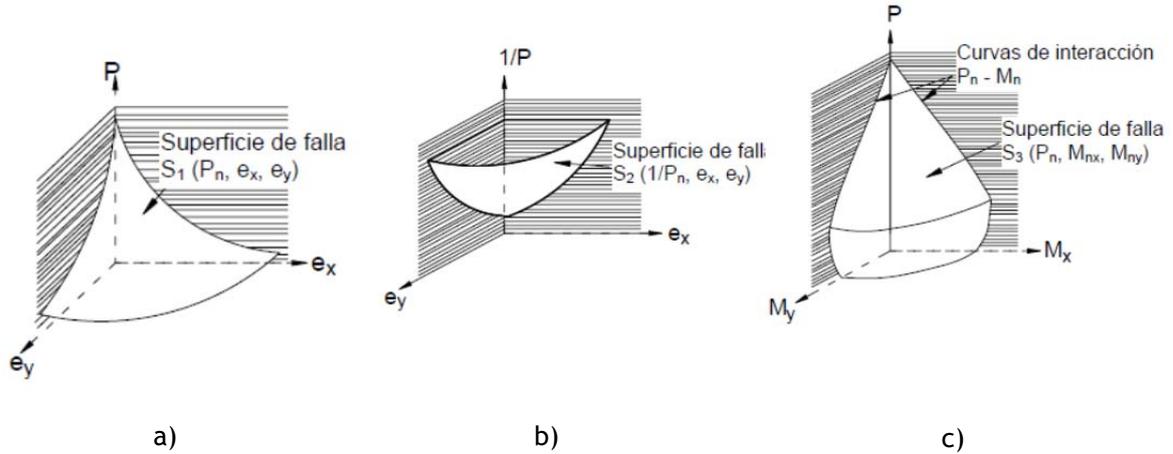


Figura 3.64. Superficies de rotura: a) S_1 , b) S_2 , c) S_3 .

Método de la Cargas Recíproca de Bresler

Este método aproxima la ordenada $1/P_u$ de la superficie S_2 ($1/P_n, e_x, e_y$) mediante una ordenada correspondiente $1/P'_n$ en el plano S'_2 ($1/P'_n, e_x, e_y$), el cual se define por los puntos característicos A, B y C como se indica en la figura 3.65. Para cualquier sección transversal en particular, el valor P_o (correspondiente al punto C) es la resistencia a la carga bajo compresión pura; P_{ox} (correspondiente al punto B) y P_{oy} (correspondiente al punto A) son las resistencias a la carga bajo excentricidades e_y y e_x , respectivamente. Cada punto de la superficie verdadera se aproxima mediante un plano diferente; por lo tanto, la totalidad de la superficie se aproxima usando un número infinito de planos.

La expresión general para la resistencia a la carga axial p para cualquier valor de e_x y e_y es la siguiente:

$$\frac{1}{P_n} \approx \frac{1}{P'_n} = \frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o} \quad (3.139)$$

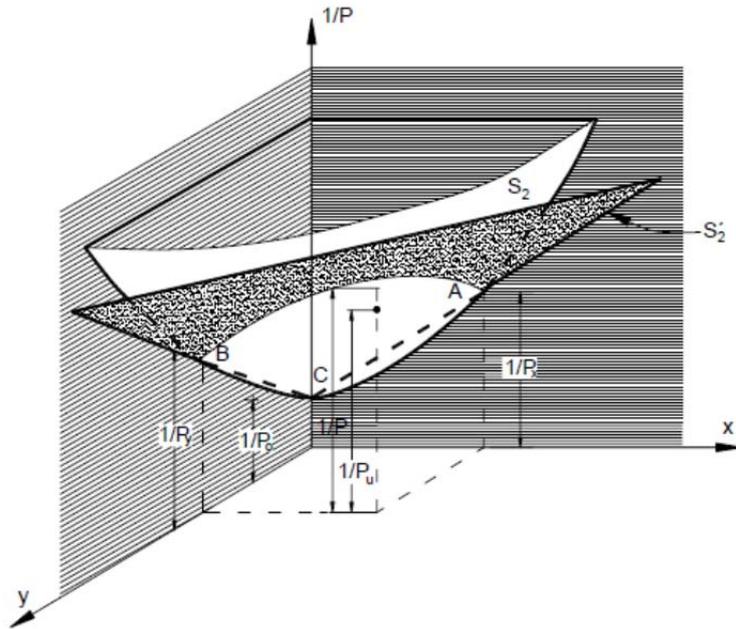


Figura 3.65. Método de las cargas recíprocas

Reordenando las variables se obtiene:

$$P'_n = \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} + \frac{1}{P_o}} \tag{3.140}$$

donde

P_{ox} es la máxima resistencia a la carga de la columna con un momento en el eje x de:

$$M_{nx} = P_n \cdot e_y \tag{3.141}$$

P_{oy} es la máxima resistencia a la carga de la columna con un momento en el eje y de

$$M_{ny} = P_n \cdot e_x \tag{3.142}$$

P_o es la máxima resistencia a la carga axial sin momentos aplicados.

Esta ecuación tiene una forma sencilla y las variables se pueden determinar fácilmente. Las resistencias a la carga axial P_o , P_{ox} y P_{oy} se determinan usando cualquiera de los métodos presentados anteriormente para flexión recta con carga axial. Resultados experimentales han demostrado que esta ecuación será razonablemente exacta si la flexión no gobierna el diseño.

La ecuación sólo se debe usar si se cumple que $P_n \geq 0,1 \cdot f_{cd} \cdot A_c$.

Método del Contorno de la Carga de Bresler y Parme

En este método se aproxima la superficie S_3 (P_n , M_{nx} , M_{ny}) mediante una familia de curvas correspondientes a valores constantes de P_n . Como se ilustra en la figura 3.66, estas curvas se pueden considerar como "contornos de las cargas."

La expresión general para estas curvas se puede aproximar por medio de una ecuación de interacción adimensional de la forma:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^\beta = 1 \quad (3.143)$$

donde M_{nx} y M_{ny} son los momentos resistentes en las direcciones de los ejes x e y , respectivamente. Observar que estos momentos son el equivalente vectorial del momento M_n .

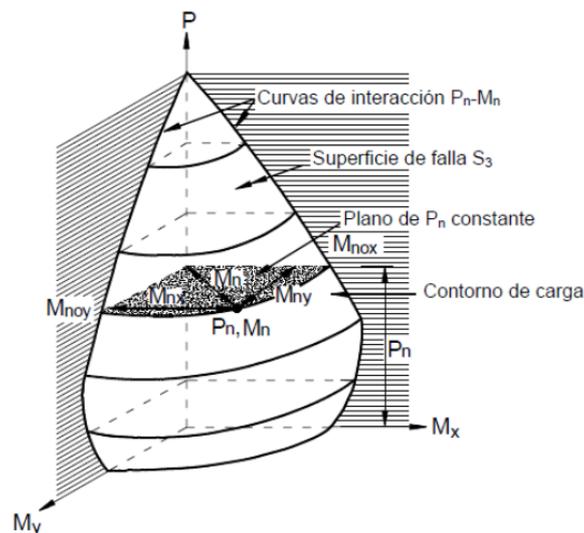


Figura 3.66. Contornos de las cargas de Bresler para P_n constante en la superficie de rotura S_3 .

El momento M_{nox} es la resistencia nominal al momento respecto del eje x , y el momento M_{noy} es la resistencia nominal al momento respecto del eje y . Los valores de los exponentes α y β son función de la cantidad, distribución y ubicación de la armadura, las dimensiones de la columna, y la resistencia y las propiedades elásticas del acero y el hormigón. Bresler indica que es razonable suponer $\alpha = \beta$; por lo tanto, la ecuación 3.143 se convierte en

$$\left(\frac{M_{ux}}{M_{uox}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{uy}}{M_{uoy}}\right)^\alpha = 1 \quad (3.144)$$

y se representa gráficamente en la figura 3.67.

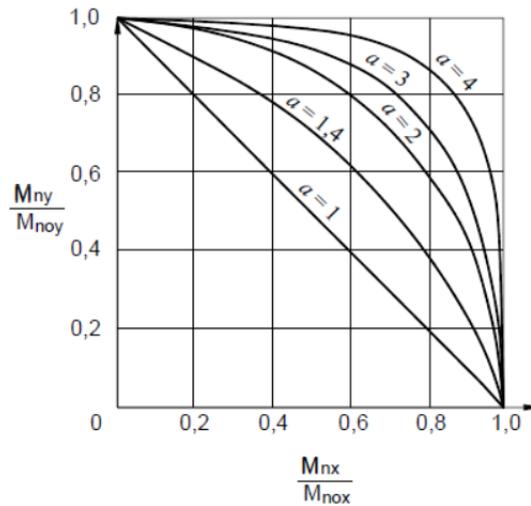


Figura 3.67. Curvas de interacción para el Método de las Cargas de Bresler.

Para utilizar la ecuación 3.144 o la figura 3.67 aún es necesario determinar el valor α para la sección transversal considerada. Bresler indicó que, típicamente, α variaba entre 1,15 y 1,55 y que un valor de 1,5 era razonablemente válido para la mayoría de las secciones cuadradas y rectangulares con armadura uniformemente distribuida.

Fijando α igual a la unidad, la ecuación de interacción se vuelve lineal:

$$\frac{M_{ux}}{M_{uox}} + \frac{M_{uy}}{M_{uoy}} = 1 \quad (3.145)$$

Como se ilustra en la figura 3.67, con la ecuación 3.145 ($\alpha = 1$) siempre se obtendrán valores conservadores, ya que subestima la capacidad de la columna especialmente para el caso de cargas axiales elevadas o bajos porcentajes de armadura. Sólo se debería usar cuando $P_u < 0,1 \cdot f_{cd} \cdot A_c$.

Como se puede observar, este método es el que se propone en la normativa, tanto en el Eurocódigo 2 [47] como en la EHE-08 [15], diferenciándose únicamente en la elección de los valores de α .

C. Flexión esviada en elementos sometidos a la acción del fuego

En el ámbito normativo, no se encuentran métodos simplificados que propongan un procedimiento de cálculo de la flexión esviada en elementos sometidos a la acción del fuego. Sin embargo, como se comentó en la introducción, en condiciones de incendio los factores que generan situaciones de flexión esviada en un pilar aumentan; por tanto, tener en cuenta este análisis será necesario en la mayoría de las ocasiones.

Después de realizar una revisión de las últimas publicaciones relativas a este tema cabe destacar en cuanto a métodos simplificados se refiere, los artículos que se exponen a continuación.

En primer lugar, Tan y Yao, en su artículo “Fire resistance of reinforced concrete columns subjected to 1-, 2- and 3- faces heating” (2004) [9] presentan un método simplificado basado en el análisis seccional que toma como base los procedimientos de cálculo a temperatura ambiente propuestos por la normativa norteamericana ACI [18][19], para calcular la resistencia de un pilar de hormigón armado bajo acción de fuego expuesto en 1, 2 o 3 caras. En el método se tiene en cuenta el deterioro de las propiedades de los materiales a causa de las altas temperaturas, así como la pérdida de rigidez y estabilidad del pilar, mediante coeficientes obtenidos analíticamente a partir del estudio del problema mediante el software de análisis por elementos finitos, SAFIR [53].

Tan y Yao [9], exponen que cuando un pilar de hormigón armado se calienta por 1, 2 o 3 caras, la fibra neutra se desplaza, con respecto a donde se situaría si el análisis se realizara a temperatura ambiente, debido a que el calentamiento no es simétrico. Claramente, cuando el calentamiento se produce en 1 o 3 caras o 2 caras opuestas, el movimiento de la fibra neutra es en una dirección, figura 3.57. Pero cuando el calentamiento se genera en 2 caras adyacentes del pilar, el movimiento de la fibra neutra se produce en dos direcciones, por tanto se produce una rotación de la fibra neutra que provoca flexión esviada en el elemento.

Como el programa SAFIR [53] puede predecir el daño del hormigón y el acero dependiendo de la temperatura de los mismos, la posición de la fibra neutra correspondiente a diferentes tiempos de exposición y diferentes condiciones térmicas de contorno puede ser determinada combinando el deterioro de cada elemento en la sección transversal.

Después de estudiar mediante SAFIR [53] distintos pilares con distintos grados de esbeltez, λ , distintas excentricidades iniciales, e_0 , distintos tiempos de exposición, t y distintas áreas de sección de hormigón, A_c , Tan y Yao [9] obtuvieron analíticamente la siguiente expresión que determina una excentricidad ficticia que aplicada a la carga reproduce el deterioro asimétrico que sufre el pilar al calentarse por 1 o 3 caras.

$$e_{move} = \lambda^{0,4 \cdot \exp(2,5 \cdot A_c)} \cdot t^{0,2} \cdot \frac{e_0}{4} \quad (3.146)$$

donde t , el tiempo esta en horas, el área del hormigón, A_c esta en m^2 y la excentricidad inicial, e_0 , está en mm.

Para el caso de las columnas calentadas por 2 caras adyacentes, Tan y Yao [9], proponen aplicar una modificación del método desarrollado por Bresler para el análisis de flexión esviada a temperatura ambiente, Método de las cargas recíprocas. Las excentricidades

producidas por el calentamiento asimétrico se calcularán separadamente para cada dirección mediante la ecuación 3.146 propuesta y la flexión esviada inducida por el calentamiento asimétrico se analiza mediante la siguiente expresión propuesta por Bresler:

$$\frac{1}{P_u} \approx \frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o} \quad (3.147)$$

donde

P_u carga axil última,

P'_u carga axil última aproximada,

P_{ox} es la máxima resistencia a la carga axil de la columna con un momento en el eje x de

$M_{ux} = P_u \cdot e_y$, e_y obtenido mediante la ecuación 3.146,

P_{oy} es la máxima resistencia a la carga axil de la columna con un momento en el eje y de

$M_{uy} = P_u \cdot e_x$, e_x obtenido mediante la ecuación 3.146,

P_o es la máxima resistencia a la carga axial sin momentos aplicados.

En el caso de que el pilar sufra o no calentamiento asimétrico y además la carga sea excéntrica, Tan y Yao [9], proponen que el estudio del comportamiento esviado se realice con el método aportado por Bresler.

Otro artículo que trata el análisis de la flexión esviada en columnas sometidas a la acción del fuego es “A simplified approach for predicting fire resistance of reinforced concrete columns under esviada bending” (2012) de Kodur y Raut [48].

En esta publicación se llevan a cabo una serie de estudios paramétricos basados en un modelo numérico de elementos finitos. Este modelo tiene en cuenta los factores convencionales como el área de la sección de pilar, el espesor de recubrimiento, el tipo de árido del hormigón utilizado, la cuantía mecánica y la proporción de carga con respecto a la carga última.

Además también se consideraron factores como la excentricidad de la carga, recta o esviada, tipo de fuego, condiciones de calentamiento no uniformes, pilares expuestos por 1, 2 o 3 caras y la ocurrencia de spalling.

Todos los parámetros enumerados no son independientes y por ello su influencia en la resistencia está relacionada. Por consiguiente, utilizaron un software de análisis estadístico para obtener la variación de la resistencia a fuego en función de estos parámetros. Posteriormente, efectuaron un análisis de regresión multivariado para establecer la curva

multidimensional que mejor se ajustaba a los datos, teniendo en cuenta la importancia de cada parámetro.

Una vez determinaron como afecta cada parámetro a la resistencia a fuego de la columna, Kodur y Raut [48], desarrollaron una ecuación simplificada que evalúa la resistencia y que tiene en cuenta estos factores mediante coeficientes obtenidos a través de análisis de datos experimentales.

Kodur y Raut [48] establecen una excentricidad ficticia a fin de incluir el cambio de resistencia que se produce en el pilar debido a estar expuesto a 1, 2 o 3 caras. Por tanto, esta reducción en la resistencia a fuego puede ser considerada como el resultado de una carga aplicada con la excentricidad ficticia.

Realizando un análisis de regresión obtuvieron una ecuación que determina esta excentricidad equivalente para cada tipo de exposición (1, 2 o 3 caras) respecto del tamaño de la columna, figura 3.68. Las líneas de tendencia se ajustaron para predecir la excentricidad equivalente para una determinado tamaño de pilar para cada condición de exposición.

Cabe destacar que el calentamiento de un pilar en 2 caras opuestas únicamente incrementa la resistencia a fuego.

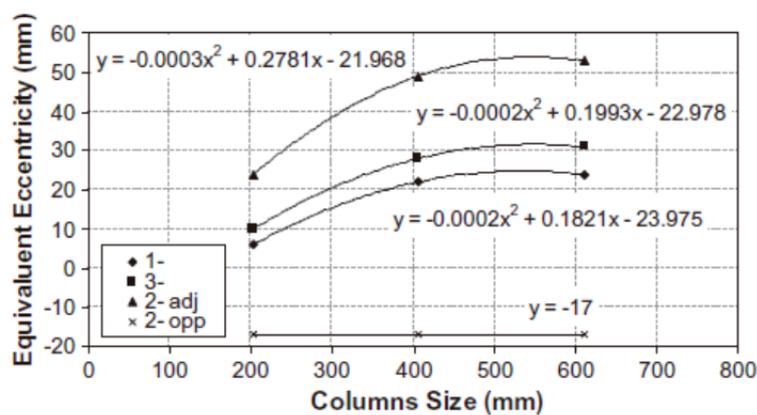


Figura 3.68. Variación de la excentricidad equivalente para diferentes condiciones de exposición [48].

4. Cálculo de un pilar frente la acción del fuego mediante métodos simplificados. Resultados.

4.1. CONSIDERACIONES PREVIAS

Como se ha comentado con anterioridad, el proceso de cálculo a fuego incluye normalmente tres partes diferenciadas: análisis del riesgo de fuego para identificar los posibles escenarios de incendio y poder determinar el impacto de cada escenario sobre la estructura adyacente; análisis térmico para calcular la distribución de temperaturas en función de tiempo en cada elemento estructural y en tercer lugar, análisis mecánico para determinar las tensiones y deformaciones en cada miembro de la estructura y establecer cuándo, dónde y cómo se produce el fallo estructural.

En esta sección se procede a presentar los resultados obtenidos en el cálculo de un pilar de sección cuadrada a fuego mediante métodos simplificados.

Para realizar el análisis térmico se ha utilizado en método de Wickström para la curva estándar tiempo-temperatura (ISO 834) y se han comparado los resultados con las gráficas de isotermas aportadas por el DBSI (CTE) [13], la EHE-08 [15] y el Eurocódigo (UNE EN 1992-1-2)[7].

En el análisis mecánico se presentan los resultados obtenidos mediante el Método de la Isoterma 500, el Método de las Zonas, el método propuesto por S.F. El-Fitiyany y M.A. Youssef y el Método Exacto para el pilar sometido a la acción del fuego. Además se realiza un estudio de los efectos de segundo orden en la columna y el cálculo de la flexión esviada producida cuando el pilar esta expuesto al fuego solo por dos caras adyacentes.

4.1.1. Definición de la geometría de la sección

Se ha elegido para realizar el estudio un pilar biarticulado de 30x30 cm de sección con un distribución de armado simétrica, 4Ø16 y un recubrimiento mecánico de 3 cm. La longitud del pilar es de 4 metros. La figura 4.1. muestra la geometría de la sección.

De los datos aportados se deduce que $A_c = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$, $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ y $A_{s,sup} = A_{s,inf} = 4,02 \text{ cm}^2$.

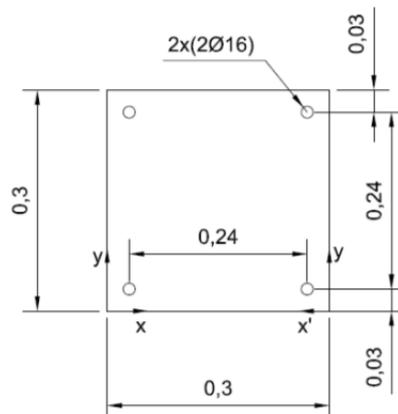


Figura 4.1. Sección acotada del pilar a estudio.

4.1.2. Modelos constitutivos considerados

Se ha considerado un hormigón normal de resistencia características $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ y un acero de armado de $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

Para realizar los cálculos del pilar a fuego se ha tenido en cuenta la variación de las propiedades de los materiales, hormigón y acero, en función de la temperatura.

Los modelos constitutivos considerados son los presentados en el apartado 3.3, propuestos en la norma UNE EN 1992-1-2 [7].

4.1.3. Hipótesis de partida

- 1) Para realizar el análisis térmico se tomará la curva estándar tiempo-temperatura ISO 834.
- 2) Para llevar a cabo el análisis térmico se tomarán las propiedades térmicas de los materiales, hormigón y acero, a altas temperaturas, definidas en los apartados 3.3.3 y 3.3.4 de este documento.
- 3) El análisis térmico de la sección se realiza asumiendo una transmisión de calor bidimensional.
- 4) En el cálculo de la distribución de temperaturas, se supone que la alta difusividad térmica del acero garantiza el equilibrio térmico entre la barra de acero y el hormigón que la rodea, y por tanto, la temperatura de la barra de acero será igual a la del hormigón en contacto.
- 5) La temperatura de la superficie de la sección de hormigón se asume conservativamente igual a la de la temperatura del gas circundante, obtenida

mediante la curva tiempo-temperatura ISO, es decir, no existe transmisión de calor por convección entre la superficie de la cara expuesta y el fuego.

- 6) En el análisis térmico, la temperatura de cada elemento de hormigón en que esta dividida la sección se calcula con las coordenadas del centro del mismo. Del mismo modo se ha procedido con las armaduras, se ha calculado la temperatura en el centro de cada barra y se ha asumido que toda la barra tendrá dicha temperatura.
- 7) Para llevar a cabo el análisis mecánico se utilizarán las propiedades mecánicas de los materiales, hormigón y acero, a altas temperaturas, definidas en los apartados 3.3.1 y 3.3.2 de este documento.
- 8) En el análisis mecánico se supone que las secciones planas permanecen planas después de la deformación, hipótesis de Bernuilli; principio que sigue siendo válido para altas temperaturas [49][50].
- 9) Se considera que no hay variación de las condiciones de contorno térmicas a lo largo de la longitud del pilar.
- 10) Se considera que no se produce deslizamiento entre las barras de armado y el hormigón. Esta consideración implica que la deformación total en el armado es igual a la del hormigón en el punto de contacto. Esta suposición es bastante acertada en la zona de compresión donde no ocurre fisuración.
- 11) Los efectos de las deformaciones térmicas son considerados despreciables, ver sección 3.3 del Boletín nº46 FIB-CEB-FIP [16].
- 12) Las deformaciones y tensiones de cada elemento dentro de la sección de hormigón, son la deformación y la tensión en el centro de cada elemento. En el caso del armado, la deformación y la tensión se calcula en en centro de cada barra.
- 13) Las deformaciones por cortante no se consideran.
- 14) Se supone que el hormigón no presenta resistencia a tracción.
- 15) Se supone que no se produce spalling explosivo.
- 16) El análisis térmico y el análisis mecánico se realizan por separado.
- 17) Se considerará una excentricidad mínima e_0 recomendada en el apartado 4.2.2 de la EHE-08 [15]:

$$e_0 = \max\left(\frac{h}{20}, 2\right) \text{ cm} \quad (4.1)$$

La ecuación 4.1 para el caso de cálculo resulta: $e_0 = \max\left(\frac{30}{20}, 2\right) = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$.

4.2. ANÁLISIS TÉRMICO

Como se describió en el apartado 3.5.1 uno de los pasos necesarios a la hora del análisis de un elemento a fuego mediante métodos simplificados es la obtención de la distribución de temperaturas en la sección teniendo en cuenta las condiciones y tiempo de exposición, es decir, el análisis térmico.

4.2.1. Método simplificado para el análisis térmico de Ulf Wickström

Como se comentó anteriormente el análisis térmico se realizará mediante métodos simplificados, concretamente el método aportado por Wickström en 1986 [6] y se compararán los resultados con las gráficas de isoterma aportadas por la norma UNE EN 1992-1-2 [7].

Para un pilar de 300x300 mm calentado por las cuatro caras con un fuego normalizado, ISO 834; se obtienen las siguientes curvas isoterma a distintos tiempos: 30, 60, 90 y 120 minutos.

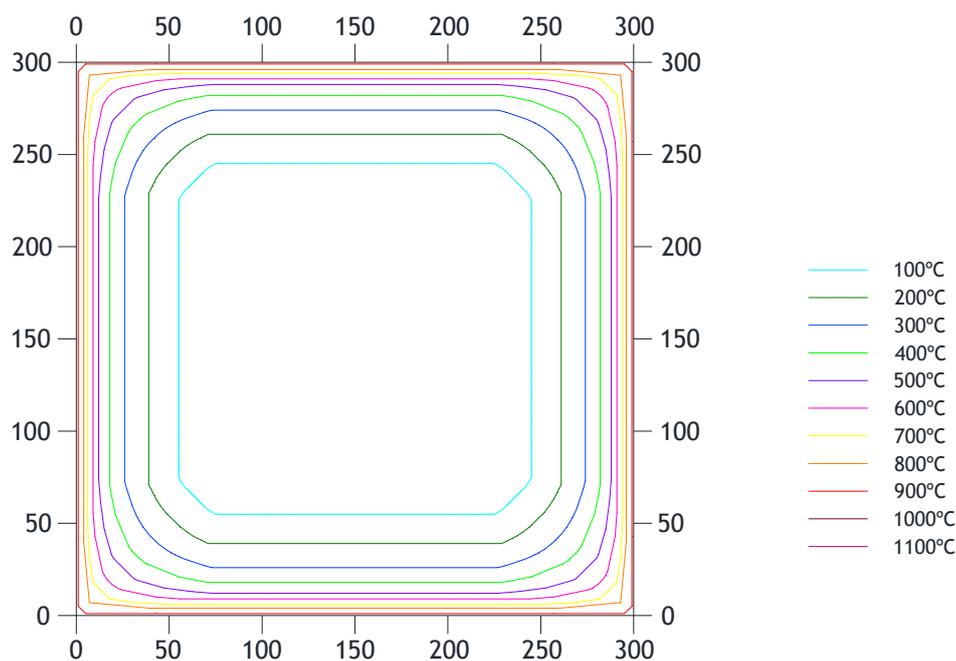


Figura 4.2. Curvas isoterma obtenidas mediante Wickström en un pilar de 300x300 mm para un tiempo de exposición de 30 min y cuatro caras expuestas.

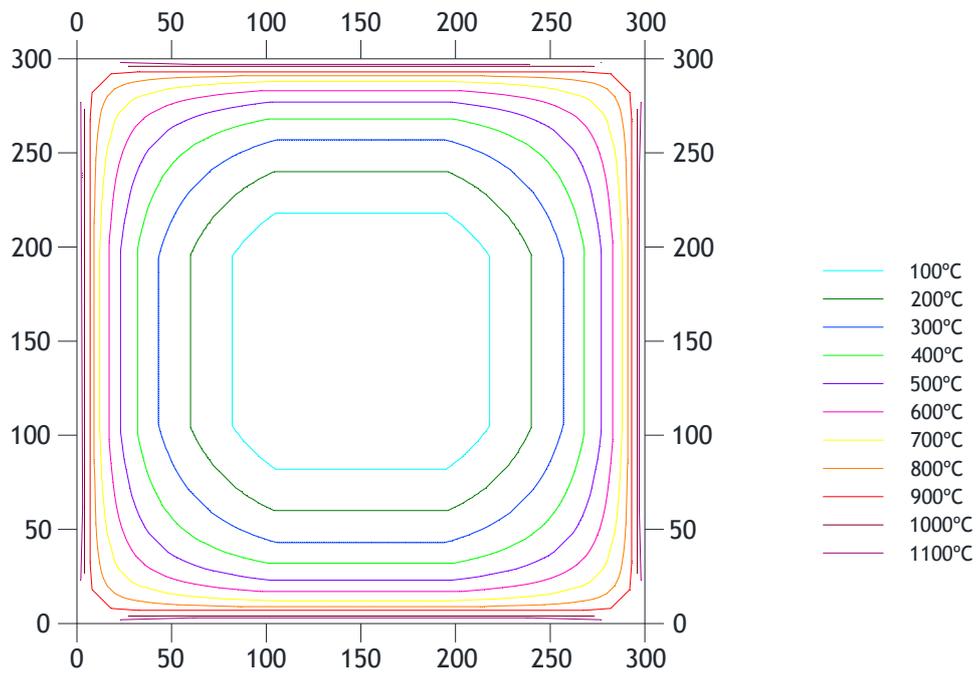


Figura 4.3. Curvas isotermas obtenidas mediante Wickström en un pilar de 300x300 mm para un tiempo de exposición de 60 min y cuatro caras expuestas.

