

Maestría en Ingeniería Civil

**ESTADO DEL ARTE EN COLOMBIA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL
PARA CONDICIONES DE INCENDIO BAJO EL REGLAMENTO
COLOMBIANO DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES –
NSR10, ANTECEDENTES Y PRECEDENTES**

Ing. Esp. Fabián Torres Zafra

Bogotá D.C., 29 de julio de 2017



**ESTADO DEL ARTE EN COLOMBIA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL
PARA CONDICIONES DE INCENDIO BAJO EL REGLAMENTO
COLOMBIANO DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES –
NSR10, ANTECEDENTES Y PRECEDENTES**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en estructuras.**

PhD. Nancy Torres Castellanos

Director

Bogotá D.C., 29 de julio de 2017



La tesis titulada “Estado del Arte en Colombia del diseño estructural para condiciones de incendio bajo el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes – NSR10, antecedentes y precedentes”, presentado por el Ingeniero Especialista Fabián Torres Zafra, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Estructuras.

Dra. Nancy Torres Castellanos

Director del proyecto

Dr. José Joaquín Álvarez Enciso

Jurado.

Dr. Luis Garza Vásquez

Jurado.

Bogotá D.C., 29 de julio de 2017

“Quiero agradecer sinceramente a aquellas personas que compartieron conocimientos conmigo para hacer posible la conclusión de esta tesis. Especialmente agradezco a la Dra. Nancy Torres Castellanos por su asesoría y constante estímulo. Al Dr. José Joaquín Alvares Enciso, cuyos conocimientos y ayuda fueron invaluableles en el desarrollo de este trabajo, y al Ing. Albert Jiménez por su asesoría y colaboración siempre dispuesta aún en la distancia.

Gracias a todos ellos”

“Dedicado a Dios por todas sus bendiciones, a María Santísima por su protección y ayuda, y muy especialmente a mi esposa Adriana Patricia y nuestra gran bendición Sebastián, motores incansables de mi vida”

RESUMEN

El presente trabajo de grado pretende compilar el estado del arte relacionado con el diseño estructural para condiciones de incendio en Colombia, basado en las normatividades Europeas (Euronormas EN) y Americanas (ASTM E119 e ISO 834), realizando y definiendo las metodologías de análisis del diseño estructural para condiciones de incendio más utilizadas a nivel internacional.

Dado lo anterior se planteó en esta tesis, desarrollar una metodología que permita, en este caso para el énfasis de las estructuras, desarrollar los conocimientos del diseño estructural para condiciones de incendio basado en sus premisas de análisis físico y matemático actualmente vigentes a nivel internacional, tales como capacidades de carga, gradientes térmicos, tipos de exposición térmica de las estructuras debido al incendio y respuesta estructural ante la acción de dichos efectos.

Por otra parte, se definen los criterios y premisas que rigen el diseño estructural para condiciones de incendio en estructuras de acero y concreto bajo lo especificado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, haciendo claridad a lo estipulado en sus títulos F y J. Por medio de un marco teórico completo y la elaboración de ejemplos de diseño estructural, se da una guía de cómo se debe realizar este tipo de análisis para condiciones de incendio cumpliendo con lo reglamentado por las NSR-10.

CONTENIDO

	Pág.
Introducción.	24
1. DEFINICIONES	25
2. GENERALIDADES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL PARA CONDICIONES DE FUEGO.	37
2.1. La ingeniería de fuego y el uso de modelos avanzados.	39
2.2. Severidad del incendio y resistencia al fuego.	40
2.3. El factor tiempo.	41
2.4. Resistencia al fuego.	42
2.5. Ensayos de resistencia al fuego.	43
2.6. Criterio de colapso.	44
2.7. Cálculo estructural avanzado.	44
2.8. La ingeniería del fuego.	47
2.8.1. Dinámica de incendios.	48
2.8.2. Protección contra incendios.	48
2.9. Medidas de protección.	49
2.10. Diseño prescriptivo.	51
2.11. Diseño por prestaciones o desempeño.	51
2.12. Investigación de incendios y su desarrollo.	52
2.13. Ingeniería estructural para condiciones de fuego en Colombia.	52
3. CONCEPTOS BÁSICOS DEL FUEGO Y EL INCENDIO.	55
3.1. El fuego.	55
3.2. El incendio.	55