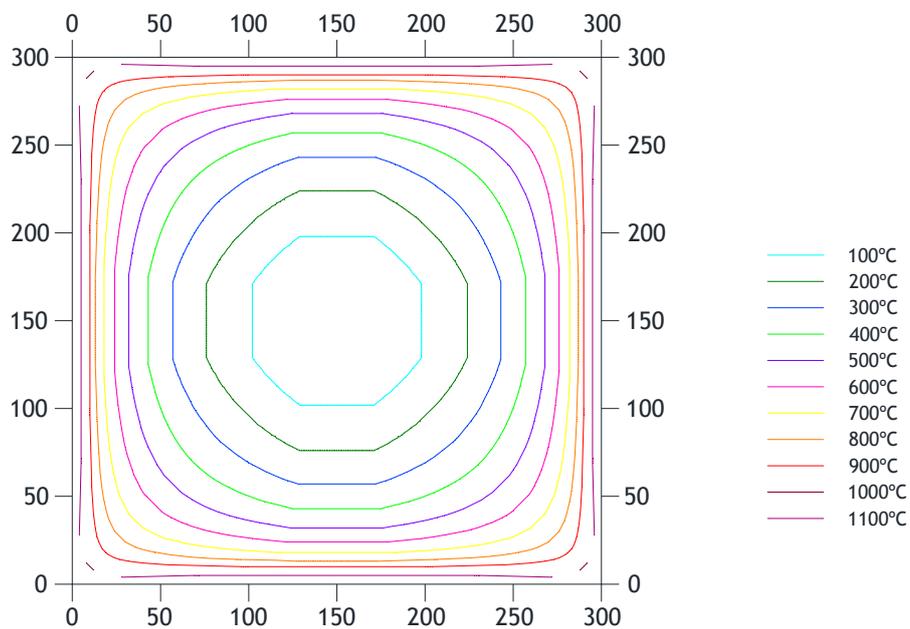


Figura 4.4. Curvas isotermas obtenidas mediante Wickström en un pilar de 300x300 mm para un tiempo de exposición de 90 min y cuatro caras expuestas.

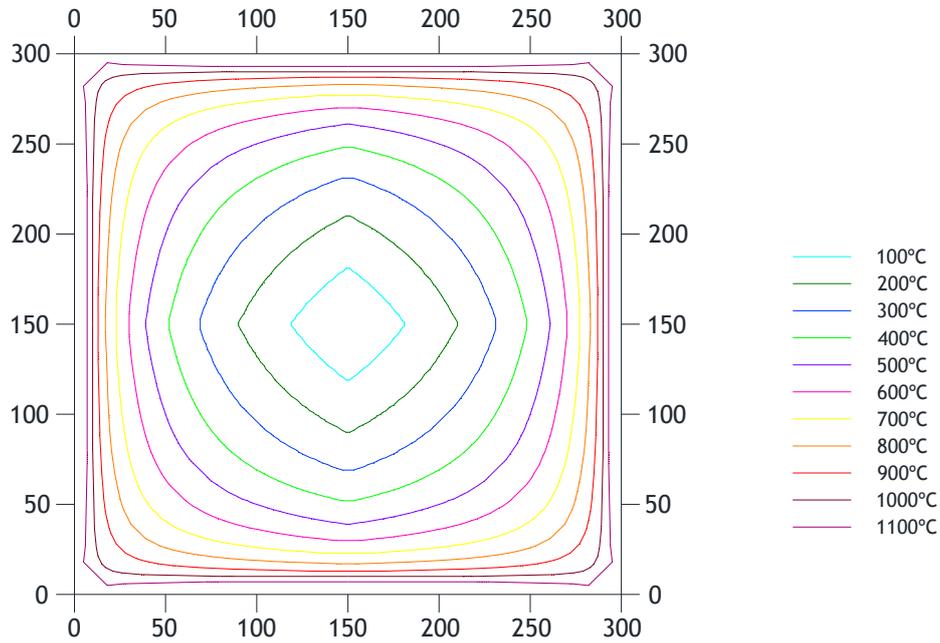


Figura 4.5. Curvas isotermas obtenidas mediante Wickström en un pilar de 300x300 mm para un tiempo de exposición de 120 min y cuatro caras expuestas.

Si el calentamiento se produce sólo en dos caras de mismo pilar de 300x300mm se obtienen las siguientes curvas isotermas para tiempos de 30, 60, 90,120 minutos.

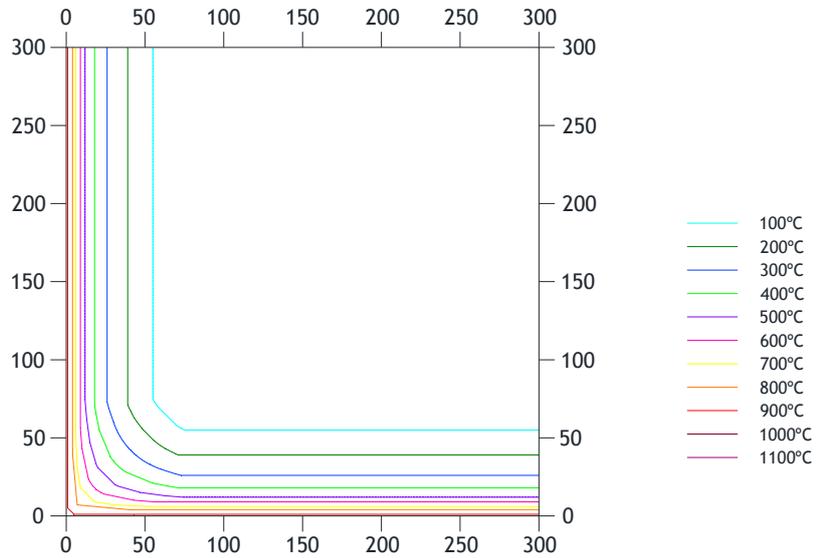


Figura 4.6. Curvas isotermas obtenidas mediante Wickström en un pilar de 300x300 mm para un tiempo de exposición de 30 min y dos caras adyacentes expuestas.

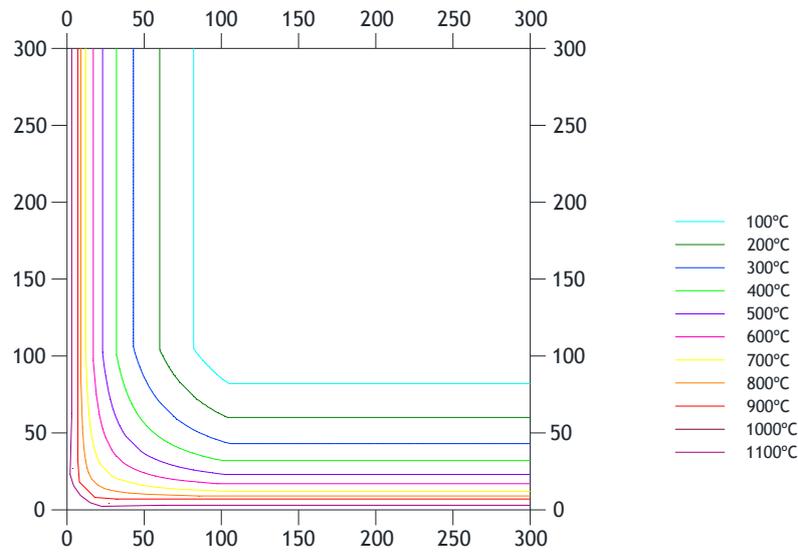


Figura 4.7. Curvas isotermas obtenidas mediante Wickström en un pilar de 300x300 mm para un tiempo de exposición de 60 min y dos caras adyacentes expuestas.

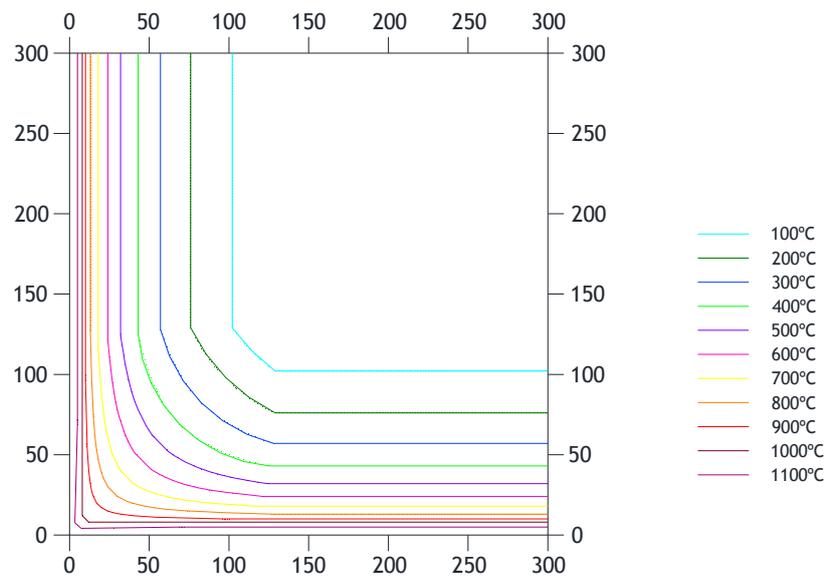


Figura 4.8. Curvas isotermas obtenidas mediante Wickström en un pilar de 300x300 mm para un tiempo de exposición de 90 min y dos caras adyacentes expuestas.

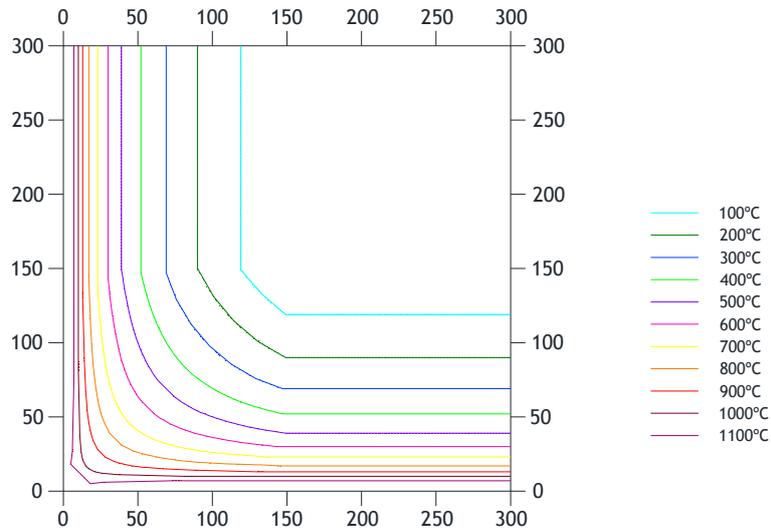


Figura 4.9. Curvas isotermas obtenidas mediante Wickström en un pilar de 300x300 mm para un tiempo de exposición de 120 min y dos caras adyacentes expuestas.

4.2.2. Estudio comparativo de resultados

En este apartado se comparan los resultados obtenidos mediante el método de Wickström [6] y las curvas isotermas aportadas por la norma UNE EN 1992-1-2 [7] para cada tiempo y tipo de exposición sobre el pilar a estudio.

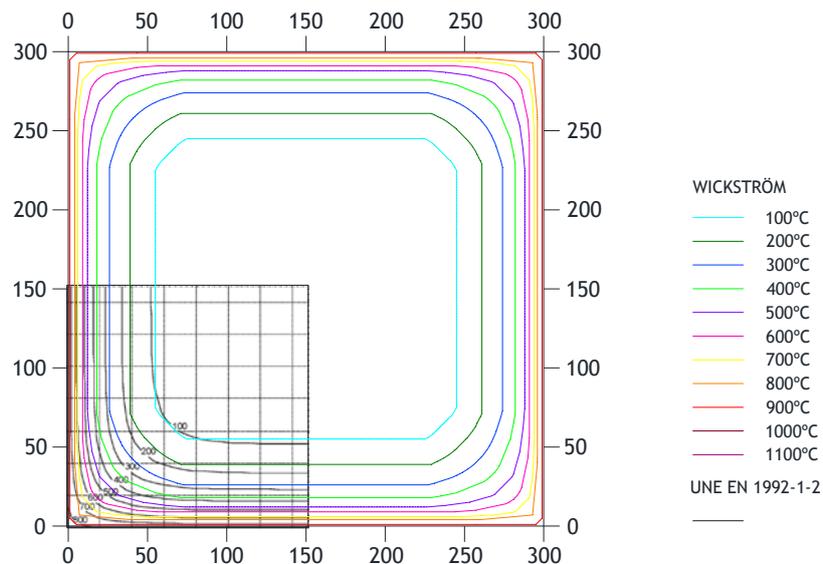


Figura 4.10. Comparación de curvas isotermas obtenidas mediante Wickström y las curvas recogidas en UNE EN 1992-1-2 para un pilar de 300x300 mm, tiempo de exposición de 30 min y cuatro caras expuestas.

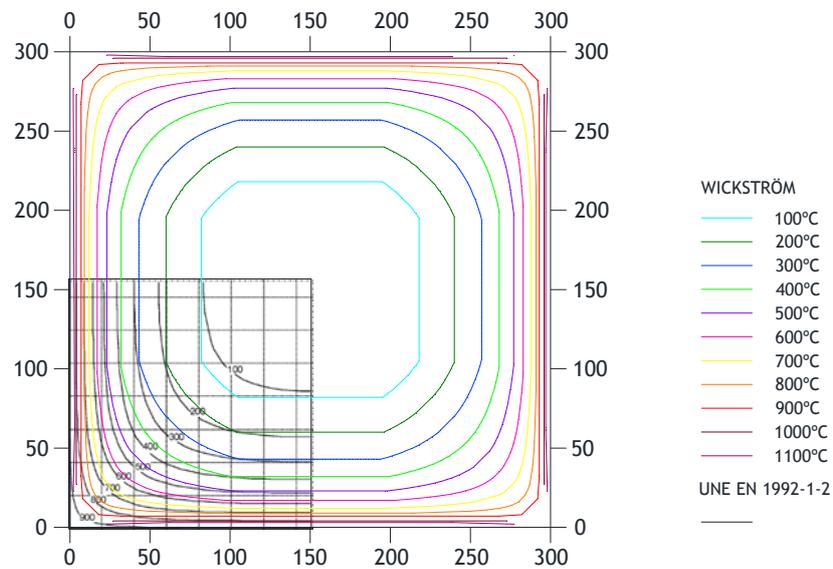


Figura 4.11. Comparación de curvas isotermas obtenidas mediante Wickström y las curvas recogidas en UNE EN 1992-1-2 para un pilar de 300x300 mm, tiempo de exposición de 60 min y cuatro caras expuestas.

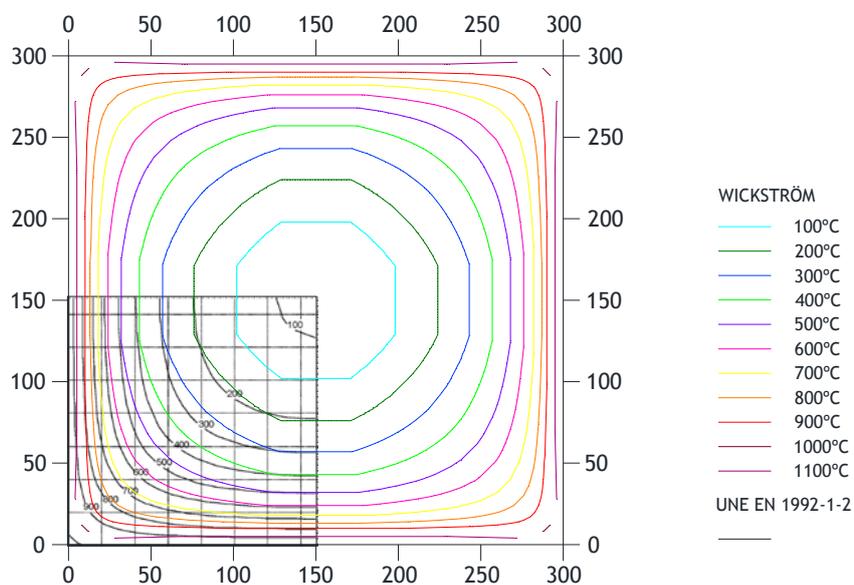


Figura 4.12. Comparación de curvas isotermas obtenidas mediante Wickström y las curvas recogidas en UNE EN 1992-1-2 para un pilar de 300x300 mm, tiempo de exposición de 90 min y cuatro caras expuestas.

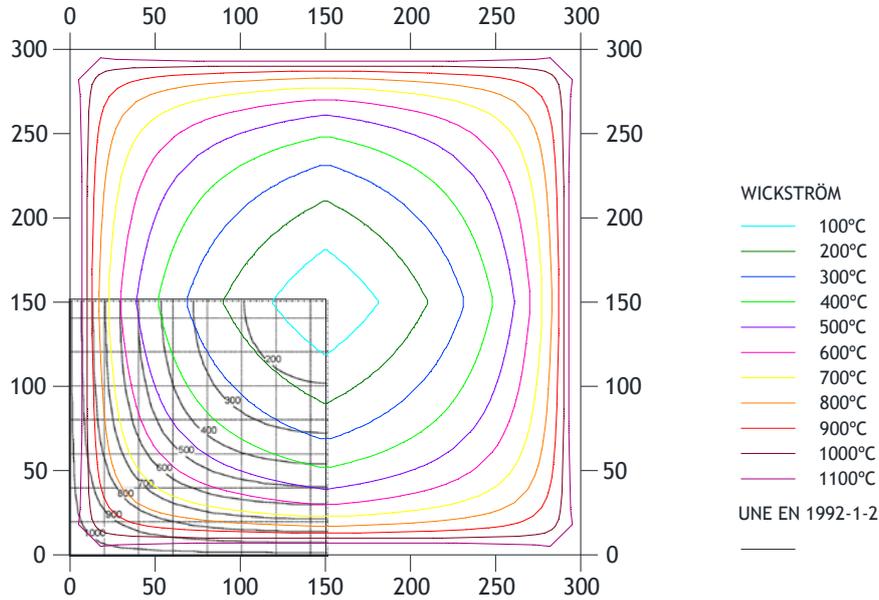


Figura 4.13. Comparación de curvas isotermas obtenidas mediante Wickström y las curvas recogidas en UNE EN 1992-1-2 para un pilar de 300x300 mm, tiempo de exposición de 120 min y cuatro caras expuestas.

Se observa que las curvas isotermas obtenidas mediante Wickström [6] coinciden con las propuestas por la norma UNE EN 1992-1-2 [7], en gran medida. Pero conforme aumenta la distancia al foco de calor las discrepancias entre los dos métodos aumentan, tal y como se puede en las figuras para la isoterma 100°C.

Cabe destacar que el método de Wickström [6] no obtiene resultados precisos a distancias muy cercanas al foco de calor, del orden de milímetros; hecho que también se observa en los resultados expuestos.

4.3. ANÁLISIS MECÁNICO

El siguiente paso, una vez obtenido el perfil de temperaturas en la sección, es el análisis de la resistencia de la sección, mediante la obtención del diagrama momento-curvatura y el diagrama de interacción axil-momento de la sección para cada tiempo de exposición. Para llevar a cabo este estudio se ha implimentado el problema utiiliando los cuatro métodos expuestos en el capítulo anterior, Método de la Isotherma 500°, Método de las Zonas, método propuesto por S.F. El-Fitiany y M. A. Youssef y Método Exacto; todos ellos métodos simplificados con diferentes grados de complejidad.

Para todos los métodos, el análisis seccional se efecturá utilizando un procedimiento iterativo-incremental, ya que como se comentó las ecuaciones constitutivas para el hormigón que se van a utilizar para el análisis mecánico son las propuestas por la norma UNE EN 1992-1-2 [7]. Estas curvas representan la relación tensión-deformación del hormigón en función de la temperatura y se caracterizan por presentar una rama descendente después de alcanzar la máxima tensión. Patrick Bamote y Alberto Meda en su artículo *On Fire Behavior of R/C Sections Subjected to an Eccentric Axial Force* [51] demuestran que si se desea realizar un análisis seccional de un elemento de hormigón armado sujeto a flexocompresión utilizando las ecuaciones contituivas propuestas por la UNE EN 1992-1-2 [7] , se debe usar un procedimiento iterativo-incremental. El método clásico, del pivote o de los límites de deformaciones, no proporciona resultados válidos cuando se usan ecuaciones constitutivas con una rama descendente después de la tensión pico.

4.3.1. Método de la Isoterma 500° (Anderberg)

En el apartado 3.5.4.4 se explicó este método, en esta sección se mostrarán los resultados obtenidos después de aplicar el mismo al pilar a estudio expuesto al fuego en sus cuatro caras.

Como el pilar considerado tiene una sección de 300x300 mm en principio cumpliría con todas las anchuras mínimas exigidas para cualquier resistencia a fuego de la tabla 3.23. expuestas en el apartado 3.5.4.4.

La tabla 4.1. contiene el espesor a_z que se sustrae a la sección de pilar inicial para obtener la sección reducida.

	$a_{500}(\text{mm})$	$b_{fi}(\text{mm})$	$h_{fi}(\text{mm})$	$d_{fi}(\text{mm})$
R30	11	278	278	259
R60	22	256	256	248
R90	31	238	238	239
R120	39	222	222	231

Tabla 4.1. Valores de la sección reducida según tiempo de exposición.

La figura 4.14 ilustra el procedimiento de cálculo mediante un diagrama de flujo. Como se puede comprobar se utiliza un método-iterativo incremental para la obtención del diagrama momento-curvatura, procedimiento que ha sido implementado en Matlab.

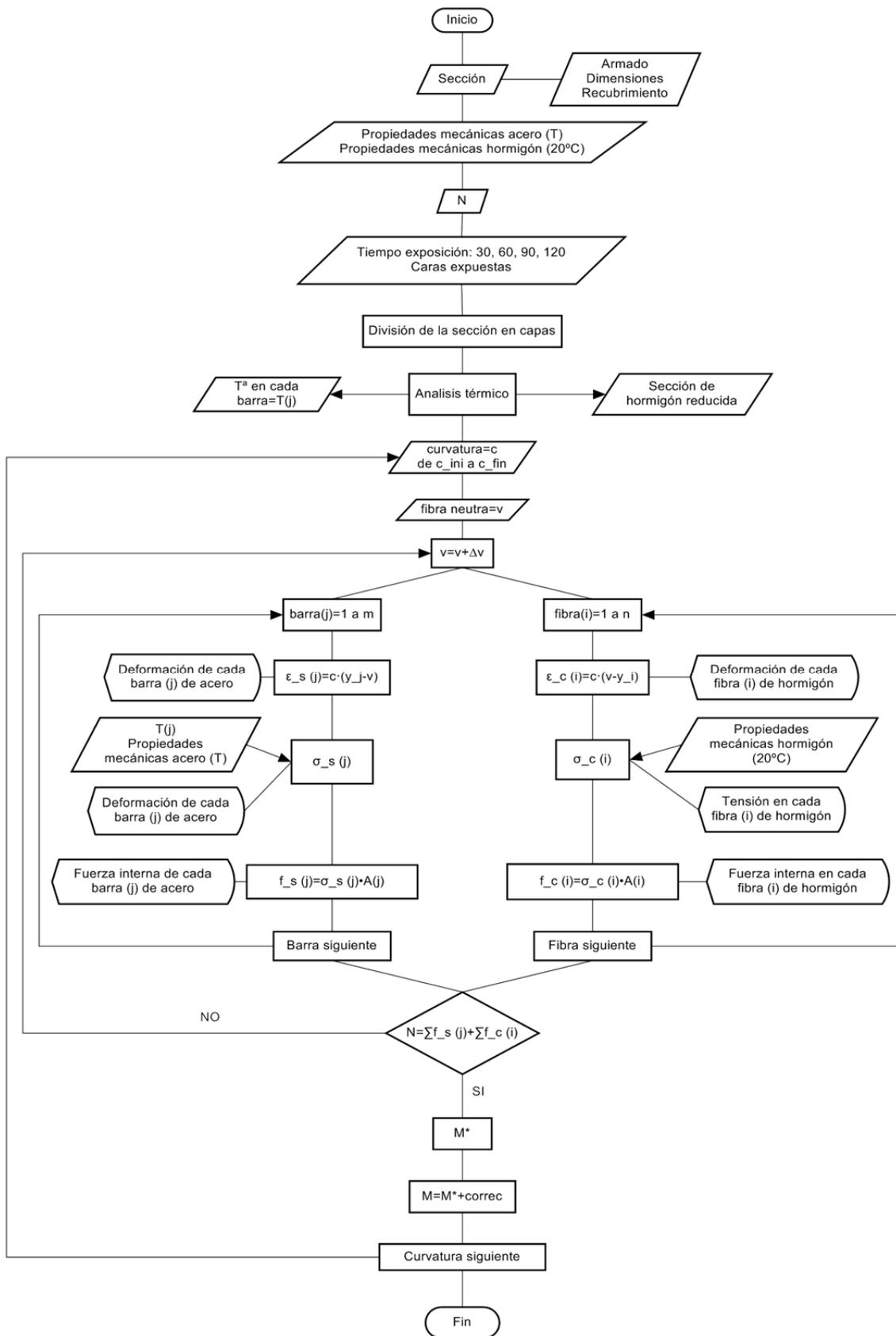


Figura 4.14. Diagrama de flujo del cálculo mediante el Método Isotherma 500.

Para un axil de 500 kN se obtienen las siguientes curvas momento-curvatura para cada tiempo de exposición, en el caso del pilar expuesto en sus cuatro caras, figura 4.15.

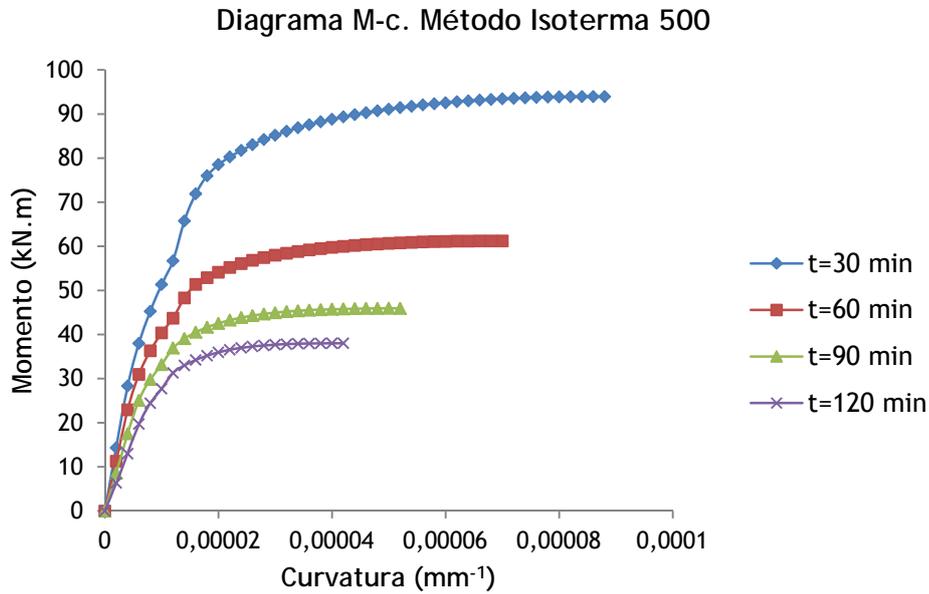


Figura 4.15. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 30, 60, 90 y 120 minutos y axil 500 kN. Método Isotherma 500.

A partir de las curvas momento-curvatura obtenidas para distintos axiles se calculan las siguientes curvas de interacción momento-axil, para cada tiempo de exposición en el caso de un pilar expuesto al fuego en sus cuatro caras: figura 4.16.

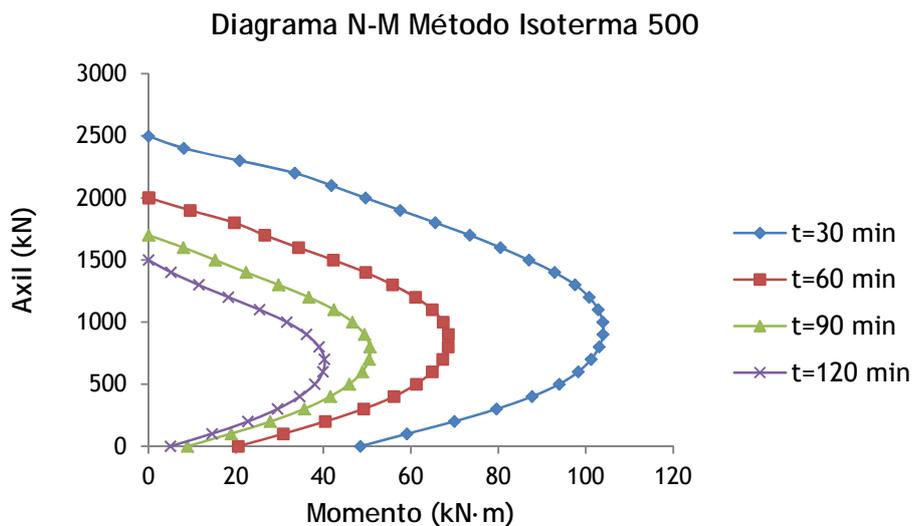


Figura 4.16. Diagrama interacción axil-momento para tiempos de exposición 30, 60, 90 y 120 minutos. Método Isotherma 500.

4.3.2. Método de las Zonas (Hertz)

Seguidamente se van a presentar los resultados calculados mediante el Método de las Zonas, expuesto en el apartado 3.5.4.5.

En cuanto al procedimiento de cálculo se debe mencionar que dado que el pilar se considera expuesto al fuego en sus cuatro caras, la división por zonas se realiza en la mitad del ancho del mismo, considerando el ancho el lado menor de la sección. Para observar como afecta la cantidad de divisiones en los resultados que aporta el método, se ha calculado dividiendo la mitad del ancho del pilar en 3 zonas y en 15 zonas.

La tabla 4.2 contiene el espesor a_z que se sustrae a la sección de pilar inicial y consiguientes valores característicos de la sección reducida: b_{fi} y h_{fi} , son los valores de ancho y alto reducidos, respectivamente, y d_{fi} es el canto útil de la sección reducida. Además se muestran los valores que alcanza el coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón dependiendo del número de zonas consideradas y del tiempo de exposición, k_{cm} .

	3 zonas					15 zonas				
	a_z (mm)	b_{fi} (mm)	h_{fi} (mm)	d_{fi} (mm)	k_{cm}	a_z (mm)	b_{fi} (mm)	h_{fi} (mm)	d_{fi} (mm)	k_{cm}
R30	19	262	262	251	0,9041	15	270	270	255	0,9234
R60	27	246	246	243	0,8603	27	246	246	243	0,8632
R90	37	226	226	233	0,8085	35	230	230	235	0,8161
R120	46	208	208	224	0,7559	42	216	216	228	0,7768

Tabla 4.2. Valores de la sección reducida según tiempo de exposición.

La figura 4.17 ilustra el procedimiento de cálculo mediante un diagrama de flujo. Como se puede comprobar se utiliza un método-iterativo incremental para la obtención del diagrama momento-curvatura, procedimiento que ha sido implementado en Matlab.

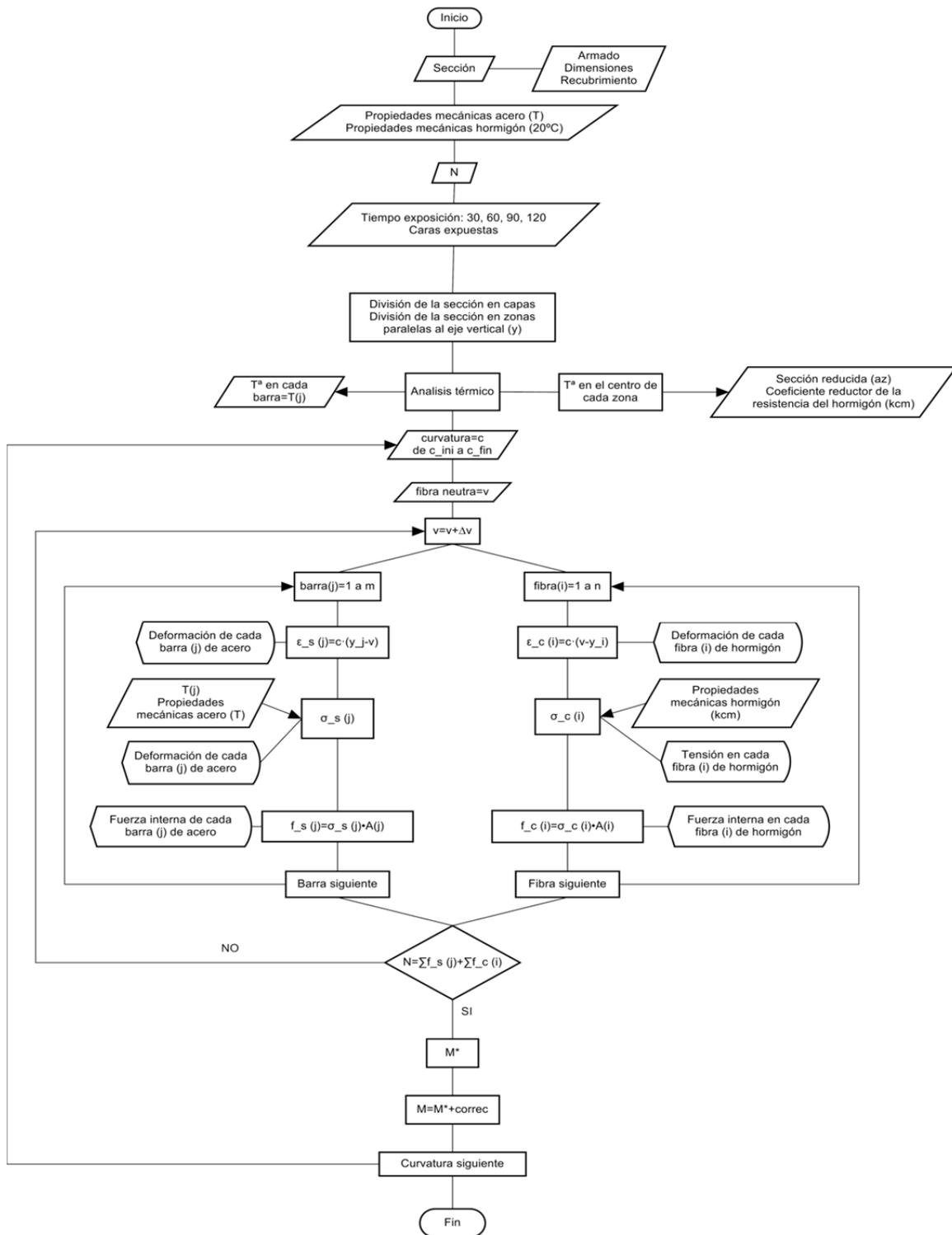


Figura 4.17. Diagrama de flujo del cálculo mediante el Método de las Zonas.

Seguidamente se muestran los diagramas momento-curvatura obtenidos mediante el Método de las Zonas, dividiendo el semiespesor 3 zonas y 15 zonas; para los diferentes tiempos de

exposición y considerando que el pilar está expuesto en sus cuatros caras, figuras 4.18. y 4.19.

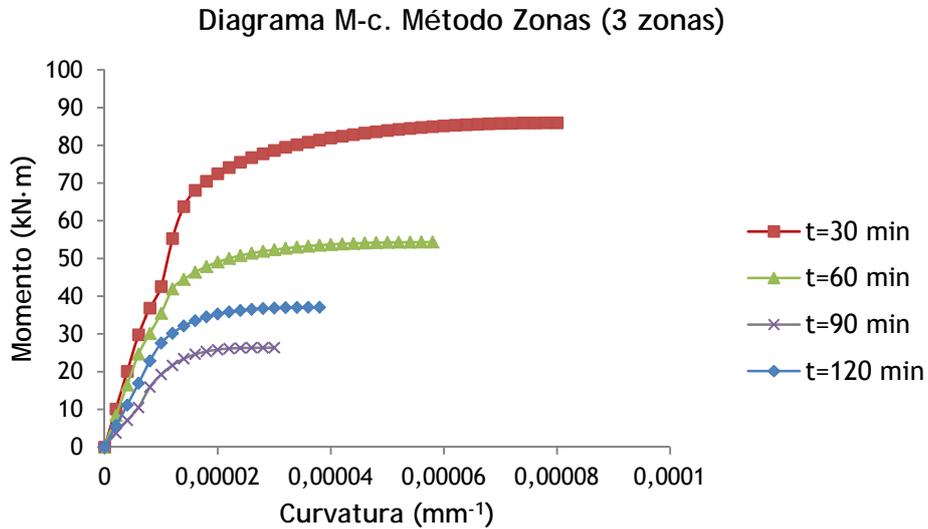


Figura 4.18. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 30, 60, 90 y 120 minutos y axil 500 kN. Método de las Zonas (semiespesor del pilar dividido en 3 zonas)

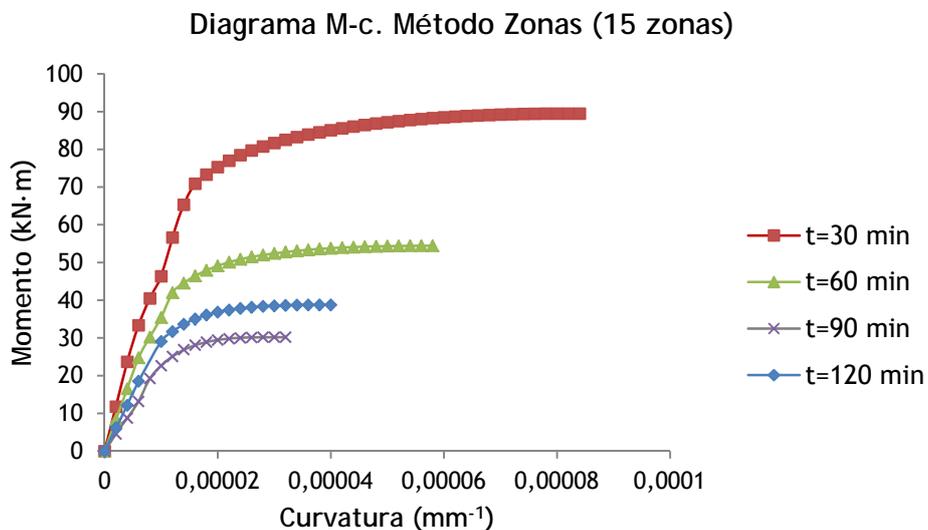


Figura 4.19. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 30, 60, 90 y 120 minutos y axil 500 kN. Método de las Zonas (semiespesor del pilar dividido en 15 zonas)

A continuación se presentan las curvas de interacción momento-axil, para cada tiempo de exposición en el caso de un pilar expuesto al fuego en sus cuatro caras: figuras 4.20. y 4.21.

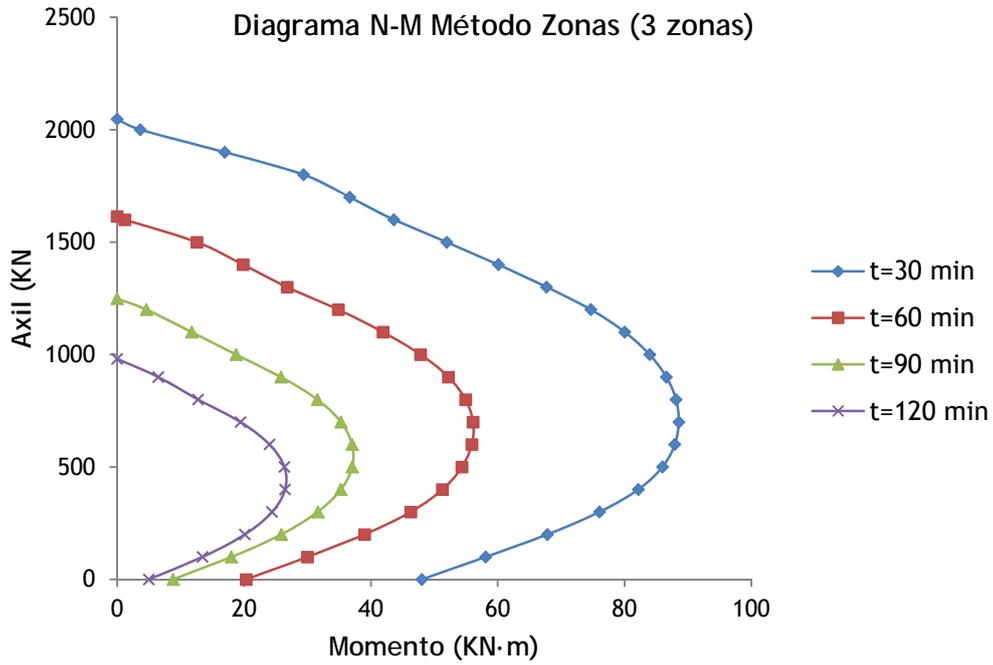


Figura 4.20. Diagrama interacción axil-momento para tiempos de exposición 30, 60, 90 y 120 minutos. Método Zonas (3 zonas).

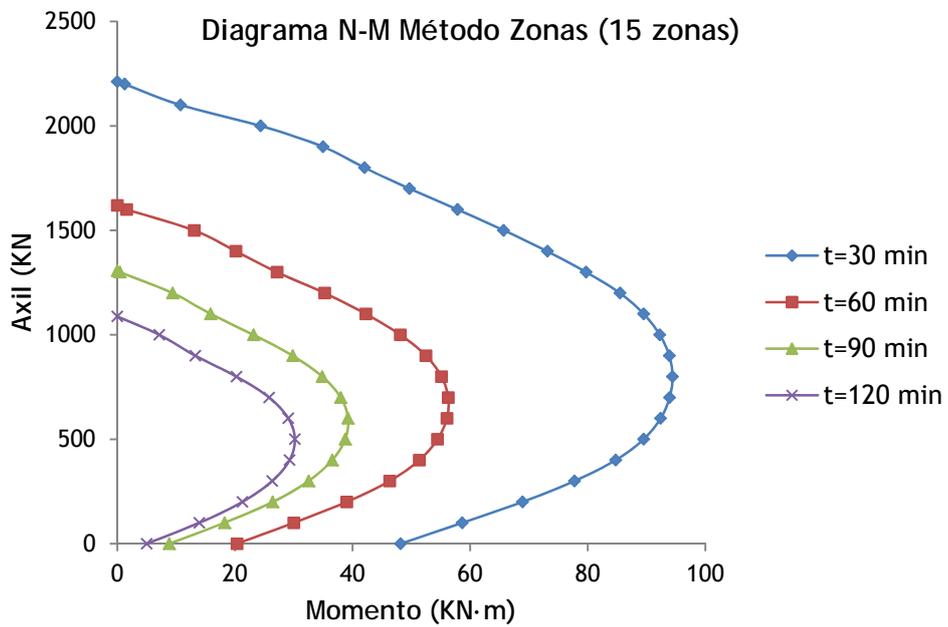


Figura 4.21. Diagrama interacción axil-momento para tiempos de exposición 30, 60, 90 y 120 minutos. Método Zonas (15 zonas).

4.3.3. Método propuesto por S.F. El-Fitiandy y M.A. Youssef

Exactamente igual que en el apartado anterior en éste se expondrán los resultados obtenidos al aplicar método propuesto por S.F. El-Fitiandy y M.A. Youssef, explicado en el apartado 3.5.4.6 de esta memoria, para estudiar el comportamiento del pilar expuesto al fuego por sus cuatro caras.

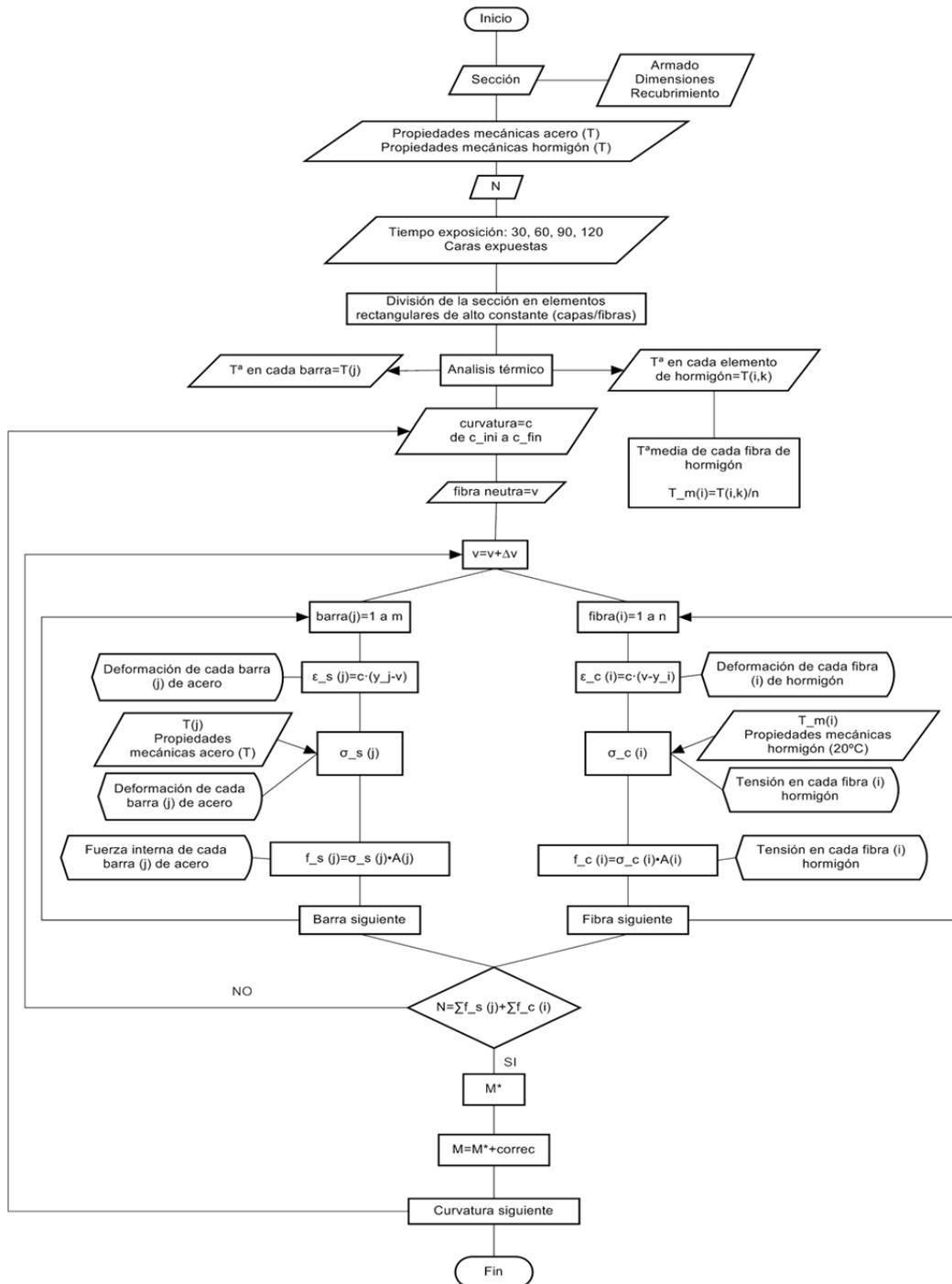


Figura 4.22. Diagrama de flujo del cálculo mediante el Método El-Fitiandy-Youssef.

La figura 4.22 ilustra el procedimiento de cálculo mediante un diagrama de flujo. Para la obtención del diagrama momento-curvatura se utiliza un método iterativo incremental que ha sido implementado en Matlab.

Los diagramas M-c obtenidos mediante este método para los diferentes tiempos de exposición y para el pilar expuesto en sus cuatros caras son los siguientes:

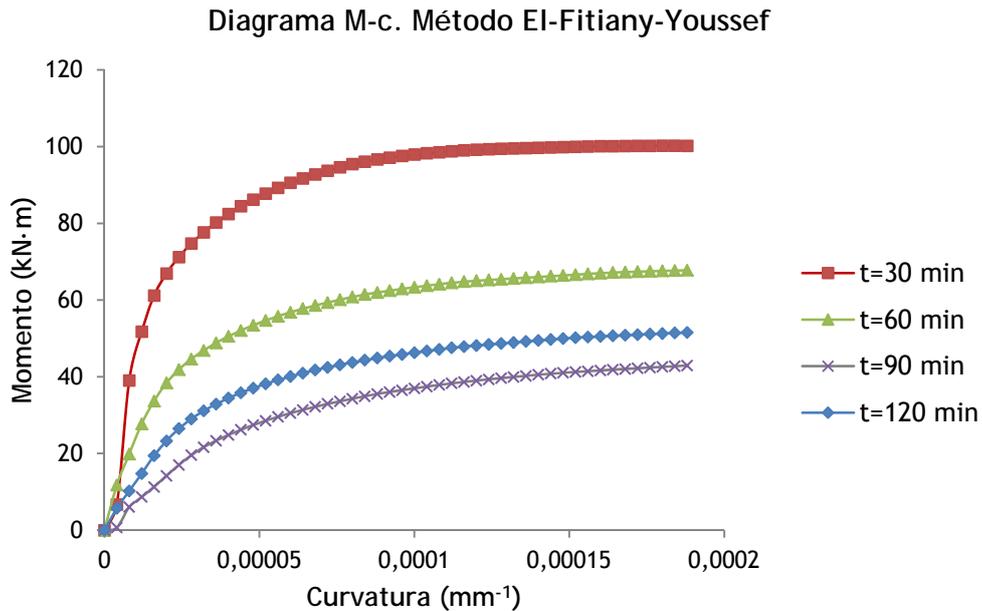


Figura 4.23. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 30, 60, 90 y 120 minutos y axil 500 kN. Método El-Fitiany-Youssef.

La siguiente figura 4.24 muestra los diagramas de interacción axil-momento obtenidos mediante el análisis del pilar con el método propuesto por El-Fitiany y Youssef.

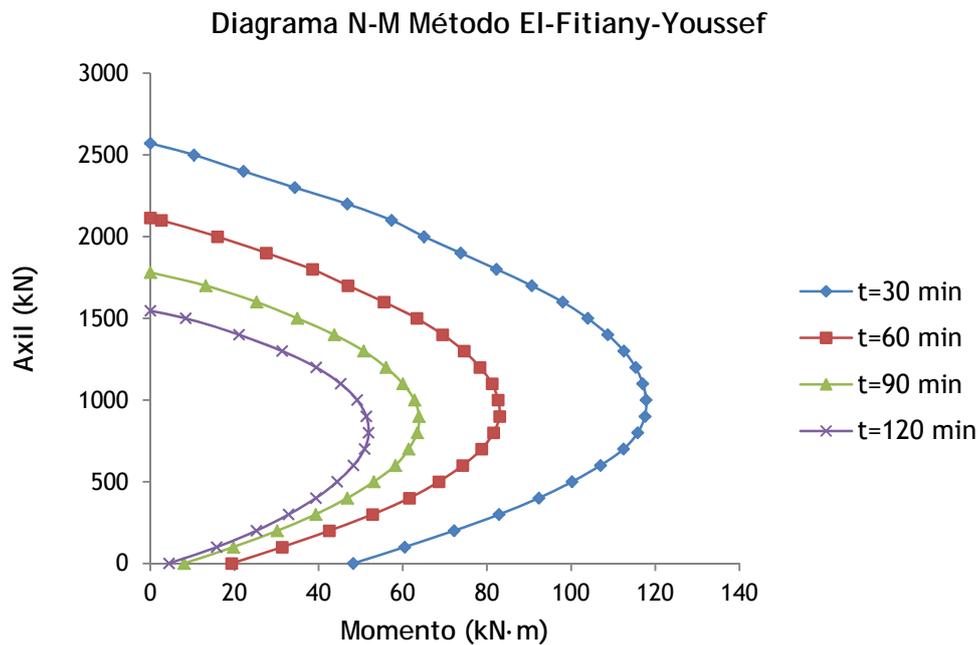


Figura 4.24. Diagrama interacción axil-momento para tiempos de exposición 30, 60, 90 y 120 minutos. Método El-Fitiany-Youssef.

4.3.4. Método exacto

En este apartado se presentan los resultados obtenidos al aplicar el Método Exacto en el cálculo estructural a fuego del pilar que se ha tomado como ejemplo tal y como se explicó en el capítulo 3.5.4.8.

La figura siguiente muestra un diagrama de flujo del procedimiento desarrollado para ejecutar este método. Para la obtención del diagrama momento-curvatura se utiliza un método-iterativo incremental que ha sido implementado en Matlab.

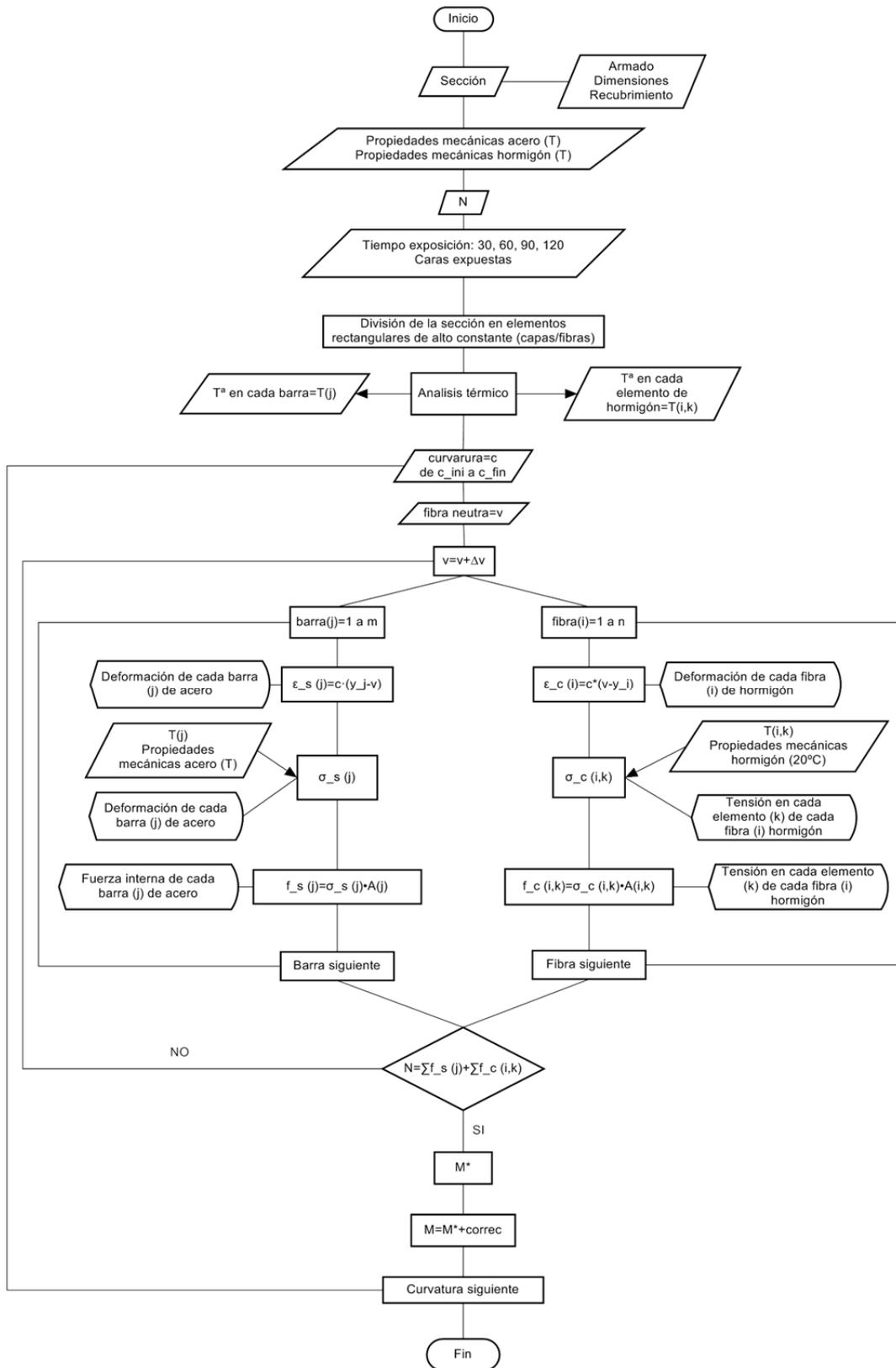


Figura 4.25. Diagrama de flujo del cálculo mediante el Método Exacto.