3.2.1. Incendio de diseño.	57
3.2.2. Incendio real.	58
4. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES A TEMPERATURAS ELEVADAS EN SITUACIÓN DE INCENDIO.	60
4.1. Acero estructural.	60
4.2. Concreto.	65
4.2.1. Concreto reforzado.	65
4.2.2. Concreto pretensado	69
4.3. La madera.	71
4.4. Materiales mixtos concreto y acero.	73
4.5. Materiales de bajo poder comburente.	77
4.5.1. Vidrio.	77
4.5.2. Yeso.	78
4.5.3. Concreto liviano.	78
4.5.4. Asbesto.	78
4.5.5. Mampostería.	79
4.5.6. Plásticos.	79
5. INTEGRIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DURANTE INCENDIOS.	80
5.1. Conceptos teóricos.	80
5.2. Pruebas de resistencia y diseño de protección contra el fuego.	84
5.2.1. Pruebas de resistencia al fuego.	86
5.2.1.1. Historia de las pruebas de resistencia al fuego.	86
5.2.1.2. Procedimiento de pruebas incendio.	87
5.2.1.3. Tasas de resistencia al fuego.	89
5.2.1.4. Variaciones en resultados de pruebas.	90

5.3. Sistemas de armadura o estructura de soporte estructural.	92
5.3.1. Sistemas de concreto reforzado.	93
5.3.2. Sistemas en estructuras de acero.	95
5.3.3. Sistemas de barrera.	95
5.3.4. Conjuntos de piso y cielo raso.	98
5.3.5. Conjuntos de techos y cielo rasos.	111
5.3.6. Paredes y particiones.	111
6. SISTEMAS DE PROTECCION CONTRA EL FUEGO PARA ESTRUCTURAS DE ACERO.	120
6.1. Materiales de protección contra incendios.	122
6.1.1. El yeso.	123
6.1.1.1. El panel de yeso.	124
6.1.1.2. Gypsum-base yeso.	124
6.1.2. La mampostería.	125
6.1.3. El mortero.	125
6.1.4. Sistemas de aplicación por aspersión de materiales resistentes al fuego.	126
6.1.4.1. SFRM fibrosa.	126
6.1.4.2. SFRM cementantes.	127
6.1.5. Cartones minerales.	127
6.1.6. Recubrimientos intumescentes.	127
6.2. Tipos o clases de protección.	128
6.2.1. Protección sólida.	128
6.2.2. Recubrimientos con mamposterías.	130
6.2.3. Recubrimiento con planchas.	130
6.2.4. Morteros.	131

6.2.5. Mantas protectoras.	132
6.2.6. Pinturas o masillas intumescentes.	132
6.2.7. Relleno de miembros huecos.	133
6.2.8. Estructuras externas.	134
6.2.9. Pantallas.	135
6.2.10. Elementos de acero cercanos a elementos de concreto y mampostería.	135
6.3. Ventajas y desventajas de los sistemas de protección contra el fuego.	136
6.3.1. Protección sólida.	136
6.3.2. Recubrimientos con mamposterías.	136
6.3.3. Recubrimiento con placas.	136
6.3.4. Morteros.	136
6.3.5. Mantas protectoras.	137
6.3.6. Pinturas o masillas intumescentes.	137
6.3.7. Relleno de miembros huecos.	137
6.3.8. Estructuras externas.	137
7. CÓDIGOS Y NORMAS INTERNACIONALES.	139
7.1. Generalidades.	139
7.2. Códigos de seguridad contra incendios a nivel internacional.	139
7.3. Códigos y normas en norte américa.	140
7.3.1. Reglamentación en norte americanas para el diseño por fuego.	143
7.3.2. Clasificaciones estructurales por resistencia al fuego en Norte América.	144
7.4. Códigos y normas en Europa: euro códigos.	157
7.4.1. Principios fundamentales de los Eurocódigos.	160