Las siguientes figuras 4.26 y 4.27 muestran las curvas M-c y los diagramas de interacción axil-momento obtenidos mediante el análisis del pilar con el Método Exacto, respectivamente.

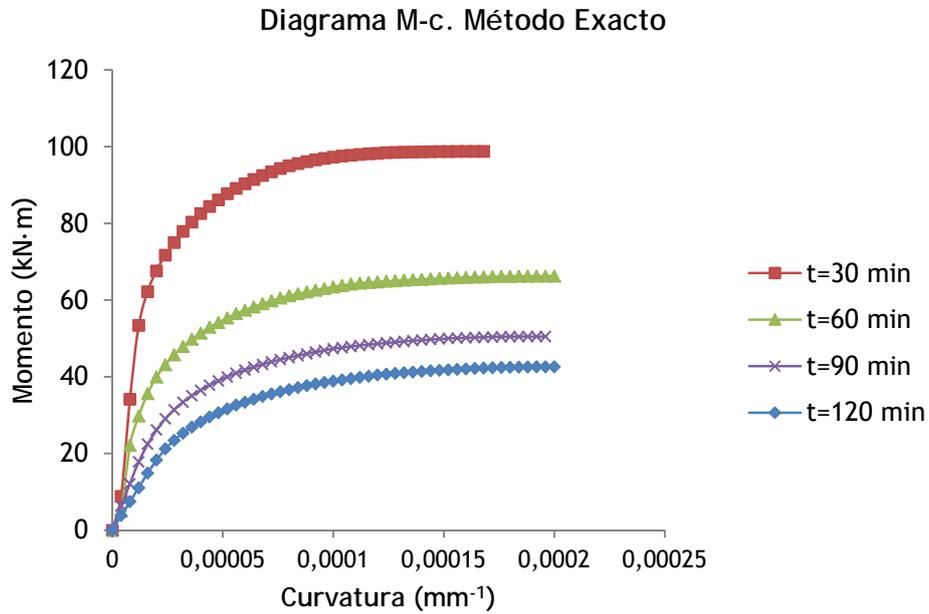


Figura 4.26. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 30, 60, 90 y 120 minutos y axil 500 kN. Método Exacto.

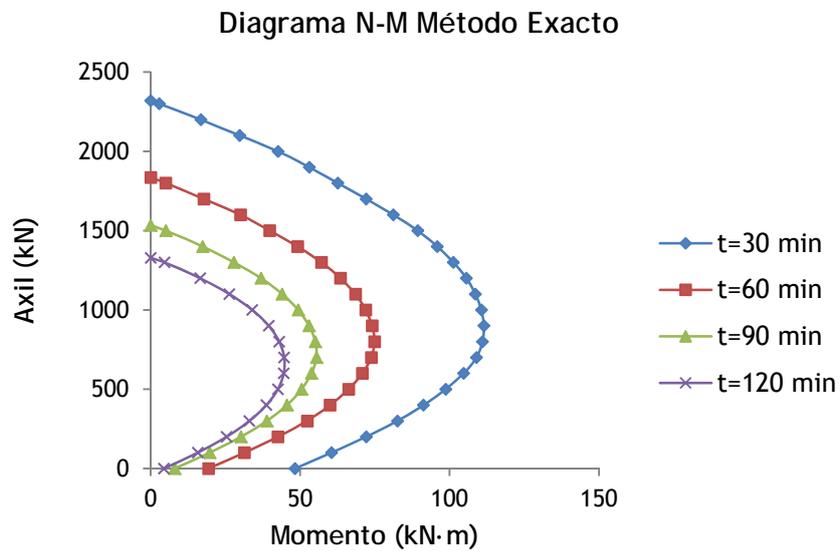


Figura 4.27. Diagrama interacción axil-momento para tiempos de exposición 30, 60, 90 y 120 minutos. Método Exacto

4.3.5. Cálculo de los efectos de segundo orden

En estudio de los efectos de segundo orden en el pilar expuesto en sus cuatro caras al fuego se aplicará el método explicado en el apartado 3.5.4.9.A.

En este ejemplo se ha tomado un axil de cálculo de 500 kN, por tanto se utilizarán las curvas momento-curvatura obtenidas anteriormente mediante los distintos métodos. El momento de cálculo de primer orden, M_{1d} , es el generado por la excentricidad mínima según la EHE-08 [15], expuesta en el apartado 4.1.3 de este documento.

$$M_{1d} = N_d \cdot e_0 = 500 \cdot 0,02 = 10 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.2)$$

4.3.5.1. Método Isoterma 500

A continuación se presentan los resultados obtenidos aplicando el Método Columna Modelo para los distintos tiempos de exposición, a través de los diagramas momento-curvatura hallados mediante el Método Isoterma 500.

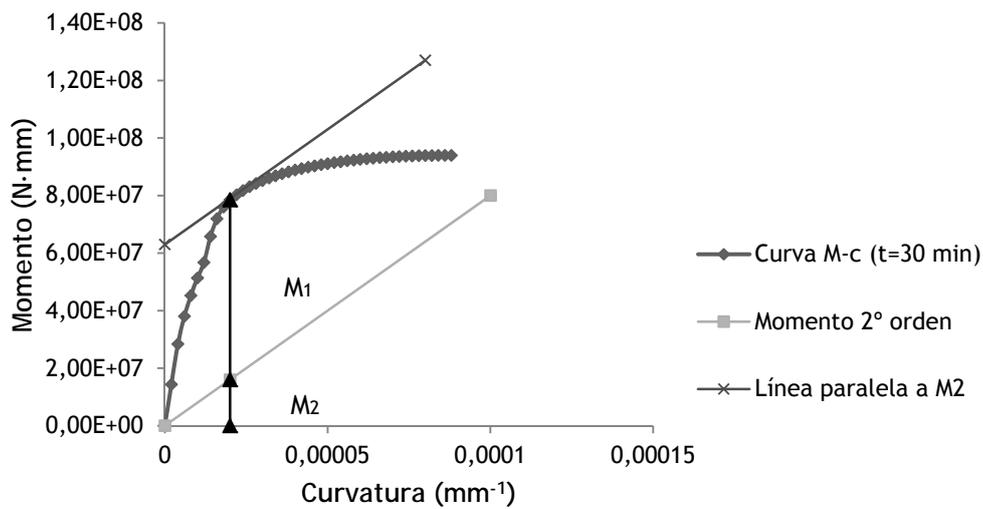


Figura 4.28. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 30 minutos y axil 500kN (Método Isoterma 500).

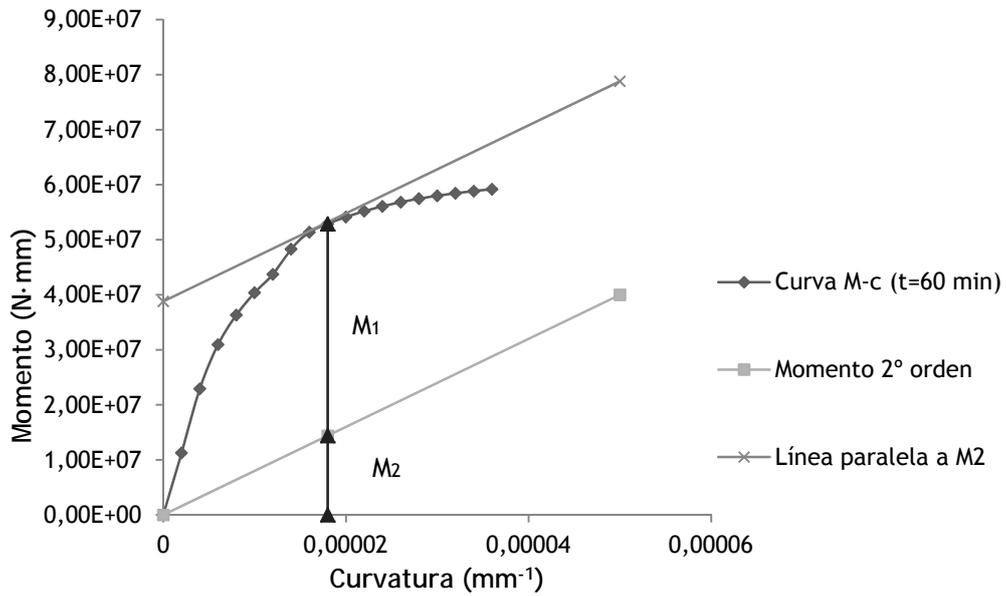


Figura 4.29. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 60 minutos y axil 500kN (Método Isoterma 500).

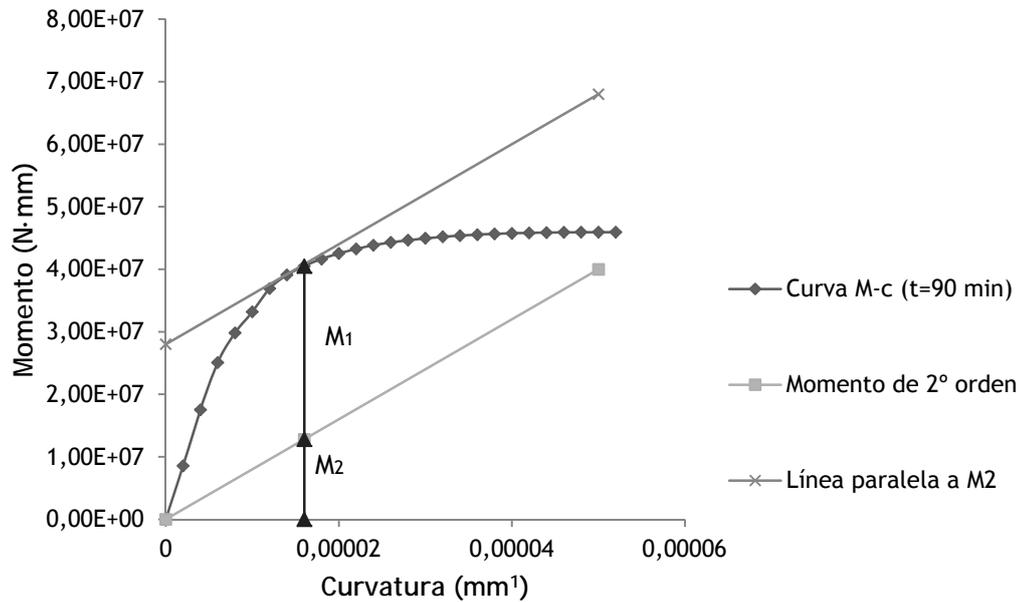


Figura 4.30. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 90 minutos y axil 500kN (Método Isoterma 500).

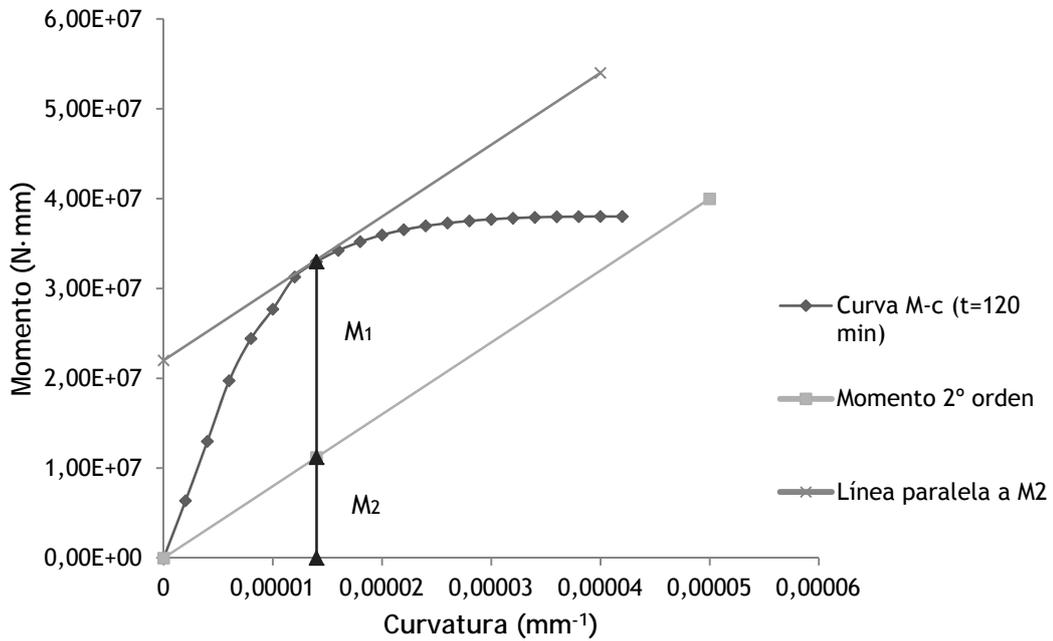


Figura 4.31. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 120 minutos y axil 500kN (Método Isoterma 500).

	R 30	R 60	R 90	R120
M_{1d} (kN·m)	10 kN·m			
M (kN·m)	78,52	52,89	40,51	32,98
M_2 (kN·m)	16	14,4	12,8	11,2
M_1 (kN·m)	62,52	38,49	27,71	21,78

Tabla 4.3. Resultados del Método Columna Modelo; Momento de primer orden de cálculo, M_{1d} , Momento total, M, Momento de segundo orden M_2 y Momento de primer orden M_1 (Método Isoterma 500).

De la tabla 4.3 y de las figuras 4.28., 4.29., 4.30. y 4.31. se extrae que para ningún tiempo de exposición, 30, 60, 90 y 120 minutos; se produce un fallo por inestabilidad en el pilar estudiado para carga axil 500 kN, con los datos obtenidos del Método Isoterma 500, ya que en ningún caso el momento de primer orden de cálculo M_{1d} supera el momento de primer orden resistente M_1 .

4.3.5.2. Método de las Zonas

A continuación se presentan los resultados obtenidos aplicando el Método Columna Modelo para los distintos tiempos de exposición, mediante los diagramas momento-curvatura hallados con el Método de las Zonas para 15 divisiones del semiespesor de la sección.

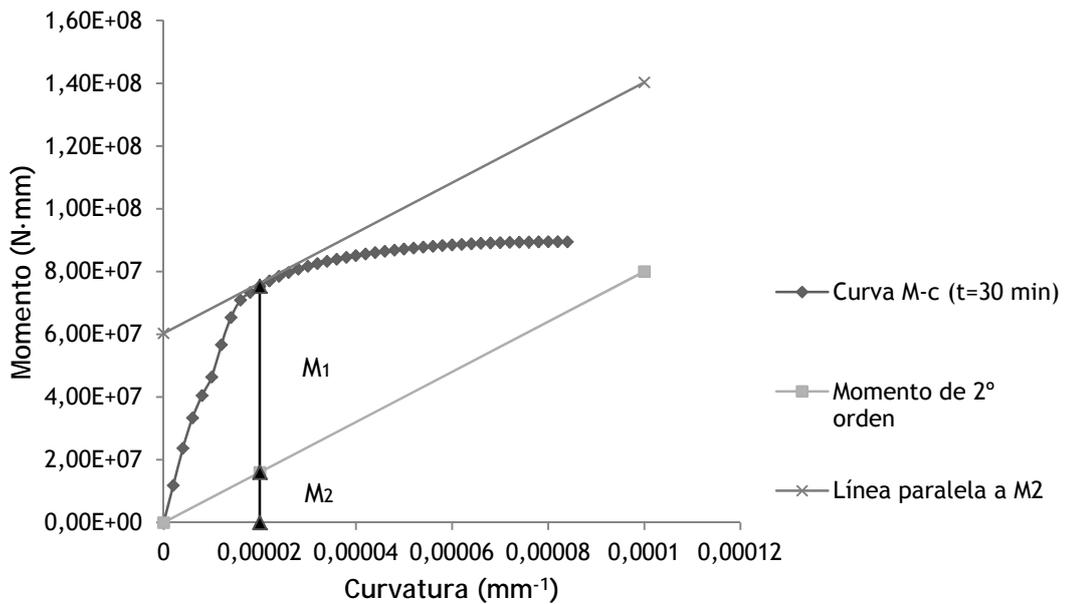


Figura 4.32. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 30 minutos y axil 500kN (Método de las Zonas).

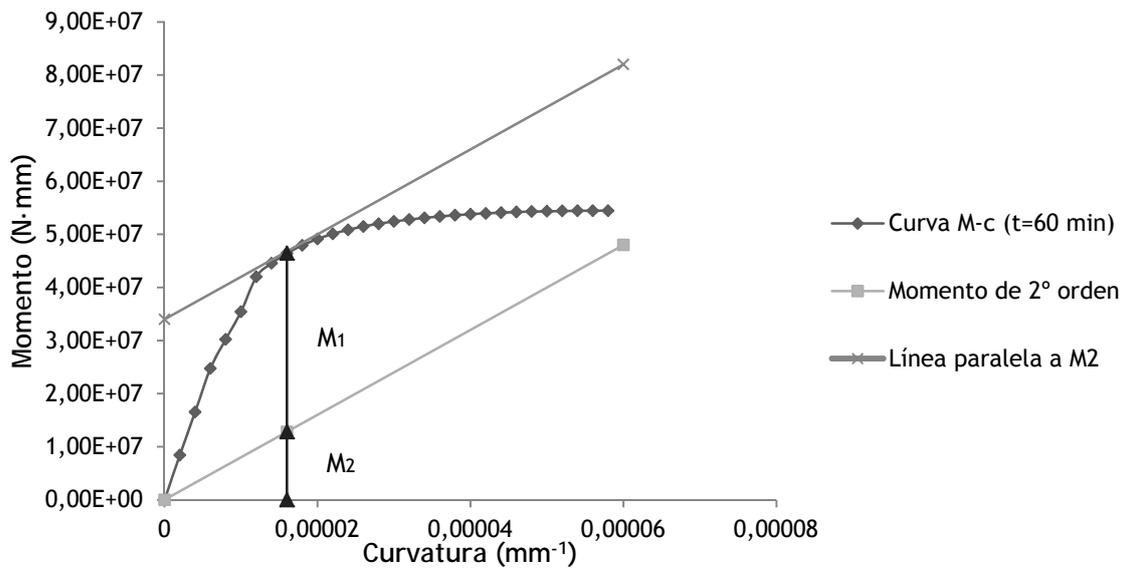


Figura 4.33. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 60 minutos y axil 500kN (Método de las Zonas).

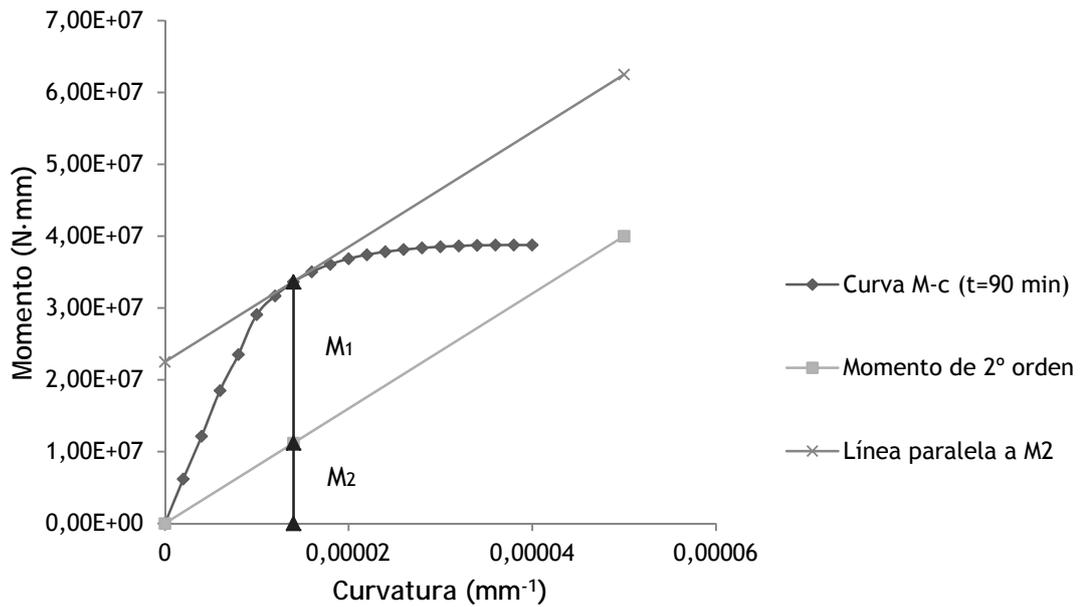


Figura 4.34. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 90 minutos y axil 500kN
(Método de las Zonas).

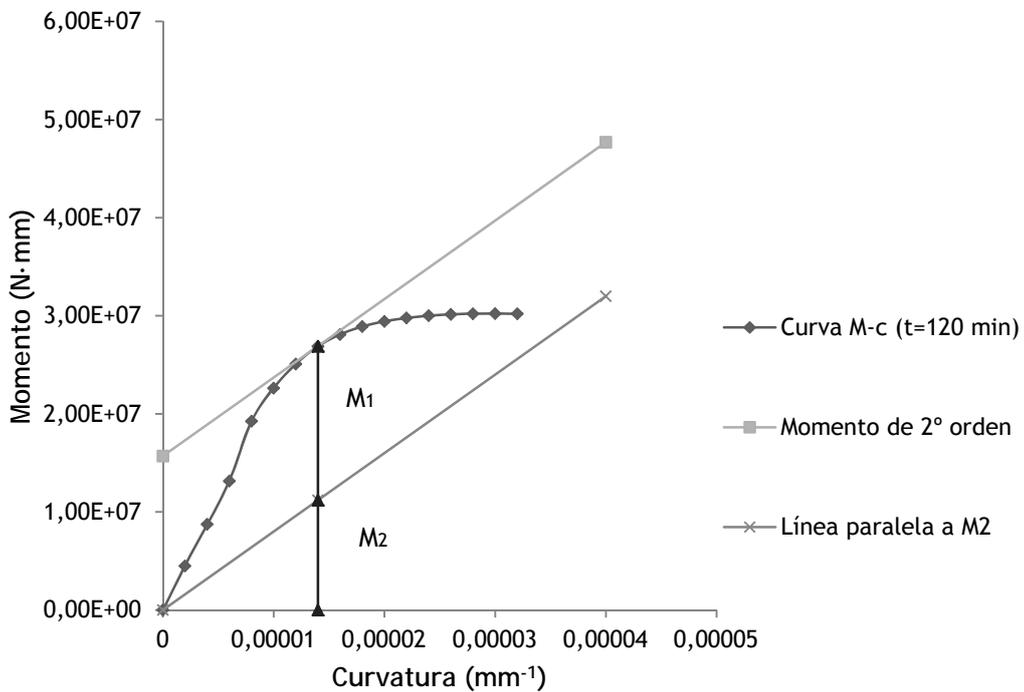


Figura 4.35. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 120 minutos y axil 500kN
(Método de las Zonas).

	R 30	R 60	R 90	R120
M_{1d} (kN·m)	10 kN·m			
M (kN·m)	75,34	46,44	33,62	26,89
M_2 (kN·m)	16	12,8	11,2	11,2
M_1 (kN·m)	59,34	33,64	33,64	15,69

Tabla 4.3. Resultados del Método Columna Modelo; Momento de primer orden de cálculo, M_{1d} , Momento total, M, Momento de segundo orden M_2 y Momento de primer orden M_1 (Método de las Zonas).

De la tabla 4.4. y de las figuras 4.32., 4.33., 4.34.y 4.35. se extrae que para ningún tiempo de exposición, 30, 60, 90 y 120 minutos; se produce un fallo inestabilidad en el pilar estudiado para carga axil 500 kN, con los datos obtenidos del Método de las Zonas, ya que en ningún caso el momento de primer orden de cálculo M_{1d} supera el momento de primer orden M_1 .

4.3.5.3. Método Youssef-El-Fitiany

En este apartado se recogen los resultados obtenidos del estudio de los efectos de segundo orden del pilar tipo utilizando los diagramas momento-curvatura para axil 500 kN calculados mediante el Método de El-Fitiany-Youssef.