7.4.2. Las acciones en el caso de fuego.	164
7.4.2.1. Respuesta mecánica.	164
7.4.2.2. Respuesta térmica.	166
8. NORMAS DE PROTECCION ESTRUCTURAL CONTRA EL FUEGO EN COLOMBIA.	168
8.1. Requisitos de resistencia contra incendios en las edificaciones según las nsr10.	169
8.2. Clasificación de edificaciones en función del riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión.	173
8.3. Resistencia requerida contra el fuego.	176
8.4. Resistencia requerida para elementos de acero estructural según la nsr10.	178
8.4.1. Métodos de dimensionamiento estructural.	178
8.4.1.1. Análisis térmico.	178
8.4.1.1.1. Métodos analíticos simplificados.	179
8.4.1.1.2. Métodos numéricos.	182
8.4.1.2. Dimensionamiento de la estructura o análisis mecánico.	182
8.4.1.2.1. Métodos analíticos simplificados.	183
8.4.1.2.2. Métodos experimentales.	186
8.4.1.2.2.1. Ensayos simplificados.	187
8.4.1.2.2.2. Ensayos realistas.	187
8.4.1.2.2.3. Métodos numéricos.	188
8.4.2. Diseño para condiciones de fuego según la NSR10, literal F.2.18.	188
8.4.2.1. Métodos analíticos.	189
8.4.2.1.1. Métodos de análisis avanzados.	193
8.4.2.1.2. Métodos de análisis simplificados.	194

8.4.2.2.	Diseño por ensayos de calificación.	194
8.4.2.3.	Diseño por combinaciones de carga y resistencia requerida.	195
9.	BASES TEORICAS PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA CONDICIONES DE FUEGO - ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL FUEGO.	197
9.1.	Introducción.	197
9.2.	Procedimientos de cálculo para el análisis de la resistencia al fuego.	199
9.3.	Parámetros de análisis de la resistencia al fuego de estructuras.	203
9.3.1.	Calculo del escenario de fuego.	203
9.3.2.	Calculo del fuego.	203
9.3.3.	Análisis térmico.	204
9.3.4.	Análisis mecánico.	204
9.4.	Cargas para el análisis térmico – cargas térmicas.	206
9.4.1.	Curvas de fuego nominales.	209
9.4.1.1.	Curva estándar tiempo-temperatura (fuego estándar ISO 834).	209
9.4.1.2.	Curva de fuego exterior.	211
9.4.1.3.	Curva de fuego de hidrocarburos.	211
9.4.2.	Curvas de fuego paramétricas.	213
9.4.3.	El transporte de calor.	214
9.4.3.1.	El transporte de calor en el concreto reforzado.	214
9.4.3.2.	El transporte de calor en el acero.	216
9.4.4.	Propiedades estructurales por temperatura.	218
9.4.4.1.	Flujo de calor neto (hnet).	218
9.4.4.2.	Factor de forma (am/v).	219
9.4.4.3.	Calor específico (ca).	222

9.4.4.4. Coeficiente de sombra (ksh).	223
9.5. Cargas estáticas y dinámicas – consideraciones en la respuesta mecánica.	223
9.6. Variación de las propiedades mecánicas por temperatura.	225
9.6.1. Reducción del límite elástico y módulo de Young para elementos de acero.	225
9.6.2. Resistencia de compresión reducida para el concreto reforzado.	226
9.6.3. Dilatación térmica del acero y concreto reforzado.	227
9.7. Parámetros especiales para de diseño estructural para condiciones de fuego en edificaciones.	229
9.7.1. Resistencia al fuego teórica de los principales materiales estructurales.	229
9.7.1.1. Resistencia al fuego equivalente del acero estructural.	230
9.7.1.2. Resistencia equivalente al fuego del concreto reforzado.	233
9.7.1.3. Resistencia equivalente al fuego de la madera.	236
9.8. Método del tiempo equivalente de exposición al fuego.	238
9.8.1. Curva normalizada tiempo-temperatura ISO 834.	239
9.8.2. Norma ASTM E119.	240
9.8.3. Cálculo analítico del tiempo equivalente de exposición al fuego.	243
10. Ejemplos de aplicación y cálculos matemáticos según Eurocódigos.	251
11. Ejemplos de aplicación – método grafico por medio de nomogramas.	315
12. Calculo de la resistencia de elementos sometidos a fuego bajo la metodología americana.	336
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	348
BIBLIOGRAFIA	352

Anexo A - Factores de sección para perfiles tipo europeo.

Anexo B - Factores de sección para perfiles tipo americano.

Anexo C – Métodos avanzados – software de diseño para condiciones de fuego.

LISTA DE TABLAS, FIGURAS E ILUSTRACIONES

	Pág.
LISTA DE TABLAS	
Tabla 1.1. Acciones en estructuras.	25
Tabla 2.1. Verificación de resistencia en el dominio del tiempo de la temperatura o de la resistencia.	42
Tabla 5.1. Influencia del esfuerzo sobre la resistencia al fuego de columnas de concreto.	95
Tabla 5.2. Protección de concreto para vigas de acero totalmente cubiertas.	97
Tabla 5.3. Resistencia al fuego de columnas de acero con cubiertas Protectoras de malla y pañete.	99
Tabla 5.4. Resistencia al fuego de columnas de acero recubiertas con Concreto, mampostería o fibras aplicadas por aspersión.	100
Tabla 5.5. Construcciones de pisos de concreto.	103
Tabla 5.6. Construcciones de pisos baldosa y concreto.	104
Tabla 5.7.1. Construcciones de pisos o techos de viguetas de acero datos tabulados.	106
Tabla 5.7.2. Construcciones de pisos o techos de viguetas de acero convenciones.	107
Tabla 5.8. Pisos de concreto sobre piso de acero y formas (yeso o cubierta protectora contra incendios rociadas por aspersión).	108
Tabla 5.9. Pisos de vigueta laminada con cielo raso de yeso (combustibles).	109
Tabla 5.10. Pisos de vigueta de madera con cielo raso madera laminada, combustible.	110
Tabla 5.11. Muros de carga, en ladrillo o bloques de arcilla.	112
Tabla 5.12. Paredes de madera de tabiques y divisiones (combustibles) Soportadas y no soportadas. 2-x 4 pulg. Tabiques espaciados sobre 16 pulgadas.	114

Tabla 5.13.	Acabados sobre armadura de madera, un lado (combustible) con exposición en el lado del acabado.	115
Tabla 5.14.	Divisiones solidas no portantes.	118
Tabla 7.1.	Código IBC, clasificación por uso y ocupación.	146
Tabla 7.2.	Código IBC, clasificación por tipo de construcción.	147
Tabla 7.3.	Código IBC, resistencia al fuego requerida según pisos construidos.	151
Tabla 7.4.	Código IBC, resistencia al fuego requerida según elementos estructurales.	151
Tabla 7.5.	Código IBC, tabla resumen ejemplo 1.	154
Tabla 7.6	código IBC, resumen tabla IBC 503, unidades sistema inglés.	157
Tabla 7.7.	Código IBC, resumen tabla IBC 503, unidades sistema internacional.	157
Tabla 7.8.	Factores para edificios en situación de incendio.	164
Tabla 8.1.	Grupos y subgrupos de ocupación.	169
Tabla 8.2.	Área construida y caudal mínimo requerido por cada hidrante que debe instalarse.	171
Tabla 8.3.	Clasificación de los materiales según sus características de propagación de llama.	173
Tabla 8.4.	Clasificación requerida del índice de propagación de llama para acabados interiores de acuerdo con el grupo de ocupación de cada edificación.	174
Tabla 8.5.	Clasificación según categoría de riesgo de pérdida de vidas humanas o riesgo de combustión.	174
Tabla 8.6.	Clasificación de resistencia contra el fuego de una edificación Según su uso, área construida y número de pisos.	175
Tabla 8.7.	Clasificación de resistencia contra el fuego de una edificación Según su uso, densidad de carga de combustible y número de pisos.	175
Tabla 8.8.	Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación.	177
Tabla 8.9.	Diseño por métodos analíticos.	190