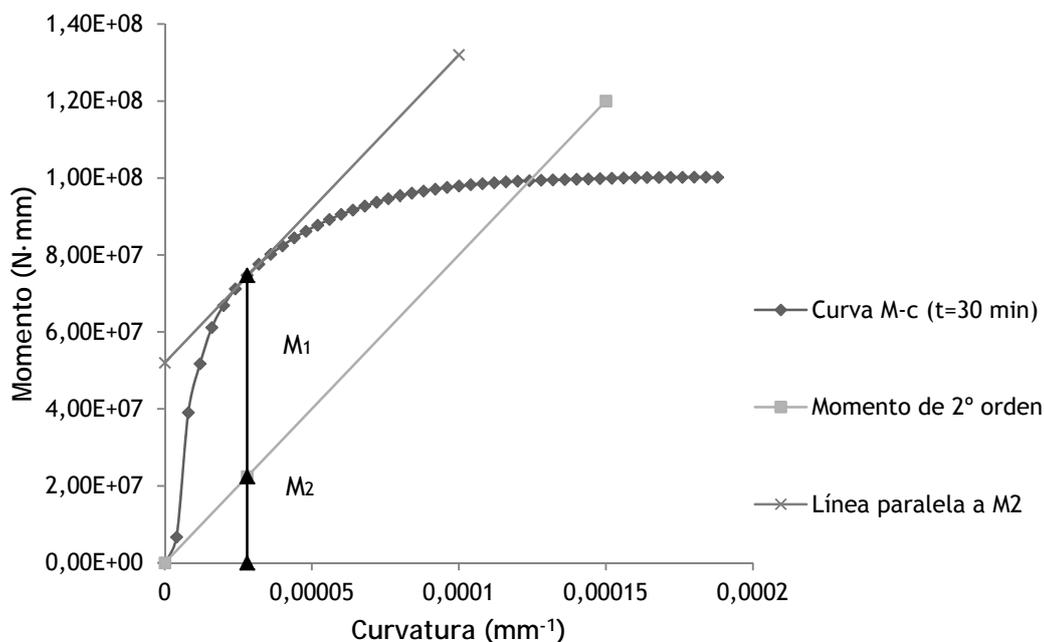


Figura 4.36. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 30 minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

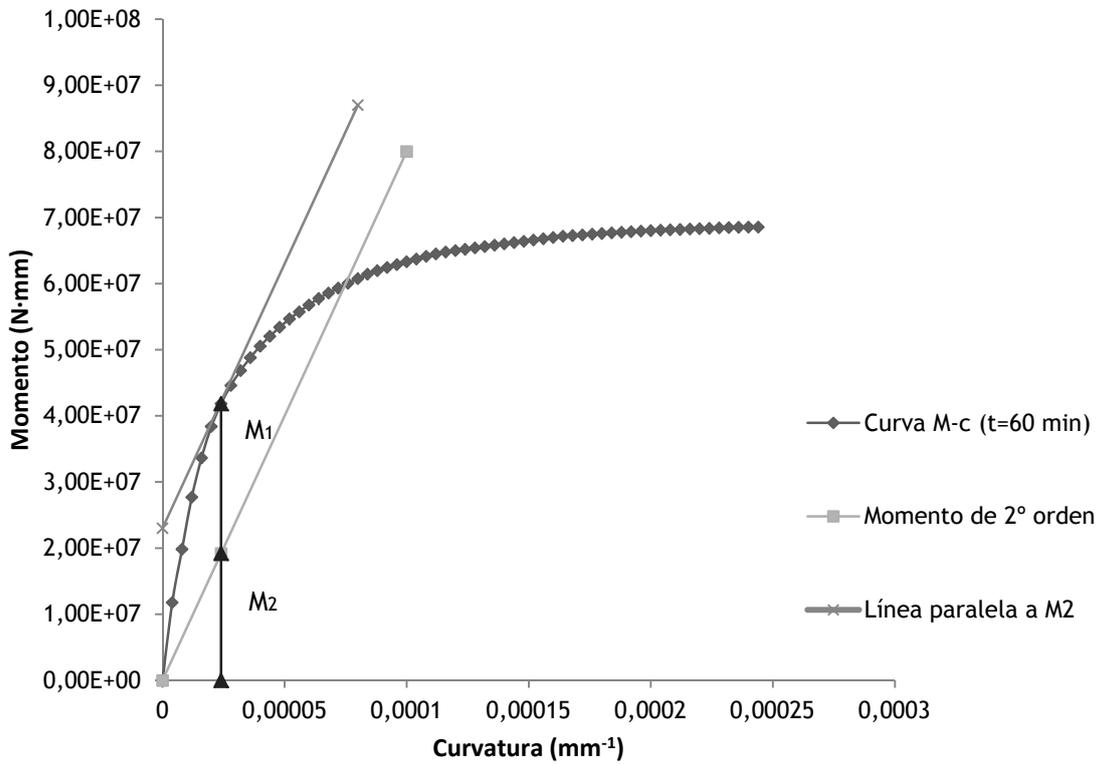


Figura 4.37. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 60 minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

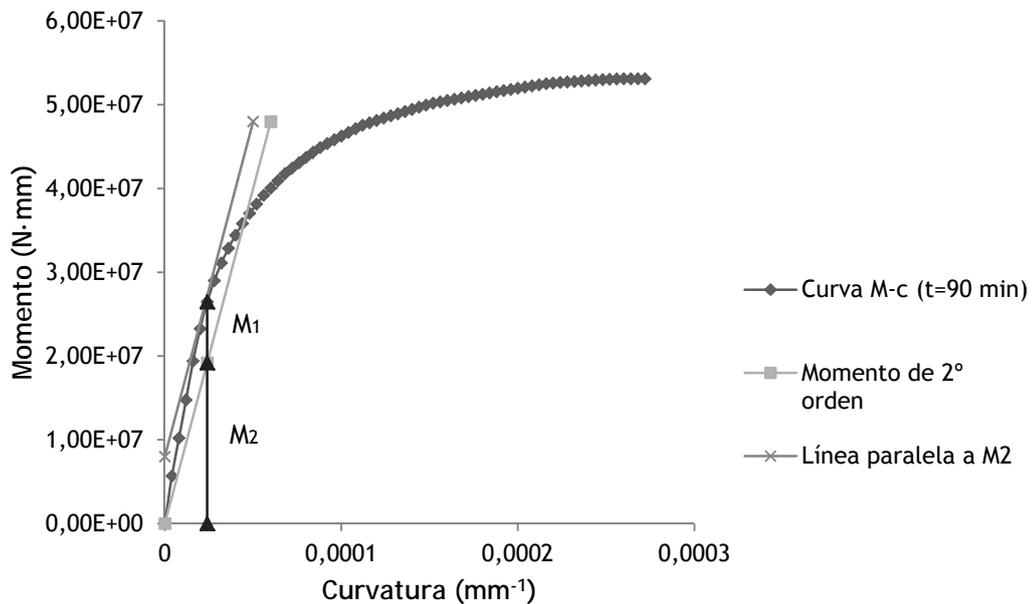


Figura 4.38. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 90 minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

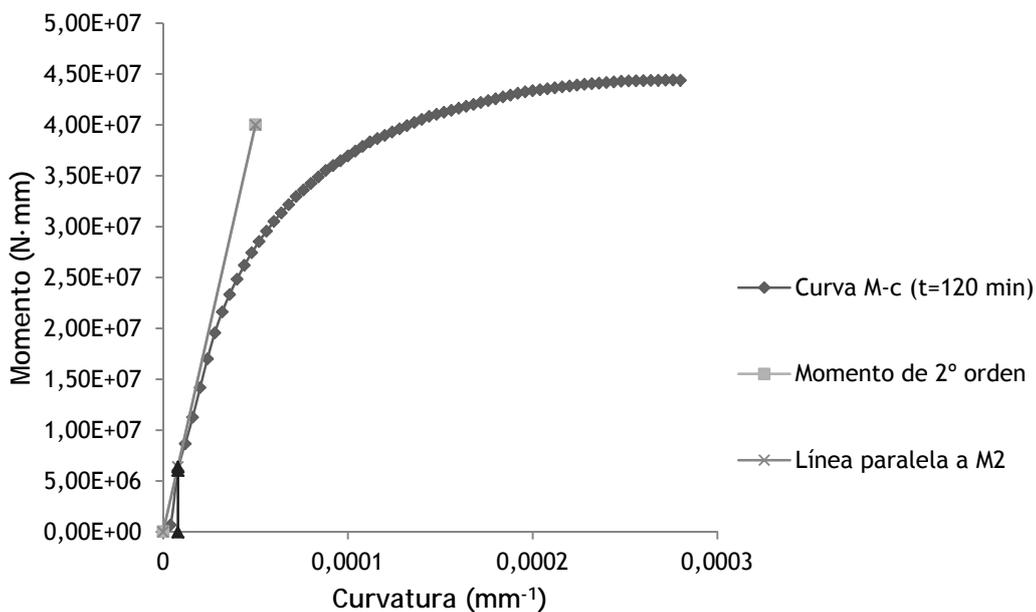


Figura 4.39. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 120 minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

	R 30	R 60	R 90	R120
M_{1d} (kN·m)	10 kN·m			
M (kN·m)	74,73	41,86	26,48	6,04
M_2 (kN·m)	22,40	19,20	19,20	6,40
M_1 (kN·m)	52,33	22,66	7,28	-0,36

Tabla 4.3. Resultados del Método Columna Modelo; Momento de primer orden de cálculo, M_{1d} , Momento total, M, Momento de segundo orden M_2 y Momento de primer orden M_1 (Método El-Fitiany-Youssef).

Tal y como se observa en la tabla 4.5 y las figuras 4.36., 4.37., 4.38. y 4.39. para R90 y R120 el pilar fallaría por inestabilidad para una carga axial de 500 kN ya que en estos dos casos el momento de primer orden de cálculo M_{1d} es mayor que el momento de primer orden resistente M_1 .

4.3.5.4. Método Exacto

Este apartado presenta los resultados obtenidos del estudio de los efectos de segundo orden del pilar tipo utilizando los diagramas momento-curvatura para axil 500 kN calculados mediante el Método Exacto.

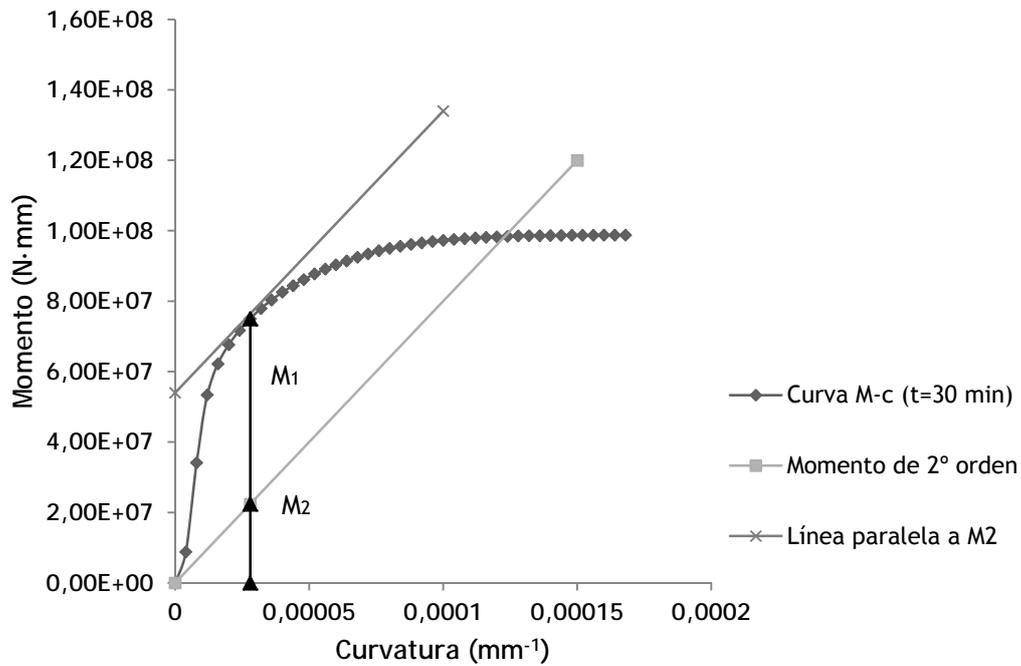


Figura 4.40. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 30 minutos (Método Exacto).

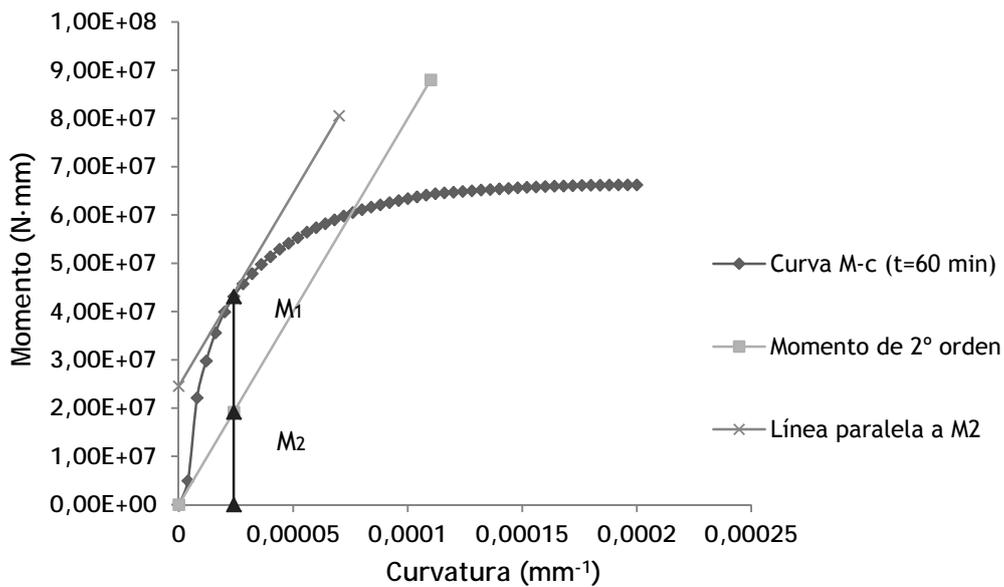


Figura 4.41. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 60 minutos (Método Exacto).

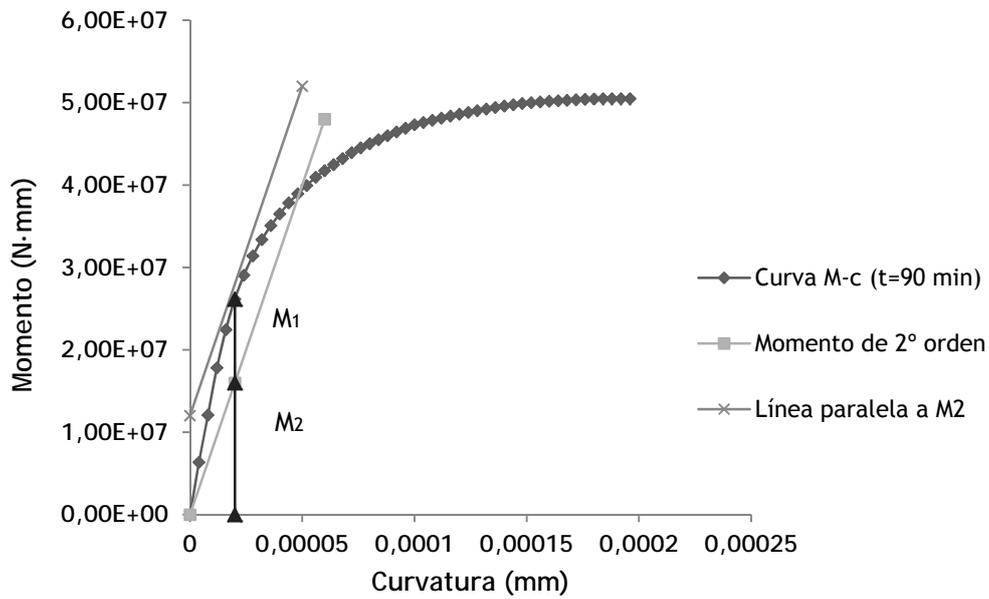


Figura 4.42. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 90 minutos (Método Exacto).

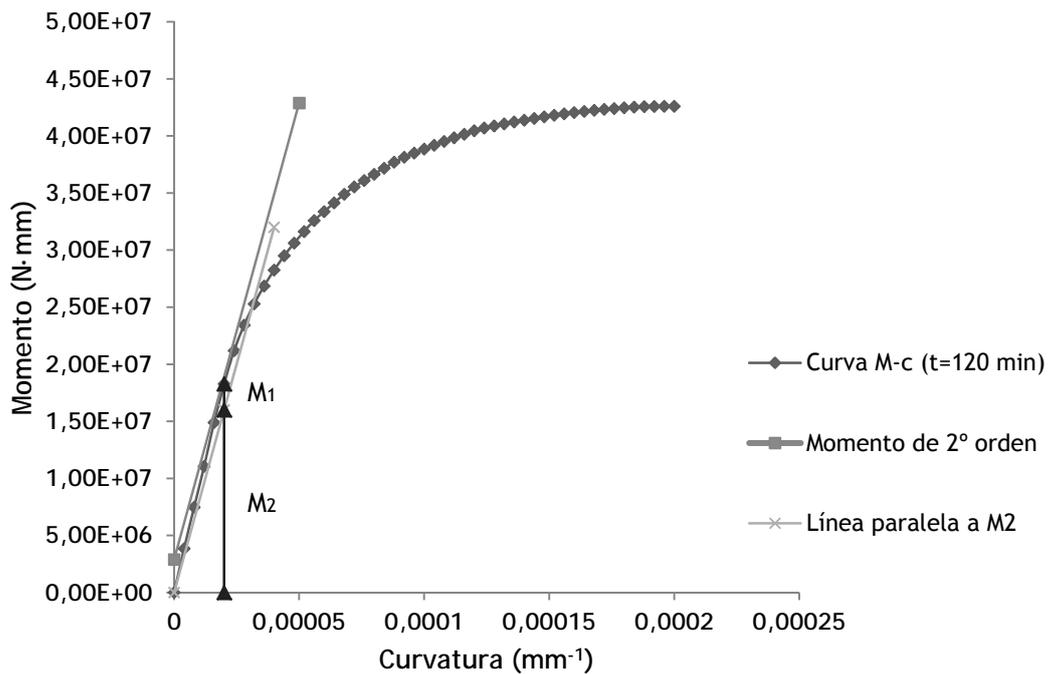


Figura 4.43. Método Columna Modelo, tiempo de exposición 120 minutos (Método Exacto).

	R 30	R 60	R 90	R120
M_{1d} (kN·m)	10 kN·m			
M (kN·m)	75,03	43,12	26,16	18,28
M_2 (kN·m)	22,40	19,20	16,00	16,00
M_1 (kN·m)	52,63	23,92	10,16	2,28

Tabla 4.3. Resultados del Método Columna Modelo; Momento de primer orden de cálculo, M_{1d} , Momento total, M; Momento de segundo orden M_2 y Momento de primer orden M_1 (Método Exacto).

Observando la tabla 4.6 y las figuras 4.40., 4.41., 4.42. y 4.43 se pueden concluir que para R120 el pilar fallaría por inestabilidad para una carga axil de 500 kN ya que en ese caso el momento de primer orden de cálculo M_{1d} es mayor que el momento de primer orden resistente M_1 .

4.3.6. Resumen y comparativa de resultados

En este apartado se van a comparar los resultados obtenidos mediante los cuatro métodos. En las figuras que se recogen a continuación se representan los diagramas momento-curvatura para un axil de 500 kN, axil de cálculo, y un axil de 1300 kN.

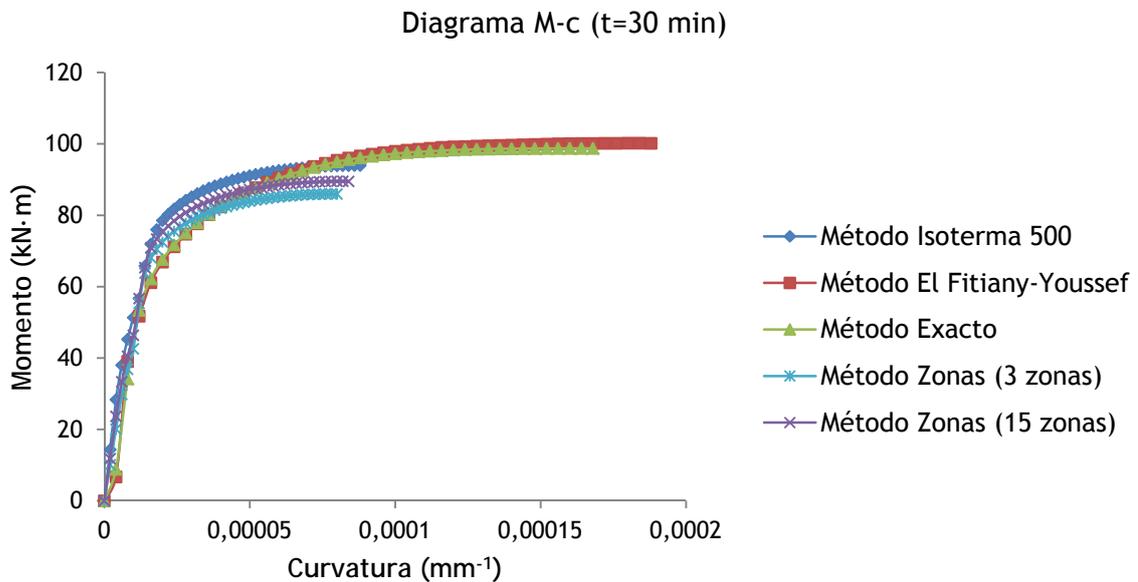


Figura 4.44. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 30 minutos, axil 500 kN; Métodos Isoterma 500, Método El-Fitiany-Youssef, Método Exacto y Método Zonas.

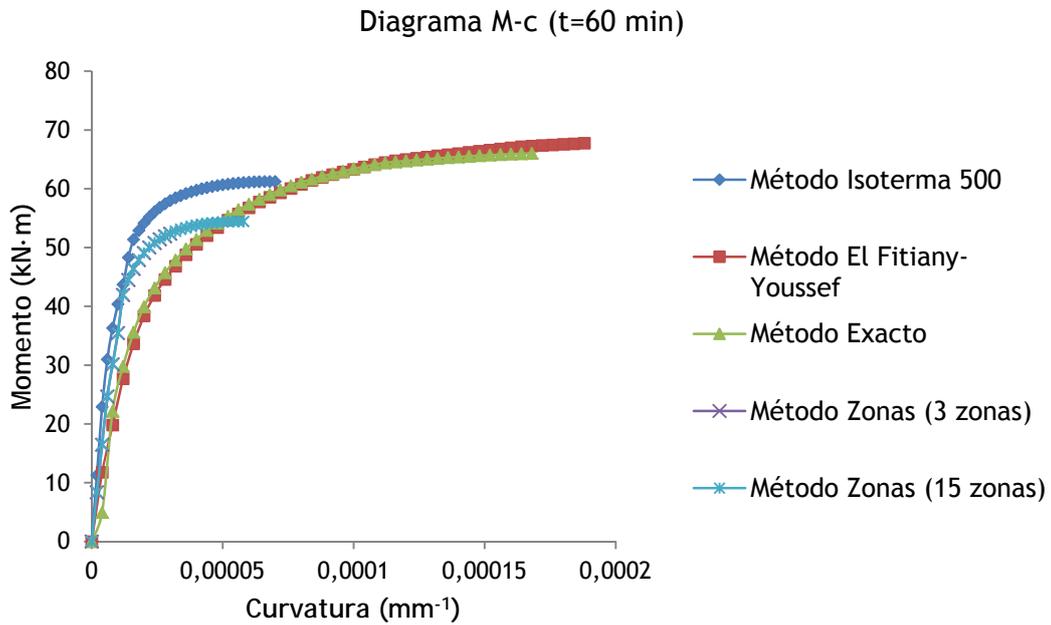


Figura 4.45. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 60 minutos, axil 500 kN; Métodos Isoterma 500, Método El-Fitiyany-Youssef, Método Exacto y Método Zonas.

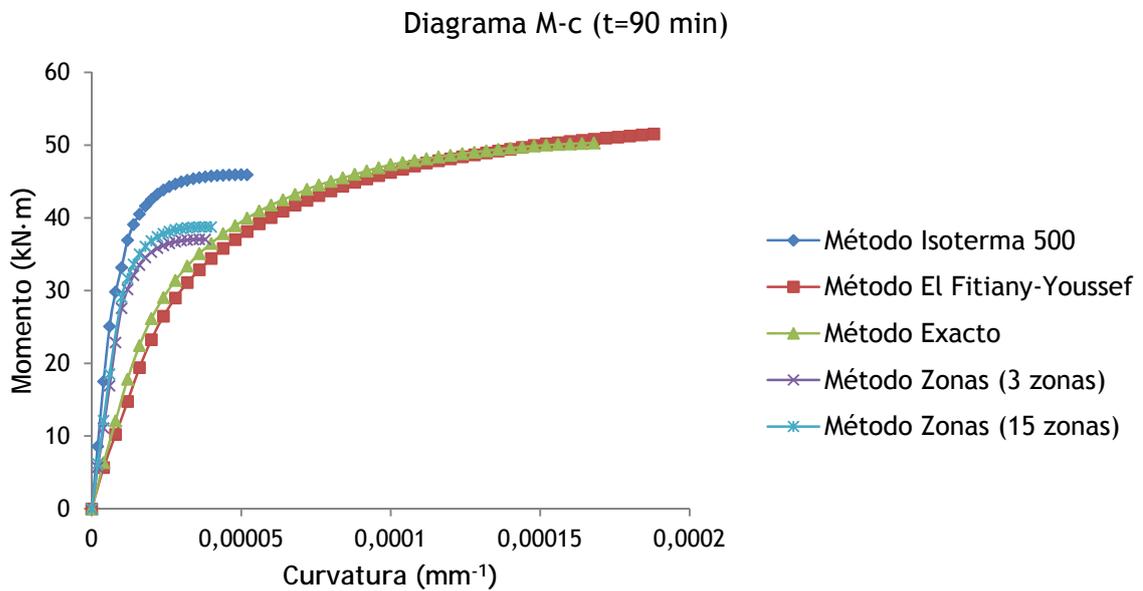


Figura 4.46. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 90 minutos, axil 500kN; Métodos Isoterma 500, Método El-Fitiyany-Youssef, Método Exacto y Método Zonas.

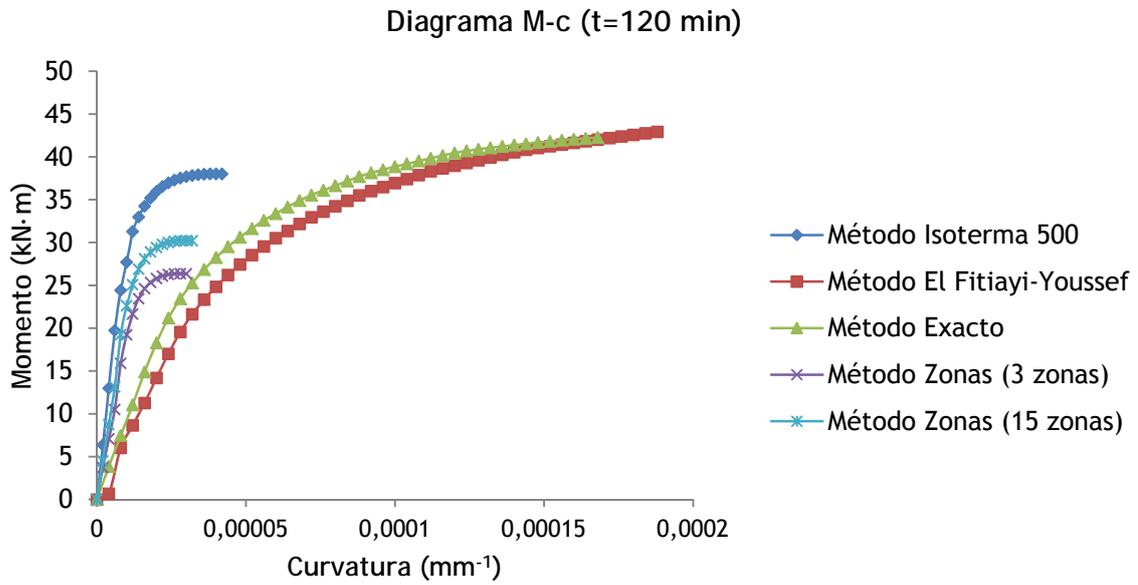


Figura 4.47. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 120 minutos, axil 500kN; Métodos Isotherma 500, Método El-Fitiayi-Youssef, Método Exacto y Método Zonas

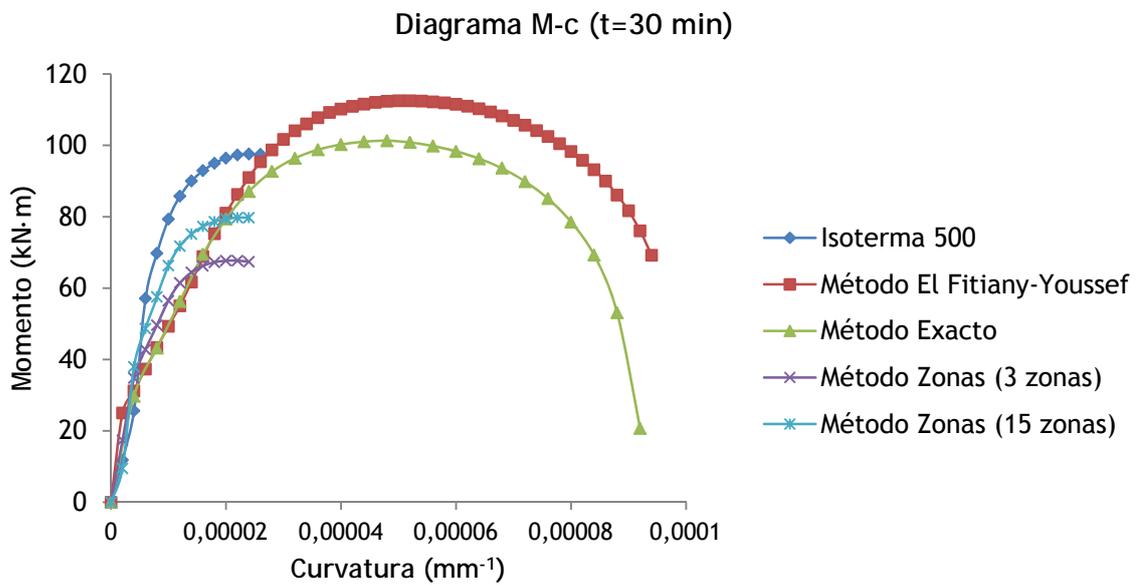


Figura 4.48. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 30 minutos, axil 1300 kN; Métodos Isotherma 500, Método El-Fitiayi-Youssef, Método Exacto y Método Zonas.