Tabla 8.10.	Diseño por ensayos de calificación y combinaciones de carga y resistencia.	191
Tabla 8.11.	Propiedades del acero a temperaturas elevadas.	192
Tabla 8.12.	Propiedades del concreto a temperaturas elevadas.	192
Tabla 9.1.	Factor de forma en secciones de acero protegidas.	220
Tabla 9.2.	Factor de forma en secciones de acero no protegidas.	221
Tabla 9.3.	Factores f .	234
Tabla 9.4.	Factor de conversión k_b función de las propiedades térmicas de la envolvente.	244
Tabla 9.5.	Coeficiente de ventilación w .	246
Tabla 9.6.	Coeficiente k_c según el material estructural.	246
Tabla 9.7.	Densidades de carga de fuego q_f, k según la actividad.	247
Tabla 9.8.	Coeficientes q_1 y q_2 .	248
Tabla 9.9.	Coeficientes n, i .	249
Tabla 9.10.	Coeficientes c según la altura de evacuación del edificio.	249
Tabla 9.11.	Densidades de carga de fuego q_f, k según la actividad.	250
Tabla 10.1.	Cálculo de la temperatura del acero.	259
Tabla 10.2.	Cálculo de la temperatura del acero.	268
Tabla 10.3.	Cálculo de la temperatura del acero.	281
Tabla 10.4.	Nomograma para la predicción simplificada de la resistencia al fuego.	290
Tabla 10.5.	Cálculo de la temperatura del acero.	297
Tabla 10.6.	Cálculo de la temperatura del acero.	307
Tabla 11.1.	Clasificación de secciones sometidas a compresión.	320
Tabla 11.2.	Coeficiente n_{fi} en función de la relación entre q_k y g_k .	321

Tabla 11.3.	Factores de sección en función del tipo de perfil y del modo de calentamiento.	324
Tabla 11.4.	Valores de referencia de las características térmicas de distintos materiales de protección.	325
Tabla 12.1.	Comportamiento del acero a altas temperaturas.	340

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1.	Modelos de cálculo para la resistencia al fuego en estructuras.	46
Figura 3.1.	Convección en el curso de un incendio.	56
Figura 3.2.	Flujo de calor radiante.	56
Figura 3.3.	Flujo de calor a través de un elemento de compartimiento.	57
Figura 3.4.	Curva de temperatura en el incendio real.	59
Figura 4.1.	Curvas de tensión-deformación para el acero ASTM A36.	62
Figura 4.2.	Relación del límite elástico, factor de elasticidad y temperatura acero ASTM A36.	63
Figura 4.3.	Resistencia crítica como función de la relación de esbeltez para varias temperaturas en el acero ASTM A36.	64
Figura 4.4.	Efectos de varios tipos de agregados sobre la resistencia al fuego de losas de 121 mm (4 ¾ pulg.).	66
Figura 4.5.	Relación de espesor de la losa y tipo de agregado con la resistencia al fuego.	67
Figura 4.6.	Efectos de la temperatura sobre los módulos de elasticidad y resistencia a la compresión.	67
Figura 4.7.	Carbonización de la madera.	72
Figura 4.8.	Columna de acero revestida con concreto.	74
Figura 4.9.	Variación de la resistencia de los materiales en función de la temperatura.	75
Figura 4.10.	Variación del módulo de elasticidad de los materiales en función de la temperatura.	76
Figura 4.11.	Descascaramiento en una columna de concreto expuesta al fuego.	76

Figura 5.1.	Propiedades de resistencia al fuego de elementos de un compartimiento (losas, paredes, puertas cortafuego).	80
Figura 5.2.	Curva de temperatura-tiempo de un incendio real.	81
Figura 5.3.	Curva de temperatura-tiempo de un incendio real afectada por la presencia de rociadores.	82
Figura 5.4.	Modelo de incendio natural.	82
Figura 5.5.	Turbulencia de los gases en un incendio.	83
Figura 5.6.	Modelo de incendio - curvas patrón.	84
Figura 5.7.	Influencia de la continuidad estructural en los mecanismos de desplome.	88
Figura 5.8.	Gradiente térmico sobre una losa de 6 pulg. Luego de una hora de exponerse al fuego.	93
Figura 5.9.	Viga y losa de concreto armado monolítica.	94
Figura 5.10.	Protección típica de columna de acero con concreto, o fibras aplicadas por aspersión.	97
Figura 5.11.	Protección típica de columna de acero con láminas de yeso.	98
Figura 5.12.	Requisitos de encajonamiento de columnas de acero y otros elementos de acero independientes.	101
Figura 5.13.	Clasificaciones de resistencia al fuego de pisos de concreto reforzado de varios espesores.	102
Figura 5.14.	Resistencia al fuego de paredes de ladrillo cocido. A, sin pañete; b, pañete en ambos lados.	113
Figura 5.15.	Resistencia al fuego de particiones de marco de madera ó metal forradas con tableros de yeso o pañetes de yeso sobre malla metálica.	117
Figura 5.16.	Resistencia al fuego de paredes solidas de malla metálica y yeso.	119
Figura 6.1.	Elemento recubierto con protección sólida.	129
Figura 6.2.	Elemento recubierto parcialmente con protección sólida.	129

Figura 6.3.	Protección con mampostería.	130
Figura 6.4.	Protección con paneles.	131
Figura 6.5.	Protección contra fuego con mortero.	132
Figura 6.6.	Protección contra incendio con relleno de concreto.	134
Figura 6.7.	Protección parcial por cerca de elemento de acero a otras estructuras.	135
Figura 8.1.	Curva temperatura vs tiempo del incendio según la curva natural de la estructura.	179
Figura 8.2.	Curva temperatura vs tiempo del incendio y de la estructura según la curva patrón.	180
Figura 8.3.	Representación del concepto de tiempo equivalente.	182
Figura 8.4.	Resultados de análisis térmico numérico.	183
Figura 8.5.	Valor del cálculo de la acción variable sobre las estructuras.	184
Figura 8.6.	Variación de la resistencia de los materiales en función de la temperatura.	185
Figura 8.7.	Variación del módulo de elasticidad de los materiales estructurales.	185
Figura 8.8.	Determinación de la temperatura crítica.	186
Figura 9.1.	Fases de un fuego natural, temperaturas atmosféricas vs curva estándar de fuego ISO 834.	199
Figura 9.2.	Procedimiento de cálculo prescriptivo.	201
Figura 9.3.	Procedimiento de cálculo basado en desempeño o prestaciones.	202
Figura 9.4.	Modelos de fuego posibles.	208
Figura 9.5.	Curva parametrizada ISO 834.	210
Figura 9.6.	Curvas nominales de temperatura – tiempo.	212
Figura 9.7.	Distribución de la temperatura dentro de la sección de hormigón.	215
Figura 9.8.	Factor de retención de resistencia en función de la deformación límite.	216

Figura 9.9.	Variación del calor específico del acero con la temperatura.	222
Figura 9.10.	Factores de reducción de resistencia para aceros estructurales temperaturas elevadas.	225
Figura 9.11.	Curvas tensión - deformación - temperatura, para hormigón Normal y ligero.	226
Figura 9.12.	Factores de reducción de resistencia para hormigón silíceo normal y ligero a temperaturas elevadas.	228
Figura 9.13.	Coeficientes de expansión térmica del acero y del hormigón, Con la temperatura.	228
Figura 9.14.	Clasificaciones de resistencia al fuego de pisos de concreto reforzado de varios espesores.	235
Figura 9.15.	Altura crítica de corte transversal de vigas de madera sólida expuestas al fuego por tres lados.	237
Figura 9.16.	Altura crítica de vigas de madera sólida de corte transversal rectangular expuesto a fuego por cuatro lados.	238
Figura 9.17.	Horno de prueba de resistencia al fuego.	240
Figura 9.18.	Curva tiempo vs temperatura - control del fuego en horno de prueba de resistencia según ASTM E119.	242
Figura 10.1.	Curvas tiempo - temperatura del acero y del gas.	260
Figura 10.2.	Curvas tiempo - temperatura del acero y del gas.	269
Figura 10.3.	Curvas tiempo - temperatura del acero y del gas.	282
Figura 10.4.	Curvas tiempo - temperatura del acero y del gas.	298
Figura 10.5.	Curvas tiempo - temperatura del acero y del gas.	308
Figura 10.6.	Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales.	313
Figura 11.1.	Coeficientes de corrección de las características mecánicas del acero en función de la temperatura.	316
Figura 11.2.	Nomogramas para determinar la temperatura crítica y la resistencia al fuego.	335
Figura 12.1.	Elemento ejemplo 1.	337

Figura 12.2.	Falla probable por rotura.	337
Figura 12.3.	Falla por bloque de cortante.	338