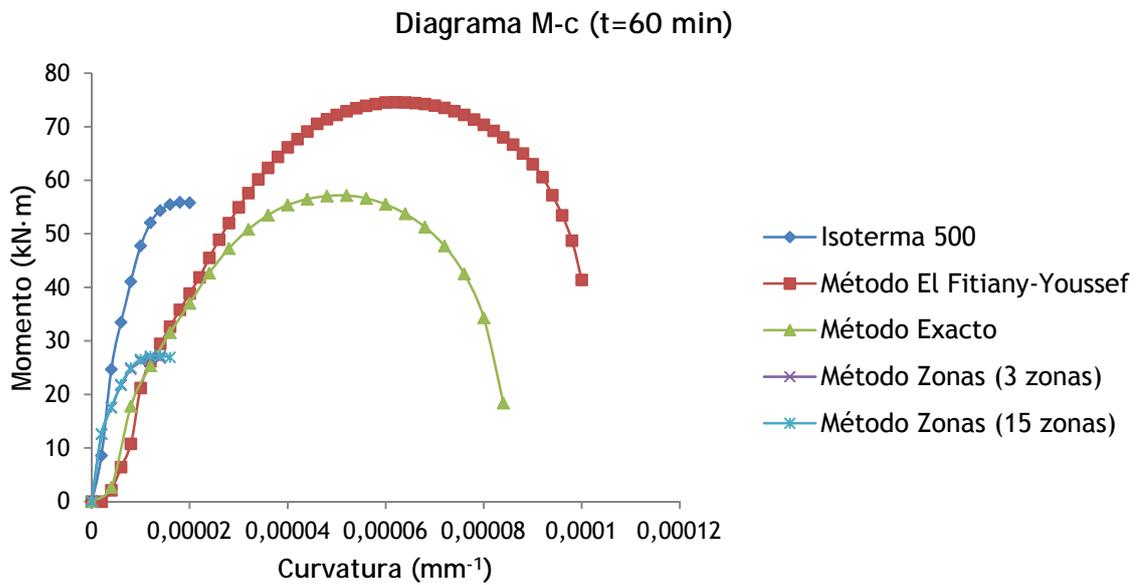


Figura 4.49. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 60 minutos, axil 1300 kN; Métodos Isoterma 500, Método El-Fitiyany-Youssef, Método Exacto y Método Zonas.

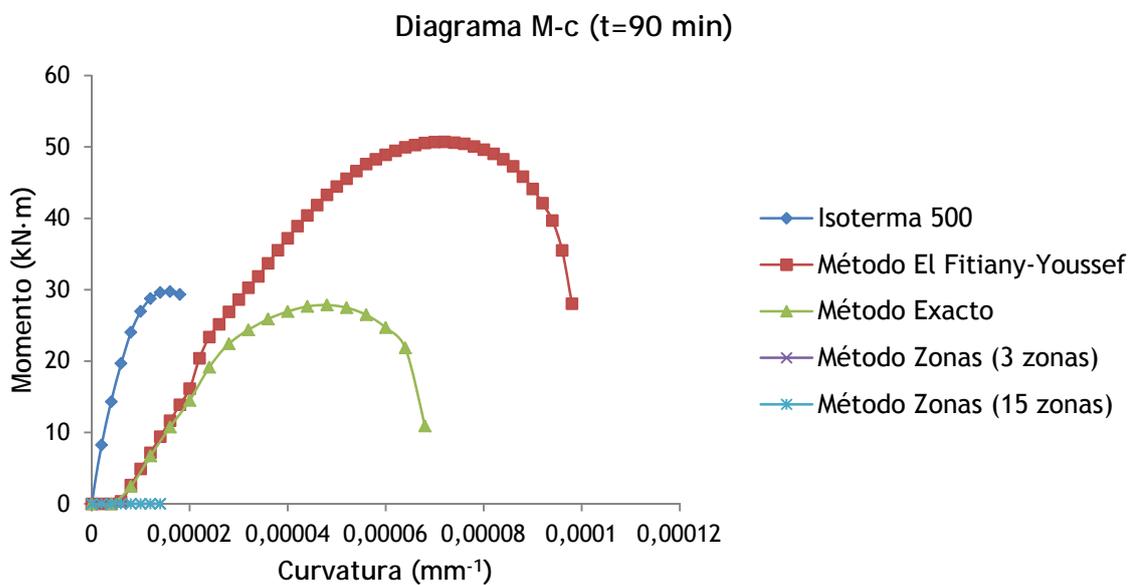


Figura 4.50. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 90 minutos, axil 1300 kN; Métodos Isoterma 500, Método El-Fitiyany-Youssef, Método Exacto y Método Zonas.

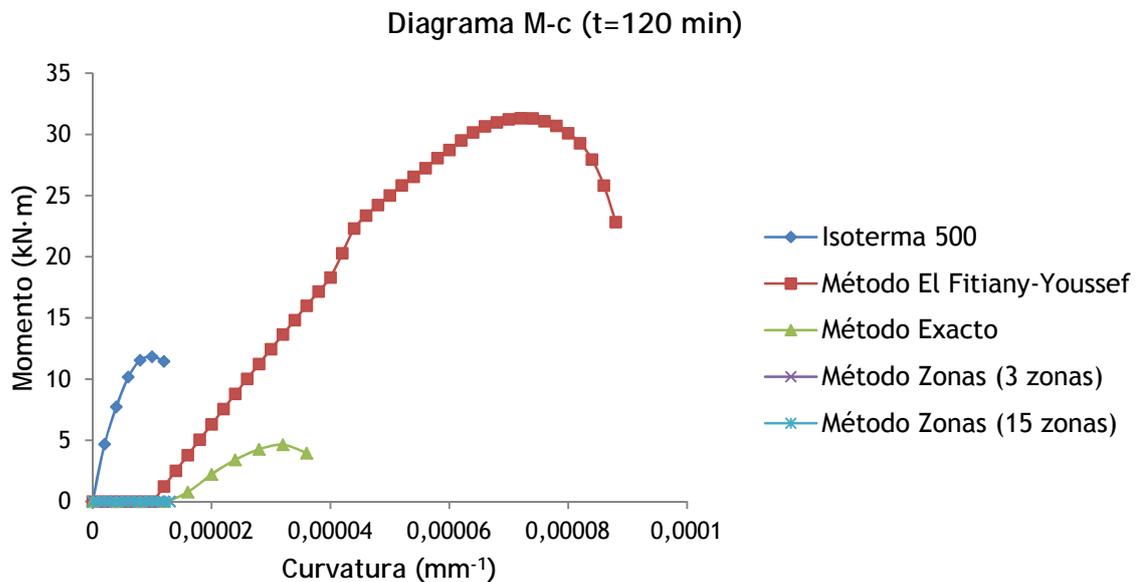


Figura 4.51. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 120 minutos, axil 1300 kN; Métodos Isotherma 500, Método El-Fitiyany-Youssef, Método Exacto y Método Zonas.

En las figuras 4.44, 4.45, 4.46 y 4.47 para un axil de 500 kN se observa que los diagramas obtenidos mediante el método El-Fitiyany-Youssef presentan una buena coincidencia con los diagramas obtenidos mediante el Método Exacto, aunque para tiempos de exposición altos, el método de El-Fitiyany-Youssef muestra resultados no conservadores.

Se puede observar que los momentos últimos obtenidos mediante el Método de la Isotherma 500 quedan del lado de la seguridad para un axil de 500 kN comparándolos con los valores obtenidos mediante el Método Exacto, figuras 4.44., 4.45., 4.46. y 4.47, pero los puntos curvatura-momento no son coincidentes en ambos procedimientos; por tanto mediante el Método Isotherma 500 no se obtiene un diagrama momento-curvatura representativo del comportamiento real de la sección.

Al igual que el Método de la Isotherma 500, el Método de las Zonas proporciona puntos curvatura-momento que no coinciden con los obtenidos mediante el método exacto. En cuanto a los momento últimos producidos por el Método de las Zonas, se puede advertir que son menores que los obtenidos mediante el Método Exacto, y la diferencia se hace mayor conforme aumenta el tiempo de exposición. Cabe destacar que aunque el Método de las Zonas ofrece resultados alejados de los proporcionados por el Método Exacto, siempre se mantienen en el lado de la seguridad.

Cuando se aplica a la sección una carga axil superior al axil del punto de rotura equilibrada, como por ejemplo en este caso 1300 kN, se observa que los diagramas momento-curvatura obtenidos mediante el método de El-Fitiyany-Youssef muestran una considerable divergencia

frente a los obtenidos mediante el método exácto, diferencia que se va incrementando con el tiempo de exposición y le adjudica unos resultados no seguros. Para este nivel de carga axil, el Método de la Isotherma 500 es el que presenta resultados más próximos al Método Exacto en cuanto al valor del momento último. En el caso del Método de las Zonas se registran valores de momento último mucho menores que los obtenidos con el Método de la Isotherma 500 y Método Exacto, son resultados, por tanto, más conservadores.

Es interesante señalar que los resultados obtenidos por el Método de las Zonas dividiendo la mitad del ancho de la sección en 3 zonas y dividiéndola en 15 zonas son similares para todos los tiempos de exposición y para todos los niveles de carga axil.

Comparando los diagramas de interacción axil-momento obtenidos mediante los tres métodos, figuras 4.52., 4.53., 4.54. y 4.55, para todos los tiempos de exposición se puede concluir que para puntos por debajo del punto de rotura equilibrada el método propuesto por El-Fitiany y Youssef muestra buenos resultados al compararlos con los obtenidos mediante el Método Exacto. Sin embargo para axiles mayores al del punto de rotura equilibrada, los datos obtenidos mediante el método propuesto por El-Fitiany y Youssef presentan una notable discrepancia comparados con el Método Exacto, produciendo resultados no conservadores. Además esta desigualdad aumenta a medida que aumenta el tiempo de exposición, como puede observarse en las figuras 4.52., 4.53., 4.54. y 4.55.

El Método de la Isotherma 500 presenta buena coincidencia con los resultados del Método Exacto para todos los tiempos de exposición, aunque es importante señalar que los casos en que la sección trabaja principalmente a compresión, puntos del diagrama N-M por encima del punto de rotura equilibrada, este método aporta resultados que quedan del lado de la no seguridad.

En cuanto en Método de las Zonas proporciona diagramas axil-momento muy conservadores en todos los casos de estudio.

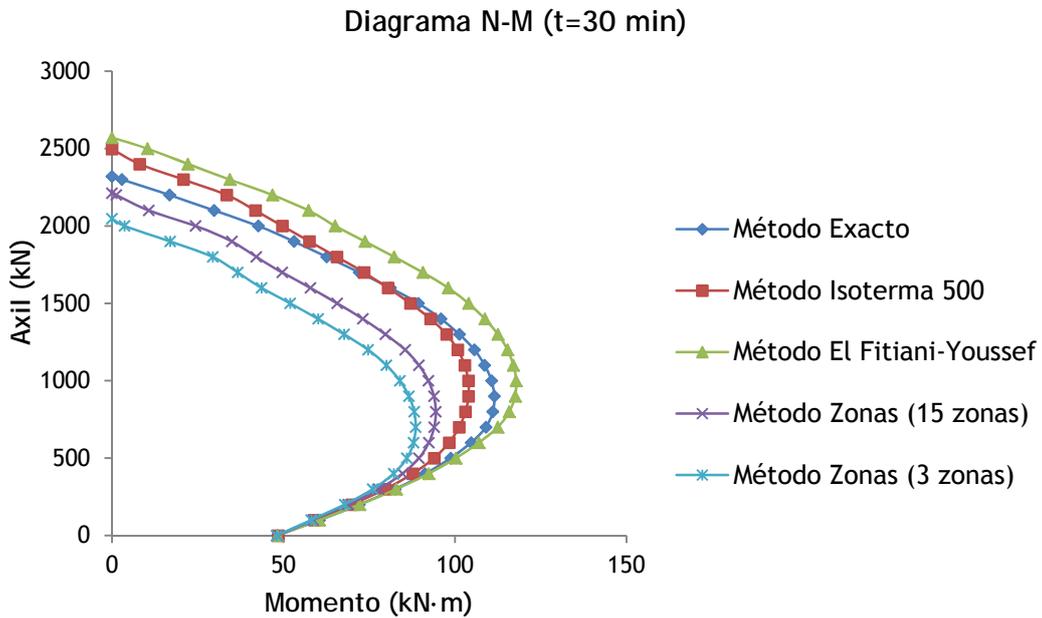


Figura 4.52. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 30 minutos, Métodos Isoterma 500, Método El-Fitiany-Youssef, Método Zonas y Método Exacto.

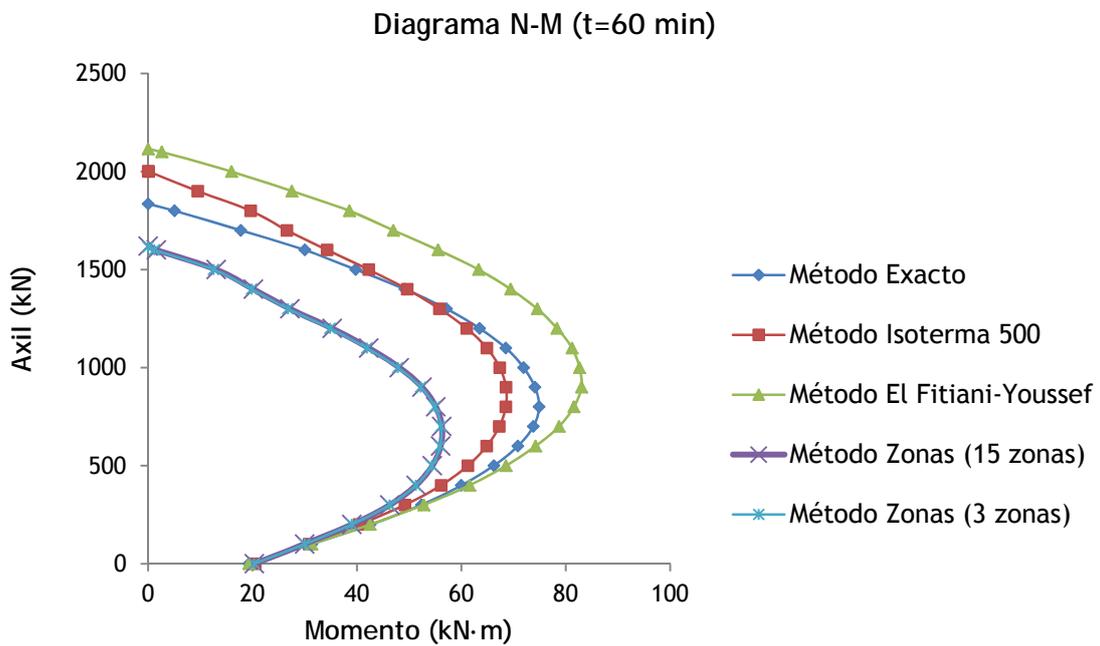


Figura 4.53. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 60 minutos, Métodos Isoterma 500, Método El-Fitiany-Youssef, Método Zonas y Método Exacto.

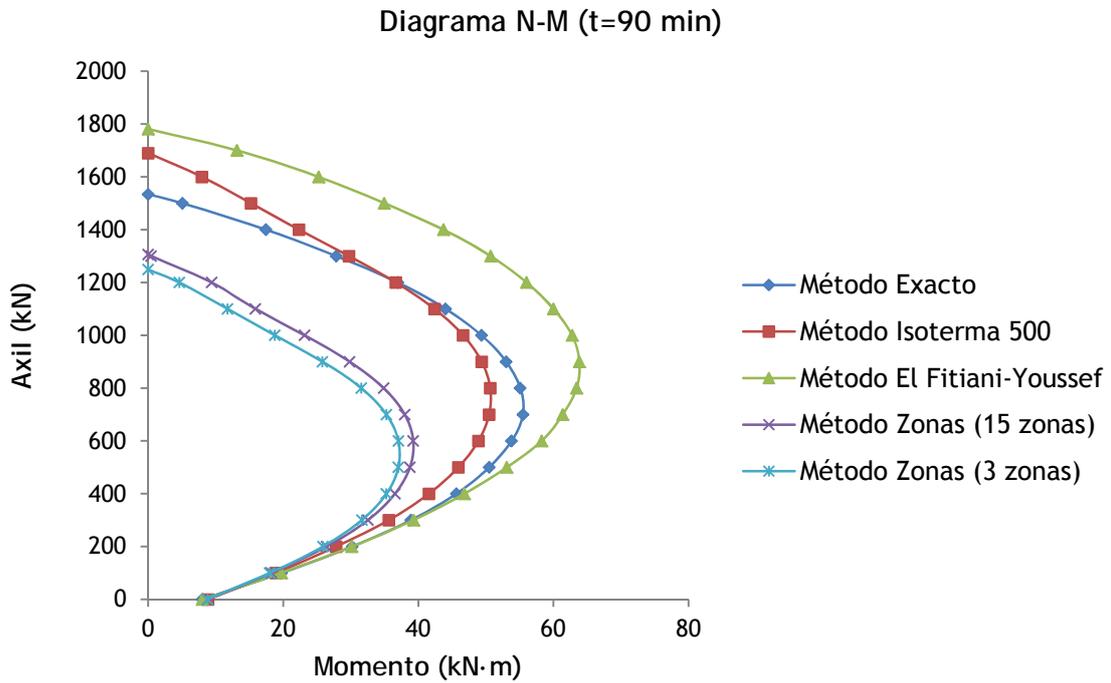


Figura 4.54. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 90 minutos, Métodos Isoterma 500, Método El-Fitiany-Youssef, Método Zonas y Método Exacto.

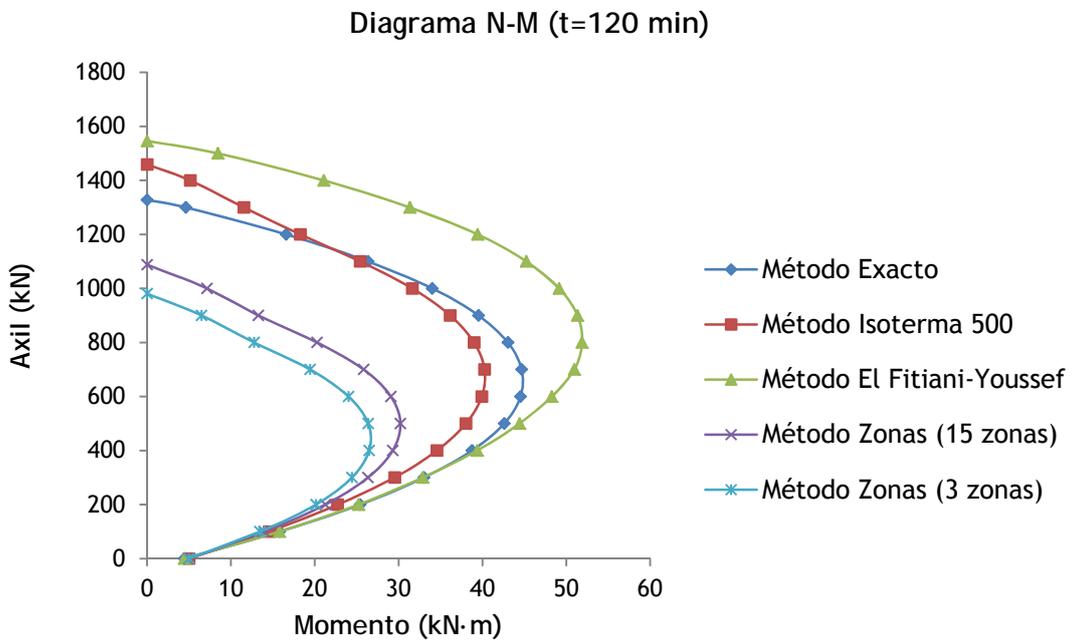


Figura 4.55. Diagrama momento-curvatura para tiempo de exposición 120 minutos, Métodos Isoterma 500, Método El-Fitiany-Youssef, Método Zonas y Método Exacto.

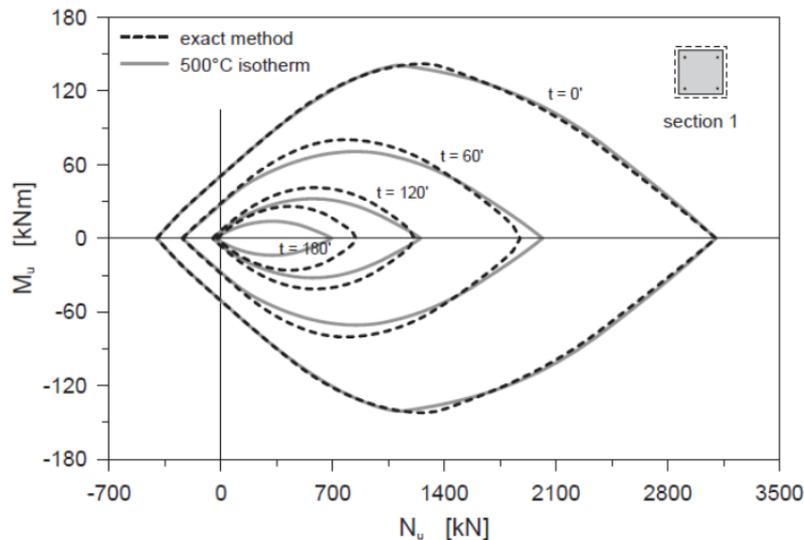


Figura 4.56. Comparativa entre el Método Isoterma 500 y el Método Exacto, FIB Bulletin 46.

La figura 4.56, extraída del FIB-CEB-FIP Boletín N° 46 [16], muestra los diagramas momento-axil obtenidos mediante el Método de la Isoterma 500 y el Método Exacto, para un pilar con las mismas características mecánicas y geométricas que el que se ha estudiado en esta tesina, expuesto al fuego en sus cuatro caras para distintos tiempos de exposición. Como se puede comprobar estos diagramas coinciden con los presentados en las figuras 4.53. y 4.55.

Además del análisis del fallo por rotura del pilar en condiciones de incendio se ha realizado el estudio de estabilidad del pilar tipo expuesto a fuego mediante el método simplificado columna-modelo utilizando los diagramas momento-curvatura hallados a través de los métodos: Isoterma 500, de las Zonas, El-Fitiany-Youssef y Exacto. Para realizar este estudio se ha considerado una carga axil de 500 kN y una excentricidad mínima propuesta por la EHE-08 [15] que produce un momento de primer orden en el caso a estudio de 10 kN·m.

Según los resultados presentados en los apartados anteriores se concluye que mediante el método propuesto por El Fititani-Youssef el pilar fallaría por inestabilidad para tiempo de exposición 90 minutos, mientras que mediante el Método Exacto lo haría para tiempo 120 minutos. Por tanto el método propuesto por El Fititani-Youssef presenta, en este caso, resultados conservadores. Para los Método de la Isoterma 500 y el Método de las Zonas el pilar no fallaría por inestabilidad en los tiempos de exposición estudiados.

Cabe destacar que puesto que para desarrollar el Método Columna Modelo se necesita el diagrama momento-curvatura de la sección para el axil de cálculo, es de esperar que para los datos aportados por el Método Isoterma 500 y Método de las Zonas no se obtengan resultados válidos, ya que los diagramas momento-curvatura hallados mediante estos dos métodos no representan adecuadamente el comportamiento del pilar.

Se realiza a continuación el cálculo del pilar a estudio utilizando las tablas propuestas en la normativa y expuestos en el apartado 3.5.4.3 de este documento.

En el caso del Eurocódigo (UNE EN 1992-1-2 [7]) Método A, 3.5.4.3.A, no se podrá utilizar la tabla 3.19 ya que el pilar que se está estudiando tiene una longitud eficaz de 4 metros y los valores de dicha tabla sólo son aplicables para valores de longitud eficaz menores de 3 metros. Este mismo método propone una fórmula, ecuación 3.72, para calcular el valor de la resistencia a fuego. A continuación se presenta una tabla que recoge los datos de partida y los resultados obtenidos.

Datos	ω	0,15
	α_{cc}	1
	μ_{fi}	0,5
	a (mm)	30
	$l_{0,fi}$	4
	b' (mm)	300
Resultados	R_{nfi}	35,27
	R_a	0
	R_l	9,6
	R_b	27
	R_n	0
	R (minutos)	47,69

Tabla 4.7. Resistencia del pilar según UNE EN 1992-1-2 Método A.

Según el método B del Eurocódigo (UNE EN 1992-1-2 [7]) explicado en el apartado 3.5.4.3.B; columna 3 de la tabla 3.20 y teniendo en cuenta que $\omega = 0,1$ y $n = 0,15$ se tienen las siguientes dimensiones límites del pilar, ancho mínimo y recubrimiento mínimo, según cada resistencia a fuego.

Pilar a estudio (b_{min}/a_{min})	UNE EN 1992-1-2 2 R30 (b_{min}/a_{min})	UNE EN 1992-1-2 R60 (b_{min}/a_{min})	UNE EN 1992-1-2 R90 (b_{min}/a_{min})	UNE EN 1992-1-2 R120 (b_{min}/a_{min})
300/30	150/25	150/30:200/25	200/40:250/25	250/50:350/25

Tabla 4.8. Dimensiones mínimas según la resistencia del pilar a fuego según UNE EN 1992-1-2 [7].

Observando la tabla 4.8 se tiene que la resistencia del pilar a fuego según el Método B del Eurocódigo será R90 porque cumple con las dimensiones mínimas 250/25 pero no cumpliría con las dos configuraciones posibles para R120.

Por otra parte, la EHE-08 [15] y el DBSI (CTE) [13] presentan únicamente una tabla, tabla 3.22 de este documento, para obtener el valor de la resistencia a fuego de los pilares de hormigón, con valores mínimos de ancho y distancia mínima equivalente al eje, a_{min} .

Pilar a estudio (b_{min}/a_{min})	EHE/CTE R30 (b_{min}/a_{min})	EHE/CTE R60 (b_{min}/a_{min})	EHE/CTE R90 (b_{min}/a_{min})	EHE/CTE R120 (b_{min}/a_{min})
300/30	150/15	200/20	250/30	250/40

Tabla 4.9. Dimensiones mínimas según la resistencia del pilar a fuego según EHE-08 [15] y DBSI (CTE) [13].

Según la tabla 4.9. el pilar a estudio cumple las dimensiones mínimas hasta R90, para R120 no cumpliría por el recubrimiento mínimo de la armadura.

4.3.7. Flexión esviada

Como se comentó en el apartado 3.5.4.10.A existen dos motivos por los cuales un pilar en situación de incendio puede estar trabajando en flexión esviada además del debido a la excentricidad en la carga; spalling explosivo y exposición asimétrica al fuego.

En esta tesina, se ha estudiado como se puede analizar el comportamiento de un pilar a fuego cuando se expone a fuego en dos caras adyacentes mediante métodos simplificados. Como se expuso, esta situación de exposición genera un gradiente de temperaturas asimétrico en la sección sometiéndola a flexión esviada.

Se ha calculado la respuesta del pilar a estudio cuando se exponen dos caras adyacentes mediante la fórmula de Bresler (apartado 3.5.4.10.C), anteriormente utilizada por Tan y Yao [9] con el mismo fin.

En las siguientes tablas se muestran los resultados de las excentricidades ficticias que aplicadas a la carga simulan el efecto del calentamiento asimétrico del pilar. Se obtiene una excentricidad para cada eje, x e y , y para cada tiempo de exposición utilizando la fórmula 3.146 expuesta en el apartado 3.5.4.10.C.