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 6.1.	Aplicación sobre una estructura de la pintura intumescente.	133
Ilustración 6.2.	Estructura externa.	134
Ilustración 6.3.	Protección con pantallas.	135
Ilustración 10.1.	Sistema estático.	253
Ilustración 10.2.	Corte transversal.	255
Ilustración 10.3.	Evaluación del factor de forma A_p/V .	258
Ilustración 10.4.	Clasificación de la sección transversal.	260
Ilustración 10.5.	Sistema estático.	264
Ilustración 10.6.	Corte transversal.	265
Ilustración 10.7.	Evaluación del factor de forma A_p/V .	268
Ilustración 10.8.	Clasificación de la sección transversal.	270
Ilustración 10.9.	Sistema estático.	275
Ilustración 10.10.	Clasificación de la sección transversal.	277
Ilustración 10.11.	Evaluación de la sección de parámetro ap/v .	280
Ilustración 10.12.	Clasificación de la sección transversal.	283
Ilustración 10.13.	Sistema estático.	286
Ilustración 10.14.	Corte transversal.	287
Ilustración 10.15.	Evaluación del factor $\left(\frac{A_m}{V}\right)_B$.	289
Ilustración 10.16.	Sistema estático.	292
Ilustración 10.17.	Sección transversal.	293

Ilustración 10.18.	Evaluación del factor de corrección para el efecto sombra k_{SF} .	296
Ilustración 10.19	Clasificación de la sección transversal.	299
Ilustración 10.20.	Sistema estático.	301
Ilustración 10.21.	Clasificación de la sección transversal.	303
Ilustración 10.22.	Evaluación de la sección parametrizada ap/v .	306
Ilustración 10.23.	Clasificación de la sección transversal.	308
Ilustración 10.24.	Edificio en concreto ejemplo 6.	311

INTRODUCCION

Dada la gran importancia que ha tomado para la economía colombiana el campo de la construcción de obras civiles, constituyéndose éste como uno de los principales motores de desarrollo y luego de los grandes acontecimientos y tragedias ocurridas por catástrofes sísmicas a nivel mundial, la normatividad colombiana que regía el diseño estructural fue modificada y actualizada pasando de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente – NSR98 (vigente desde el año de 1998 hasta el 2010), al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, vigente desde julio de 2010. Esta actualización y cambio de normatividad, se aplicó como ley de la república trayendo importantes cambios de fondo y de forma en cuanto al diseño y construcción de obras civiles en el territorio nacional, especialmente en edificaciones.

Entre los principales cambios que trajo el nuevo reglamento se encuentra el incremento en la seguridad estructural que deben proporcionar las edificaciones y la cual debería ser prevista desde el mismo inicio de los diseños tanto arquitectónicos como estructurales, para luego ser aplicada en la construcción de las mismas. Dado que la actualización de la legislación colombiana que rige el diseño estructural se colocó a nivel de las principales normatividades y reglamentos internacionales, en especial los norte americanos (AISC, ACI, ANSI, entre otros) y europeos con los EUROCODIGOS, se obliga especialmente a la comunidad de ingenieros civiles, mecánicos, arquitectos y cualquier otro profesional que tenga relación con el diseño y construcción de edificaciones en el territorio nacional, a actualizarse y profundizar en estas nuevas metodologías y reglamentaciones obligatorias en el diseño y construcción en Colombia.

Los principales cambios que trajo la aplicación del nuevo reglamento NSR10, se plasmaron en los títulos F (estructuras metálicas) y J (requisitos de protección contra incendios en edificaciones), en lo referente al diseño estructural para condiciones de fuego, tema integrado en especial para estructuras de acero (dada su vulnerabilidad ante esta acción) en su literal F.2.18 “Diseño para condiciones de incendio”.

1. DEFINICIONES

Para un mejor entendimiento de los temas relacionados del diseño estructural para condiciones de fuego, es indispensable manejar los conceptos básicos del tema y empleados a lo largo del presente trabajo, destacando los siguientes:

- 1.1. **Acciones** — Cualquier tipo de agresión que sufre una estructura y que puedan comprometer su papel estructural al tener que dar respuesta. En la tabla 1.1., se muestra su clasificación.