Datos	h (m)	b (m)	e_0 (mm ⁻¹)	α	l_0 (m)	$I_x = I_y$ (m ⁴)	A_c (m ²)	i_g (m)	λ
	0,3	0,3	20	1	4	0,000675	0,09	0,0866	46,188

Tabla 4.10. Datos necesarios para calcular las excentricidades ficticias debidas a la exposición asimétrica del pilar al fuego

En la tabla 4.10 h y b son las dimensiones de la sección de hormigón en metros, e_0 es la excentricidad mínima considerada en milímetros, α es el factor de pandeo que depende de las condiciones de apoyo (ver 3.5.4.93.5.4.9.B, l_0 es la longitud eficaz del pilar en metros, I_x e I_y son los momentos de inercia de la sección en m⁴, A_c es el área de la sección de hormigón en m², i_g es el radio de giro de la sección en metros y λ es la esbeltez del pilar.

	t=30 min	t=60 min	t=90 min	t=120 min
e_{mov_x}	29,69	34,10	36,98	39,17
e_{mov_y}	29,69	34,10	36,98	39,17

Tabla 4.11. Excentricidades en los ejes x e y debidas a la exposición asimétrica del pilar al fuego

A continuación siguiendo con el procedimiento explicado en el apartado 3.5.4.10.C, se calculan para cada tiempo de exposición:

- P_{ox} es la máxima resistencia a la carga de la columna con un momento de $M_{ux} = P_u \cdot e_{mov_y}$, e_{mov_y} obtenido mediante la ecuación 3.146.
- P_{oy} es la máxima resistencia a la carga de la columna con un momento de $M_{uy} = P_u \cdot e_{mov_x}$, e_{mov_x} , obtenido mediante la ecuación 3.146.
- P_o es la máxima resistencia a la carga axial sin momentos aplicados.

Estos valores se obtendrán a partir de los diagramas de interacción P-M determinados mediante los métodos, exacto y propuesto por S.F. El-Fitiany y M.A. Youssef. Se ha calculado dos diagramas de interacción P-M para cada tiempo de exposición, uno exponiendo la cara perpendicular al eje x de la sección (e_{mov_x}) y otro exponiendo al fuego la cara perpendicular al eje y (e_{mov_y}).

Seguidamente se aplicará la fórmula de Bresler del método de las cargas recíprocas para obtener la carga máxima aproximada en caso de flexión esviada.

4.3.7.1. Resultados obtenidos mediante el método propuesto por S.F. El-Fitiany y M.A. Youssef

- Para tiempo de exposición $t=30$ minutos:

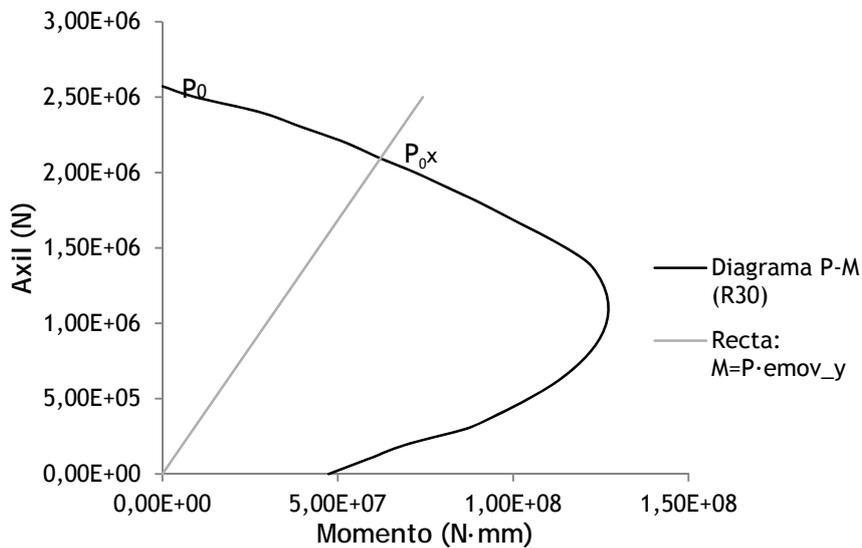


Figura 4.57. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_o y P_{ox} para $t=30$ min (Método El-Fitiany-Youssef).

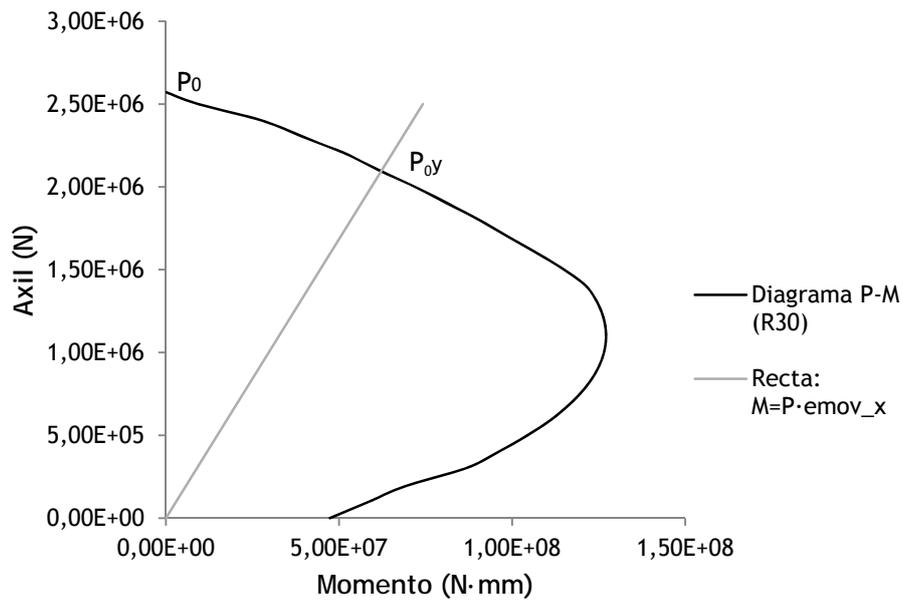


Figura 4.58. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0y} para $t=30$ min (Método El-Fitiany-Youssef).

P_{n0} (kN)	2572
P_{nx} (kN)	2090
P_{n0} (kN)	2572
P_{ny} (kN)	2090

Tabla 4.12. Máxima resistencia en cada eje, P_{nx} y P_{ny} , y sin momento aplicado, P_{n0} ; para $t=30$ minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

$1/P_{nx}$	$1/P_{ny}$	$1/P_0$	$1/P_n$	P_n	N_d
0,000478469	0,00047847	0,000388802	0,000568135	1760,14407	< 500

Tabla 4.13. Máxima resistencia en caso de flexión esviada, P_n , aplicando la fórmula de Bresler para $t=30$ minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

- Para tiempo de exposición $t=60$ minutos:

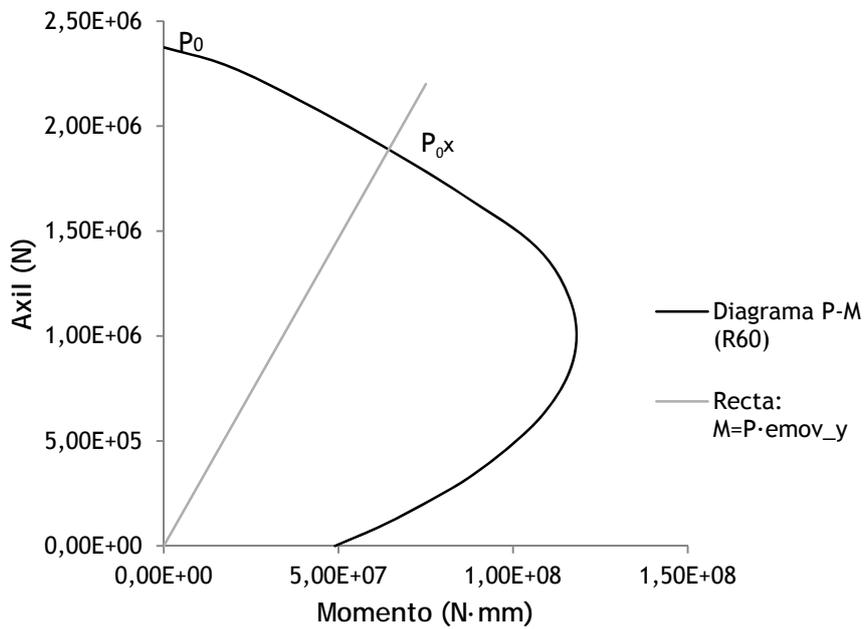


Figura 4.59. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0x} para $t=60$ min (Método El-Fitiany-Youssef).

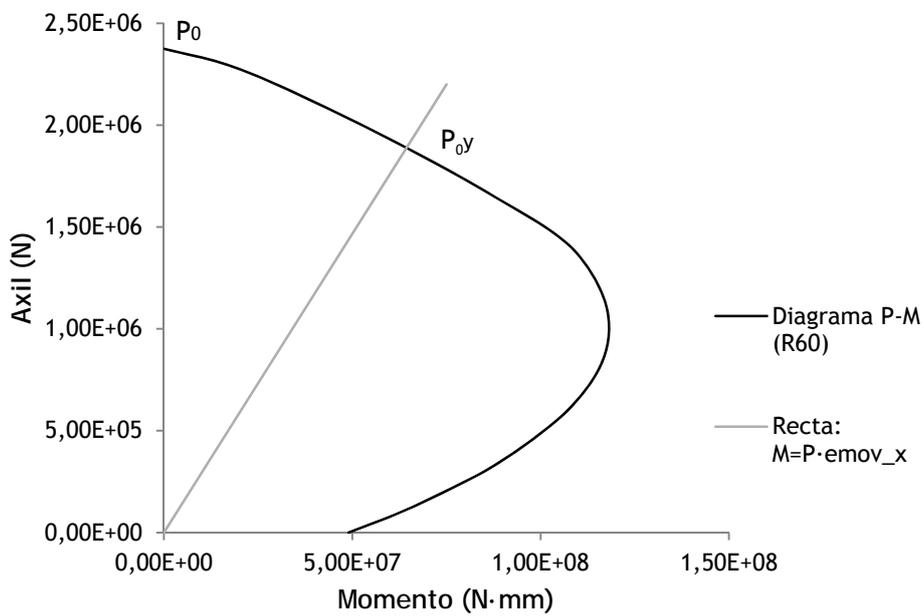


Figura 4.60. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0y} para $t=60$ min (Método El-Fitiany-Youssef).

P_{n0} (kN)	2375
P_{nx} (kN)	1890
P_{n0} (kN)	2375
P_{ny} (kN)	1890

Tabla 4.14. Máxima resistencia en cada eje, P_{nx} y P_{ny} , y sin momento aplicado, P_{n0} ; para $t=60$ minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

$1/P_{nx}$	$1/P_{ny}$	$1/P_0$	$1/P_n$	P_n	N_d
0,000529101	0,0005291	0,000421053	0,000637148	1569,493007	< 500

Tabla 4.15. Máxima resistencia en caso de flexión esviada, P_n , aplicando la fórmula de Bresler para $t=60$ minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

- Para tiempo de exposición $t=90$ minutos:

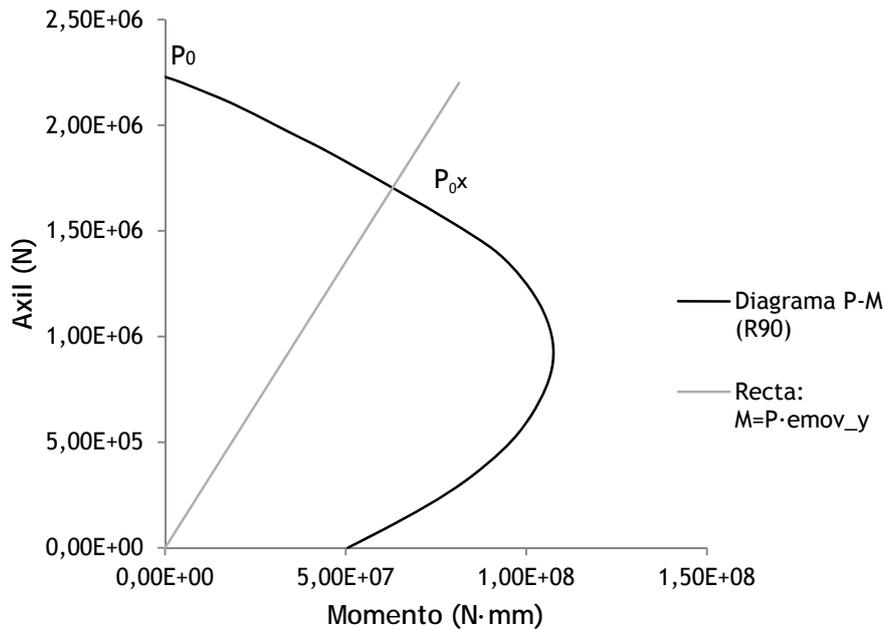


Figura 4.61. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0x} para $t=90$ min (Método El-Fitiany-Youssef).

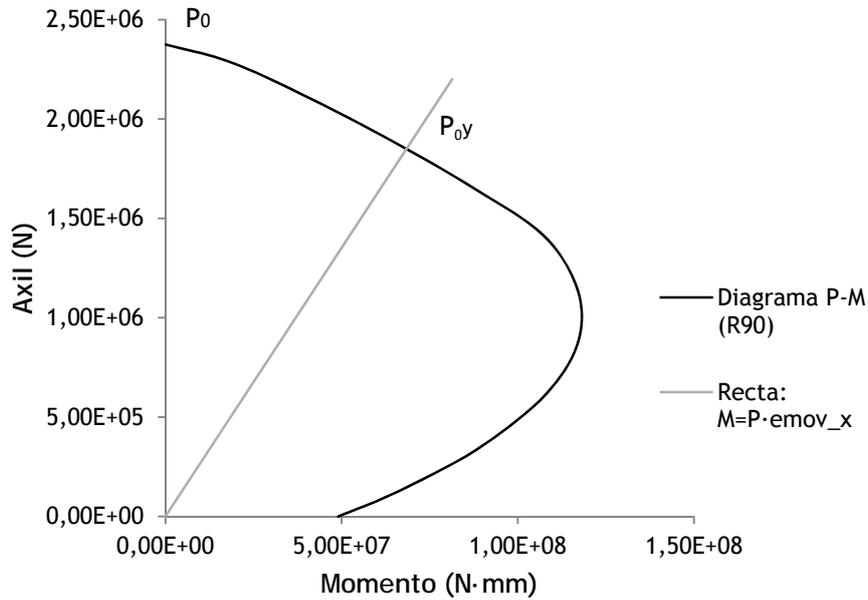


Figura 4.62. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0y} para $t=90$ min (Método El-Fitiany-Youssef).

P_{n0} (kN)	2228
P_{nx} (kN)	1725
P_{n0} (kN)	2228
P_{ny} (kN)	1725

Tabla 4.16. Máxima resistencia en cada eje, P_{nx} y P_{ny} , y sin momento aplicado, P_{n0} ; para $t=90$ minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

$1/P_{nx}$	$1/P_{ny}$	$1/P_0$	$1/P_n$	P_n	N_d
0,00057971	0,00057971	0,000448833	0,000710587	1407,286708	< 500

Tabla 4.17. Máxima resistencia en caso de flexión esviada, P_n , aplicando la fórmula de Bresler para $t=90$ minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

- Para tiempo de exposición $t=120$ minutos:

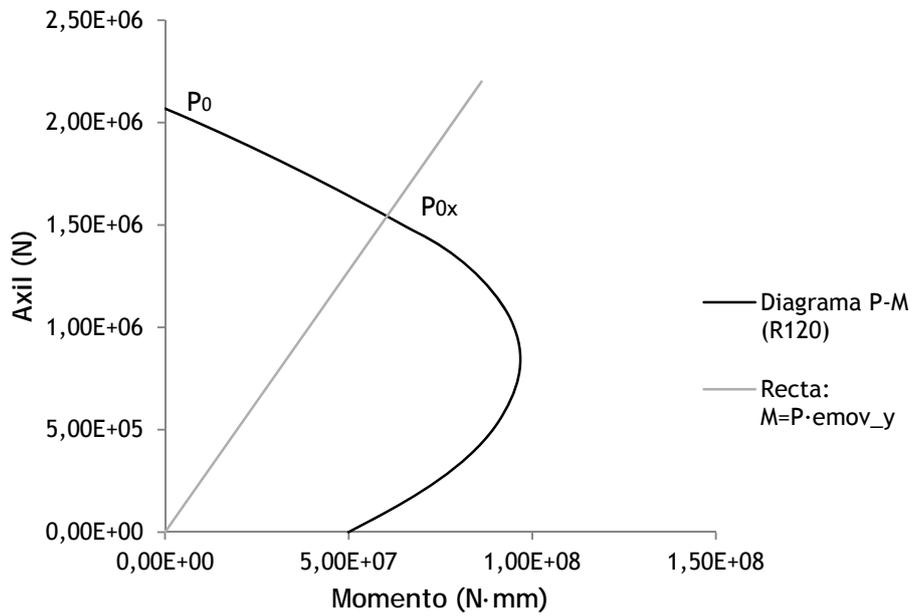


Figura 4.63. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0x} para $t=120$ min (Método El-Fitiany-Youssef).

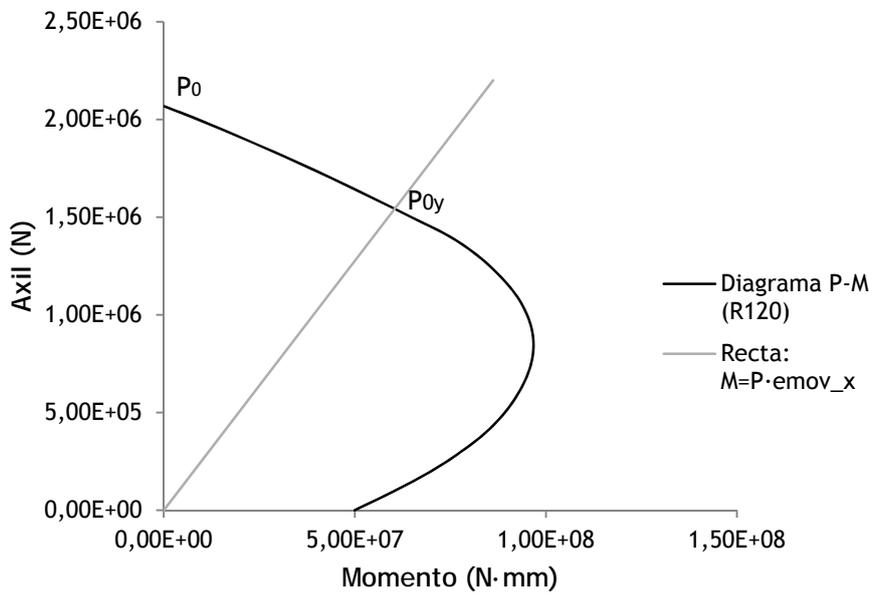


Figura 4.64. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0y} para $t=120$ min (Método El-Fitiany-Youssef).

P_{n0} (kN)	2068
P_{nx} (kN)	1545
P_{n0} (kN)	2068
P_{ny} (kN)	1545

Tabla 4.18. Máxima resistencia a carga en cada eje, P_{nx} y P_{ny} , y sin momento aplicado, P_{n0} ; para $t=120$ minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

$1/P_{nx}$	$1/P_{ny}$	$1/P_0$	$1/P_n$	P_n	N_d
0,000647249	0,000647249	0,000483559	0,000810939	1233,137785	< 500

Tabla 4.19. Máxima resistencia en caso de flexión esviada, P_n , aplicando la fórmula de Bresler para $t=120$ minutos (Método El-Fitiany-Youssef).

4.3.7.2. Resultados obtenidos mediante el Método Exacto

- Para tiempo de exposición $t=30$ minutos:

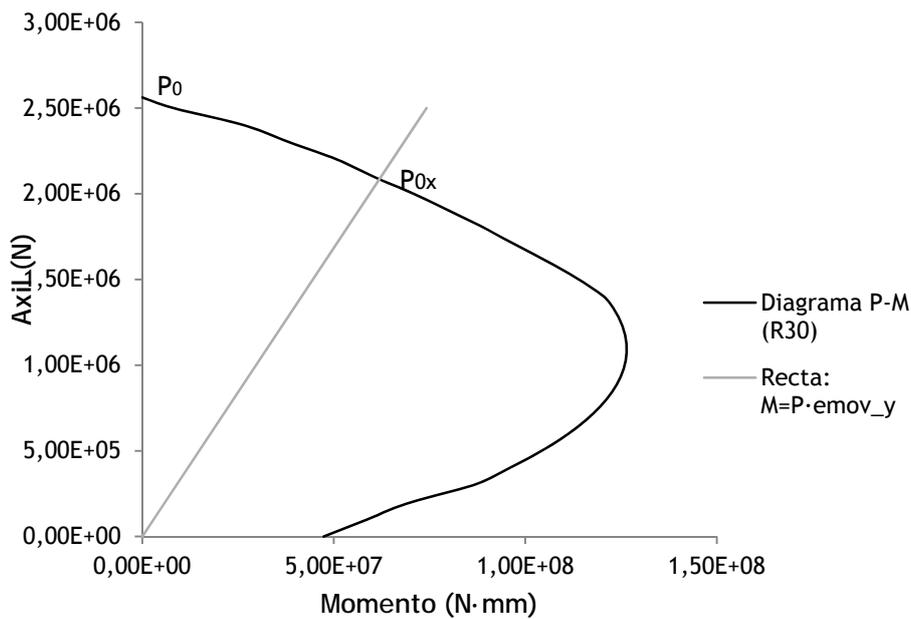


Figura 4.65. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0x} para $t=30$ min (Método Exacto).

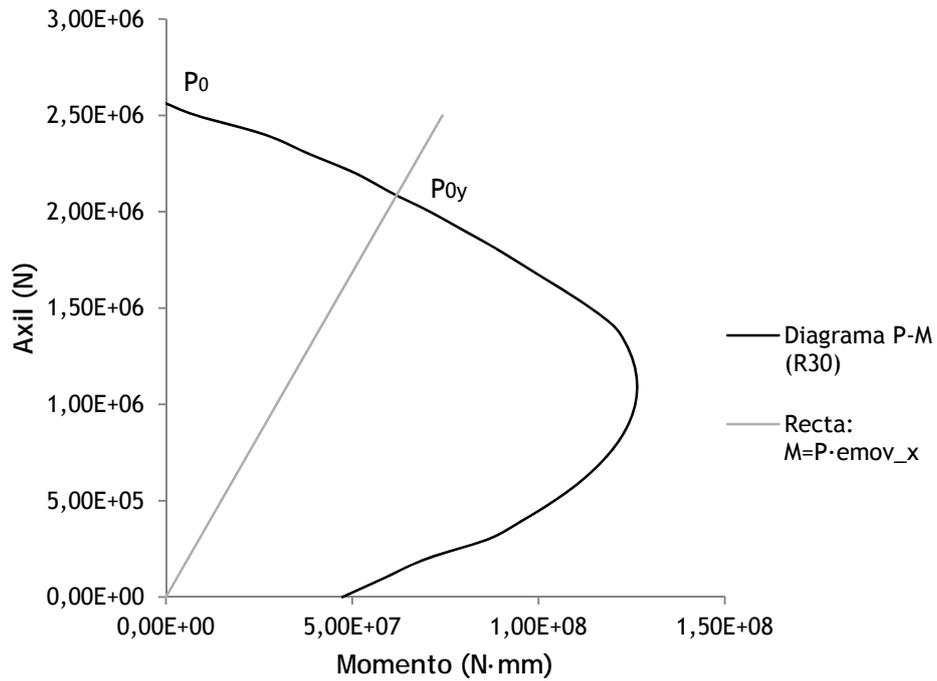


Figura 4.66. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0y} para $t=30$ min (Método Exacto).

P_{n0} (kN)	2562
P_{nx} (kN)	2088
P_{n0} (kN)	2562
P_{ny} (kN)	2088

Tabla 4.18. Máxima resistencia en cada eje, P_{nx} y P_{ny} , y sin momento aplicado, P_{n0} ; para $t=30$ minutos (Método Exacto).

$1/P_{nx}$	$1/P_{ny}$	$1/P_0$	$1/P_n$	P_n	N_d
0,000478927	0,000478927	0,00039032	0,000567534	1762,00791	< 500

Tabla 4.19. Máxima resistencia en caso de flexión esviada, P_n , aplicando la fórmula de Bresler para $t=30$ minutos (Método Exacto).

- Para tiempo de exposición $t=60$ minutos:

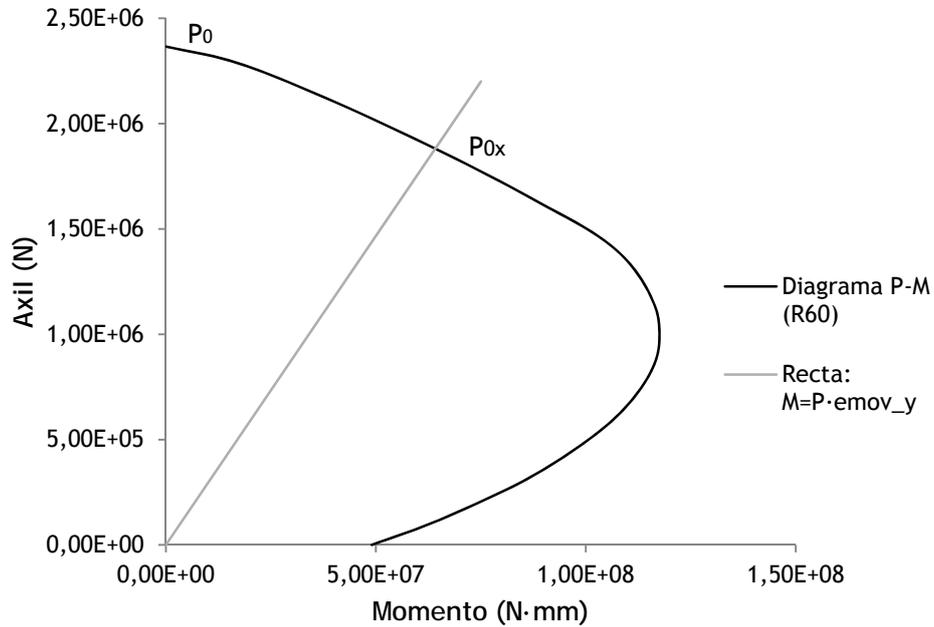


Figura 4.67. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0x} para $t=60$ min (Método Exacto).

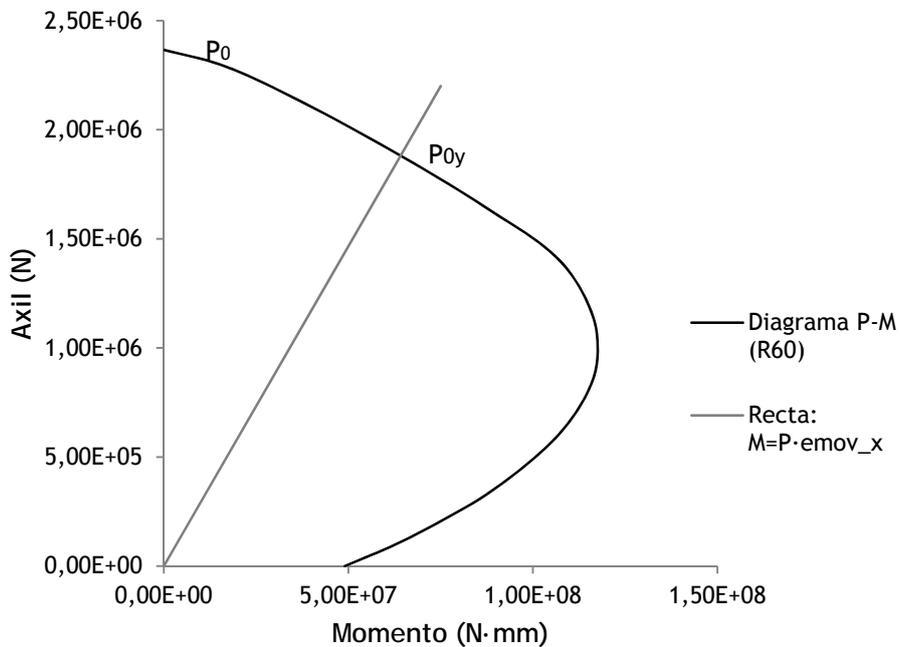


Figura 4.68. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0y} para $t=60$ min (Método Exacto).

P_{n0} (kN)	2366
P_{nx} (kN)	1885
P_{n0} (kN)	2366
P_{ny} (kN)	1885

Tabla 4.20. Máxima resistencia en cada eje, P_{nx} y P_{ny} , y sin momento aplicado, P_{n0} ; para $t=60$ minutos (Método Exacto).

$1/P_{nx}$	$1/P_{ny}$	$1/P_0$	$1/P_n$	P_n	N_d
0,000530504	0,0005305	0,000422654	0,000638354	1566,52968	< 500

Tabla 4.21. Máxima resistencia en caso de flexión esviada, P_n , aplicando la fórmula de Bresler para $t=60$ minutos (Método Exacto).

- Para tiempo de exposición $t=90$ minutos:

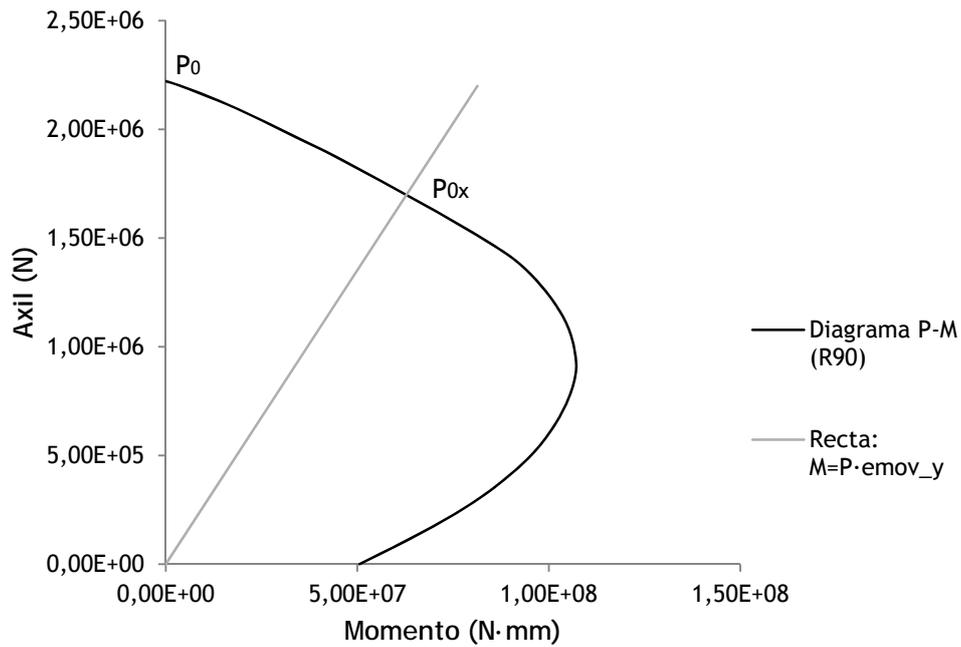


Figura 4.69. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0x} para $t=90$ min (Método Exacto).

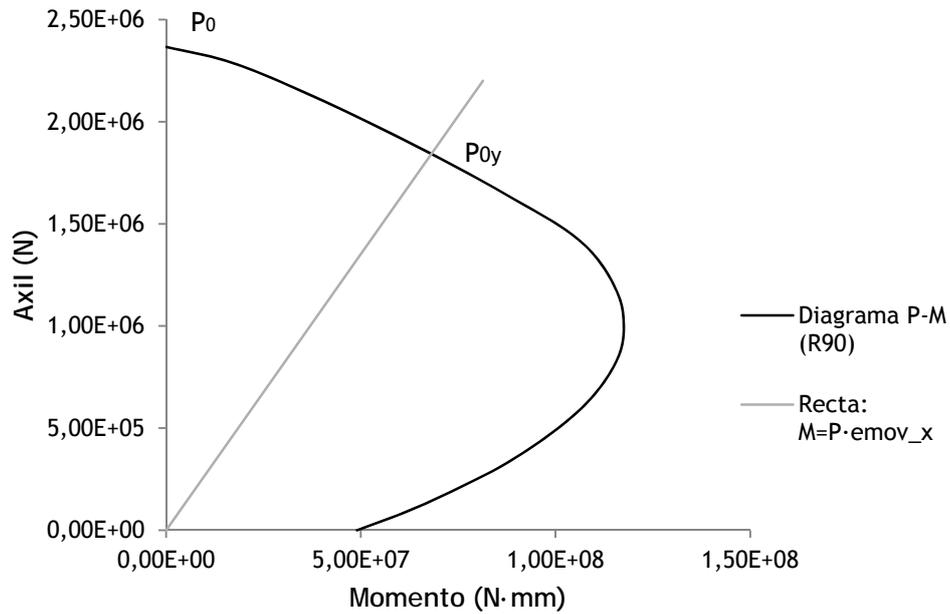


Figura 4.70. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0y} para $t=90$ min (Método Exacto).

P_{n0} (kN)	2222
P_{nx} (kN)	1710
P_{n0} (kN)	2222
P_{ny} (kN)	1710

Tabla 4.22. Máxima resistencia en cada eje, P_{nx} y P_{ny} , y sin momento aplicado, P_{n0} ; para $t=90$ minutos (Método Exacto).

$1/P_{nx}$	$1/P_{ny}$	$1/P_0$	$1/P_n$	P_n	N_d
0,000584795	0,000584795	0,000450045	0,000719546	1389,765911	< 500

Tabla 4.23. Máxima resistencia en caso de flexión esviada, P_n , aplicando la fórmula de Bresler para $t=90$ minutos (Método Exacto).

- Para tiempo de exposición $t=120$ minutos:

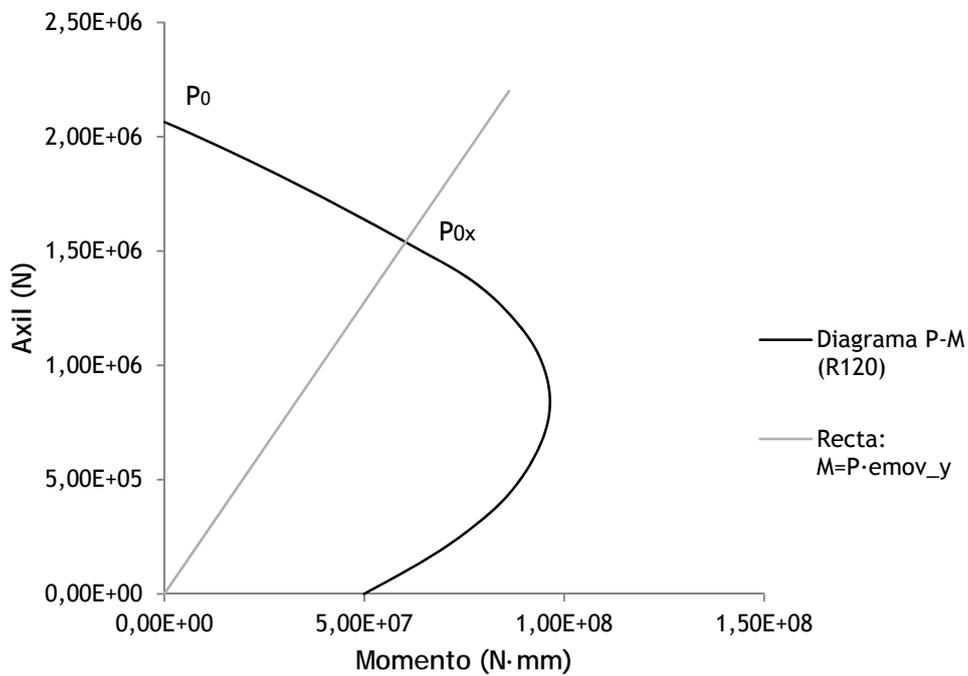


Figura 4.71. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0x} para $t=120$ min (Método Exacto).).

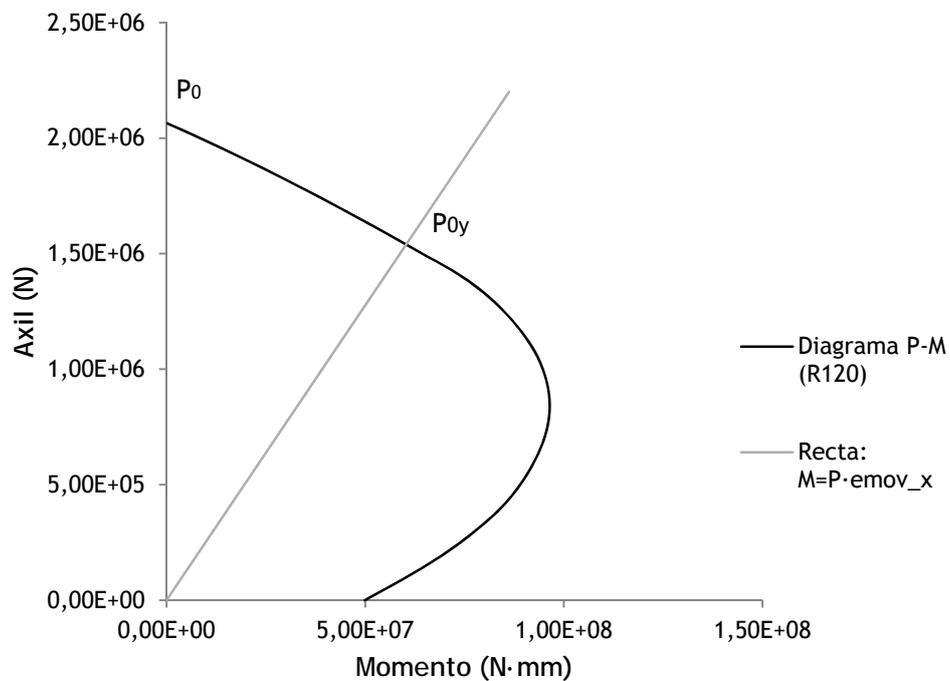


Figura 4.72. Método de las Cargas Recíprocas de Bresler, obtención de P_0 y P_{0y} para $t=120$ min (Método Exacto).).

P_{n0} (kN)	2065
P_{nx} (kN)	1540
P_{n0} (kN)	2065
P_{ny} (kN)	1540

Tabla 4.24. Máxima resistencia en cada eje, P_{nx} y P_{ny} , y sin momento aplicado, P_{n0} ; para $t=120$ minutos (Método Exacto).

$1/P_{nx}$	$1/P_{ny}$	$1/P_0$	$1/P_n$	P_n	N_d
0,000649351	0,000649351	0,000484262	0,00081444	1227,837838	< 500

Tabla 4.25. Máxima resistencia en caso de flexión esviada, P_n , aplicando la fórmula de Bresler para $t=120$ minutos (Método Exacto).

4.3.7.3. Estudio comparativo de resultados

Observando la tabla 4.26, se extrae que aunque los resultados mediante el Método El-Fitiany-Youssef son muy similares a los obtenidos mediante los datos del Método Exacto. Sin embargo se puede decir que los valores obtenidos mediante el método El-Fitiany-Youssef no son conservadores ya que son valores de resistencia mayores que los obtenidos mediante el Método Exacto, salvo en el caso para tiempo de exposición 30 minutos.

P_n	El-Fitiany-Youssef	Exacto
R30	1760,14407	1762,00791
R60	1569,49301	1566,52968
R90	1407,28671	1389,76591
R120	1233,13778	1227,83784

Tabla 4.26. Cuadro comparativo de las máximas resistencia en caso de flexión esviada, P_n , aplicando la fórmula de Bresler (Método El-Fitiany-Youssef y Método Exacto).

5. Conclusiones

Para resumir y realizar una fácil comparación de los resultados finales obtenidos a través de cada uno de los métodos utilizados en el cálculo del pilar expuesto a fuego se presenta la siguiente tabla 4.27.

		$N_u=500 \text{ kN}$ ($M_{1dmin}=10\text{kN}$)			
Método		R30	R60	R90	R120
Método Isoterma 500		R30	R60	R90	R120
		Si $M_{1d}<M_1=62,52\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=94,94 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=38,49\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=61,24\text{kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=27,71\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=45,94\text{kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=21,78\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=38,02\text{kN}\cdot\text{m}$)
Método El-Fitiany-Youssef		R30	R60	R90	R120
		Si $M_{1d}<M_1=52,33\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=100,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=22,66\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=68,56\text{kN}\cdot\text{m}$)	Fallo por inestabilidad ($M_{1dmin}>M_1=7,28\text{kN}\cdot\text{m}$)	Fallo por inestabilidad ($M_{1dmin}>M_1=-0,36\text{kN}\cdot\text{m}$)
Método Exacto		R30	R60	R90	R120
		Si $M_{1d}<M_1=52,63\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=98,76 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=23,92\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=66,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=10,16 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=50,49 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	Fallo por inestabilidad ($M_{1dmin}>M_1=2,28\text{kN}\cdot\text{m}$)
Método Zonas (3 zonas)		R30	R60	R90	R120
		Si $M_{1d}<M_1=59,34\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=85,97 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=33,64\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=54,36\text{kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=33,64\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=37,04\text{kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=15,69\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=26,37 \text{ kN}\cdot\text{m}$)
Método Zonas (15 zonas)		R30	R60	R90	R120
		Si $M_{1d}<M_1=59,34\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=89,51 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=33,64\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=54,45\text{kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=33,64\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=38,76\text{kN}\cdot\text{m}$)	Si $M_{1d}<M_1=33,64\text{kN}\cdot\text{m}$ ($M_u=30,21\text{kN}\cdot\text{m}$)
Método A UNE EN 1992-1-2		R=47,69=47 minutos			
Método B UNE EN 1992-1-2		R90			
EHE-08/CTE		R90			

Tabla 4.27. Resumen de la resistencia a fuego del pilar de 300x300 mm-1 según distintos métodos de cálculo para un axil de 500kN (M_{1dmin} , Momento de primer orden de cálculo mínimo; M_{1d} , Momento de primer orden de cálculo; M_1 , Momento primer orden resistente; M_u , Momento último).

De esta tabla comparativa y de todas las gráficas aportadas en los apartados de este capítulo de resultados se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Se observa que las curvas isoterma obtenidas mediante Wickström [6] coinciden con las propuestas por la norma UNE EN 1992-1-2 [7], en gran medida. Sin embargo muestran cierta discrepancia a medida que aumenta la distancia al foco de calor. Además el método de Wickström [6] no obtiene resultados precisos a distancias muy cercanas al foco de calor, del orden de milímetros.
- Los métodos que utilizan en su procedimiento de cálculo la “sección reducida” no proporcionan curvas momento-curvatura que simulan adecuadamente el comportamiento de la sección; por ello, no aportan resultados buenos en la comprobación de la estabilidad del pilar mediante el Método Columna Modelo. De este modo, según estos dos métodos el pilar no fallaría por inestabilidad para tiempo de exposición de 120 minutos, cuando según el Método Exacto para este tiempo de exposición se produciría el fallo por pandeo. Por tanto, los métodos isoterma 500 y de las zonas procuran resultados no conservadores en relación al análisis de la estabilidad del pilar.
- No se observa una diferencia importante entre los resultados obtenidos mediante el Método de las Zonas dividiendo el ancho en 3 zonas o en 5 veces más, 15 zonas. Por tanto se puede concluir que para un número mínimo de divisiones este método ya proporciona resultados válidos, aunque al aumentar el número de zonas se obtienen valores menos conservadores y más cercanos al Método Exacto.
- El método propuesto por El-Fitiany y Youssef a pesar de ofrecer curvas momento-curvatura que coinciden con las del Método Exacto, sobreestima la capacidad resistente del pilar, divergencia que aumenta con el tiempo de exposición. Cabe destacar que las mayores diferencias entre este método y Método Exacto se producen para valores de axil por encima del punto de rotura equilibrada.
- Los resultados del análisis de estabilidad del pilar a estudio mediante el método propuesto por El-Fitiany y Youssef son más conservadores que los obtenidos mediante el Método Exacto.
- El Método A para datos tabulados propuesto por la norma UNE EN 1992-1-2 determina una resistencia del pilar de 47 minutos que comparada con los 90 minutos obtenidos mediante el Método Exacto, sugiere que el Método A del Eurocódigo 2 es demasiado conservador.
- En el caso del Método B (datos tabulados) de la norma UNE EN 1992-1-2, el valor de resistencia a fuego del pilar es de 90 minutos, coincidiendo con el valor obtenido mediante los datos tabulados de la EHE-08 y DBSI (CTE) y con el resultado del Método

Exacto. Se puede concluir, por tanto, que estos métodos tabulados ofrecen unos buenos resultados, además, de una manera sencilla de cálculo.

- El Método de la Isotherma 500 que fue formulado en principio para analizar elementos trabajando a flexión proporciona resultados adecuados para tiempos de exposición a fuego bajos, pero a medida que éste aumenta lo hace también la divergencia con los resultados obtenidos mediante el Método Exacto. Esta divergencia deja los valores obtenidos mediante el método de isoterma 500 del lado de la seguridad, siendo para casos de elevado tiempo de exposición demasiado conservadores.
- Para compresión pura o para valores de excentricidad de la carga axial pequeños, el Método de la Isotherma 500 sobreestima la capacidad resistente del elemento.
- El Método de las Zonas proporciona resultados demasiado conservadores en todos los casos y no produce curvas momento-curvatura adecuadas para realizar el análisis de estabilidad mediante el Método Columna Modelo.

En este documento se ha propuesto un método simplificado para realizar el análisis de un pilar expuesto a fuego y sometido a flexión esviada y carga axial. A parte de la forma de flexión esviada habitual, la carga axial aplicada excentricamente respecto del eje x e y , un pilar en condiciones de incendio puede verse sometido a flexión esviada debido a la pérdida de material de la sección por la ocurrencia de spalling o por calentamiento asimétrico de la misma, hecho que produce una distribución asimétrica de las temperaturas en la sección y una distribución asimétrica de las propiedades mecánicas. Este último caso es el que se ha estudiado en esta tesina, para ello y dado que en la normativa competente no se propone ningún método, el análisis se ha basado en el artículo de Tan y Yao (2004) *Fire Resistance of REinforced Concrete Columns Subjected to 1-, 2- and 3-Face Heating* [9]. En esta publicación se utiliza la fórmula de Bresler, usada también para el análisis de flexión esviada a temperatura ambiente, y unas excentricidades en los ejes x e y ficticias. En la implementación de este procedimiento se han empleado los resultados de los métodos no basados en la sección reducida, ya que las excentricidades ficticias propuestas por Tan y Yao [9] se obtienen a partir de la sección total. La validación de los resultados obtenidos debería realizarse mediante comparación con datos experimentales o resultados similares mediante métodos numéricos. Sin embargo, no se han encontrado antecedentes, ni en revistas técnicas ni en normativas, con que contrastar los resultados extraídos.

6. Bibliografía

- [1] World Statistics Bulletin nº28 Octubre 2012, The Geneva Association; Risk & Insurance Economics. Geneva. Switzerland.
- [2] Denoël J-F (2006), Fire safety and concrete structures; Febelcem. Brussels, Belgium. (www.febelcem.be).
- [3] Neck U (2002), Comprehensive fire protection with precast concrete elements- the future situation in Europe, Proceeding of BIBM 17th International Congress of the Precast Concrete Industry. Ankara, Turkish Precast Concrete Association.
- [4] Usine Enterprise (Factory business) nº. 3031, Noviembre 2004. Bruselas, Bélgica.
- [5] Plataforma europea del hormigón, Seguridad y protección completa frente al fuego con hormigón, nº 916, Julio 2008.
- [6] Wickström, Ulf (1986), A very simple method for estimating temperature in fire exposed concrete structures, reprinted from “New Technology to Reduce fire Losses & Cost”. Swedish National Testing Institute.
- [7] UNE EN 1992-1-2(Abril 2011), Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego. CEN, Comité Europeo de Normalización; Bruselas, Bélgica.
- [8] El-Fitiany S.F., Youssef M.A. (2009), Assessing the flexural and axial behaviour or reinforced concrete members at elevated temperatures using sectional analysis. Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Western Ontario, London, ON; Canada. Fire Safety Journal, Elsevier.
- [9] Tan K.H., Yao Y. (2004), Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns Subjected to 1-, 2-, and 3-Face Heating. Journal of Structural Engineering.
- [10] Sedlacek, Gerhard, y Heiko Stangenberg (2000), Design Philosophy of Eurocodes- Background. Worcester Polytechnic Institute. Journal of Constructional Steel Research, Elsevier.
- [11] UNE EN 1991-1-2. (Mayo 2004), Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-2: Acciones generales. Acciones en estructuras al fuego. CEN, Comité Europeo de Normalización; Bruselas, Bélgica.
- [12] Reglamento (UE) Nº 305/2011 del Parlamento Europeo y del Consejo. Productos de construcción. Mercado CE.

- [13] Documento Básico SI de Seguridad en caso de Incendio. Código técnico de la Edificación (CTE). Febrero 2011. Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
- [14] Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales. Real Decreto 2267/2004, 3 de Diciembre. Ministerio de Industria, Turismo y Comercio. Gobierno de España.
- [15] EHE-08 (2010), Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento. Secretaría General Técnica. Gobierno de España.
- [16] FIB-CEB-FIP (2008) Bulletin n° 46. Fire design of concrete structures-structural behaviour and assessment State of art report. The International Federation for Structural Concrete.
- [17] Real Decreto 842/2013, 31 de Octubre, Clasificación de los productos de construcción y de los elementos constructivos en función de sus propiedades de reacción y de resistencia frente al fuego. BOE n° 281. Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
- [18] ACI 216R-97 (Reapproved 2001) Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements. American Concrete Institute. EEUU.
- [19] ACI 216.1-97 / TMS 0216.1-97 (1997), Standard Method for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies. American Concrete Institute. EEUU.
- [20] FIB-CEB-FIP (2007), Fire design of concrete structures-materials, structures and modelling. State of-art report Bulletin n° 38. The International Federation for Structural Concrete.
- [21] Pons i Grau, Vicent (2003), Dinámica del fuego, origen y causa de los incendios. Edicions del Bullent, S.L. España.
- [22] Frau Mas, Estefania (2011), Proyecto Final de Carrera: Programa de cálculo de secciones de hormigón armado sometidas a la acción del fuego. Aplicación del método de los elementos finitos. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia, España.
- [23] Liñán Martínez, Amable (2002), Modelos de Combustión y fuego, artículo en: Seguridad frente a incendios en túneles. Serie seminarios. Academia de Ingeniería, Madrid, España.
- [24] Drydale D. (1998), An introduction to fire dynamics, second edition. NewYork, USA.
- [25] http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Tetraedro_del_fuego.svg

- [26] UNE EN 1363:2000.(2000), Ensayos de resistencia al fuego. CEN, Comité Europeo de Normalización; Bruselas, Bélgica.
- [27] Magnusson, S.E. y Thelandersson, S. (1970), Temperature-Time Curves of Complete Process of Fire Development. Civil Engineering and Building Construction. Series N° 65, Acto. Polytechnica Scandinavica.
- [28] Purkiss, J. A.(1996), Fire Safety Engineering. Design of Structures. Elsevier Editorial. Butterworth-Heinemann. Oxford. UK.
- [29] Bailey, C., One Stop Shop in Structural Fire Engineering by The University of Manchester: <http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/>
- [30] Pettersson O., Magnusson S.E., Thor J. (1976), Fire Engineering Design of Steel Structures. Swedish Institute of Steel Construction.
- [31] Babrauskas V., Williamson R.B. (1978), Post-flashover Compartment Fires -Basis for a Theoretical model. Fires and Materials.
- [32] Khoury G. A. y Anderberg Y. (2000), Concrete spalling review. Part 2: Pressure relief mechanism and modelling criteria. Magazine of Concrete Research, 60, N° 3.
- [33] Jansson R. (2008), Material properties related to fire spalling of concrete. Licentiate thesis, Lund institute of technology and Lund university.
- [34] Khoury G. A. (2008), Passive fire protection of concrete structures. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings 161, Issue SB3.
- [35] Khoury G. A. (2000), Effect of fire on concrete and concrete structures. Progress in Structural Engineering and Materials, 2. Imperial College, London, UK.
- [36] CEB-FIP Bulletin 208 (1991), Fire Design of Concrete Structures in Accordance with MC90. The International Federation for Structural Concrete.
- [37] Institution of Structural Engineers (ISE) and Concrete Society (1978). Design and Detailing of Concrete Structures for Fire Resistance, Institution of Structural Engineers, London, UK.
- [38] CEB-FIP (1978) Report on Methods of Assessment of the Fire Resistance of Concrete Structural Members. The International Federation for Structural Concrete.
- [39] Hertz K. (1981), Simple Temperature Calculations of Fire Exposed Concrete Constructions. Institute of Building Design, Report N° 159. Technical University of Denmark.
- [40] Kodur V.K.R, Baolin Y, Dwaikat M.M.S (2012), A simplified approach for predicting temperature in reinforced concrete members exposed to standard fire. Fire Safety Journal. Elsevier.

- [41] Park R, Paulay T. (1978), Estructuras de concreto reforzado. Christchurch, Nueva Zelanda: Editorial Limusa, México.
- [42] Obiala R., Cajot L.-G., Axmann G., May M., Dixon R., Pries B. y Schrader M. (2012), SSB07. Steel Building in Europe. Single-Storey Steel Building. Part 7: Fire Engineering, in Facilitating market development for sections in industrial hall and low-rise buildings (SECHALO). European Commission. Research Fund for Coal and Steel Unit. Brussels. Belgium.
- [43] Pan A. (2006), Chapter 4: Reinforced Concrete Structures. In: Principles of Structural Design. Taylor & Francis Group, LLC.
- [44] Meda A., Gambarova P.G. y Bonomi M. (2002), High-Performance Concrete in Fire-Exposed Reinforced Concrete Sections. ACI Structural Journal V.99.
- [45] Barreto R. M., Sousa Jr J.B. y Hallal R. (2010), Interaction diagrams for reinforced concrete sections subjected to fire. Engineering Structures. Elsevier.
- [46] Maristany Carreras, Jordi (1996), Pandeo de estructuras de hormigón armado. Universidad Politécnica de Catalunya. Edicions UPC.
- [47] UNE EN 1992-1-1 (2002), Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de hormigón- Parte 1: Reglas generales y reglas para edificación. CEN, Comité Europeo de Normalización; Bruselas, Bélgica.
- [48] Kodur V. y Nikhil R. (2012), A simplified approach for predicting fire resistance of reinforced concrete columns under eccentric bending. Engineering Structures. Elsevier.
- [49] Tassios, T.P. y Chronopoulos M.P. (1991), Structural response of RC elements under fire. Structural Engineer. Elsevier.
- [50] Dwaikat M.B. y Kodur V.K.R. (2008), A numerical approach for modeling the fire induced restraint effects in reinforced concrete beams. Fire Safety Journal.
- [51] Bamonte P. y Meda A. (2004), On Fire Behavior of R/C Sections Subjected to an Eccentric Axial Force. Proceedings of the Workshop: Fire Design of Concrete Structures: What now? What next?. Milan (Italy).
- [52] García Meseguer, A. , Morán F. y Arroyo, J.C. (2009, 15ª Edición), Jiménez Montoya Hormigón Armado. Barcelona. España.
- [53] SAFIR, a thermal/structural program modeling structures under fire. University of Liege. Belgium. <http://www2.argenco.ulg.ac.be/logiciels/SAFIR/what.html>