ACCIONES	DIRECTAS	PERMANENTES	CARVITATORIAS	PESO PROPIO
				CARGA MUERTA
		VARIABLES O ACCIDENTALES	EMPUJES	HI DRAULICO
			SOBRECARGAS	DE TIERRAS
	INDIRECTAS	PERMANENTES		
			REOLOGICAS	CARGA DE NIEVE O GRANIZO
		MOVIMIENTOS IMPUESTOS	CARGA POR VIENTO	
		TEMPERATURA	RETRACCION Y FLUENCIA	
		VARIABLES O ACCIDENTALES		ASENTAMIENTO DIFERENCIALES
				RETRACCION Y DILATACION
		SISMO		
		FUEGO		

Tabla 1.1: Acciones en Estructuras

Fuente: Instrucción de Acero Estructura (EAE), Ministerio de Fomento de España

- 1.2. **Acciones directas** — Fuerzas y o esfuerzos que actúan sobre la estructura de forma permanente o variable (accidental).
- 1.3. **Acciones indirectas** — Fuerzas y o esfuerzos que actúan a consecuencia de la existencia de la estructura, de forma permanente o variable (accidental).
- 1.4. **Acciones indirectas del fuego** — Fuerzas internas y momentos causados por la dilatación térmica.

- 1.5. Acciones térmicas** — Acciones sobre la estructura definidas por el flujo neto de calor sobre los elementos.
- 1.6. Aislamiento (I)** — Aptitud de un elemento separador de un edificio, cuando está expuesto al fuego por una cara, para limitar la elevación de la temperatura en la cara no expuesta por debajo de valores establecidos.
- 1.7. Análisis de un elemento (ante el fuego)** — Análisis térmico y mecánico de un elemento estructural expuesto al fuego, suponiéndole aislado y con condiciones de contorno y de apoyo adecuadas. Las acciones indirectas de fuego no se tienen en cuenta, a excepción de las resultantes de los gradientes térmicos.
- 1.8. Análisis estructural global (ante el fuego)** — Análisis del conjunto de la estructura cuando toda ella o solo una parte está expuesta al fuego. Se tienen en cuenta las acciones indirectas de fuego en toda la estructura.
- 1.9. Análisis térmico** — Método de determinación de la evolución de la temperatura en los elementos estructurales en función de las acciones térmicas (flujo neto de calor) y de las propiedades térmicas del material constitutivo de los elementos y, en su caso, de las superficies protectoras.
- 1.10. Barrera contra el fuego** — Construcción horizontal o vertical (muro, viga, losa, columna, etc.), con una resistencia al fuego determinada y cuyos materiales están diseñados para restringir la propagación del fuego y en la cual las aberturas existentes están protegidas.
- 1.11. Cálculo a temperatura ambiental** — Cálculo ante los estados límite últimos a temperatura ambiente, conforme a la normatividad vigente.
- 1.12. Carga de fuego o potencial combustible** — Se refiere al efecto ocasionado por un material combustible, debido a la energía calorífica que puede liberar, en función de su calidad y de su volumen. La energía disponible se mide en MJ (1 MJ = 0,28 kw/h = 0,239 Mcal), expresada como la suma del poder

calorífico de todos los materiales contenidos en un recinto, dividida por el área del piso. Es usual expresarla en función de su equivalencia en masa de madera por unidad de área, sabiendo que 1 kg tiene una energía calorífica equivalente a 18 MJ.

- 1.13. Coeficiente de combustión** — Coeficiente que representa la eficacia de la combustión, cuyo valor varía entre 1 para combustión completa y 0 para combustión totalmente inhibida.
- 1.14. Coeficiente de transferencia de calor por convección** — Flujo de calor recibido por convección por el elemento, definido por el grado de diferencia entre la temperatura global del gas que rodea la superficie considerada del elemento y la temperatura de dicha superficie.
- 1.15. Coeficiente de ventilación** — Coeficiente que representa la cantidad de ventilación, en función de la superficie de las aberturas existentes en la envolvente del sector de incendio, de la altura de dichas aberturas y de la superficie total de dicha envolvente del sector.
- 1.16. Compartimentación** — Encierro de espacios de un edificio con elementos que tengan una resistencia al fuego específica.
- 1.17. Curva de fuego o de temperatura vs tiempo** — Representación gráfica que describe la relación de la temperatura del ambiente en función del tiempo. Estas curvas son ilustrativas y no representan el efecto térmico real de un incendio.
- 1.18. Curva de fuego exterior** — 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 con ella.

- 1.19. Curva de fuego nominal** — Representación gráfica que describe la relación de la temperatura del ambiente (gas arbitrario caliente), en función del tiempo, requiriendo un conocimiento limitado y general de la conducta del fuego y en donde no se tienen en cuenta los parámetros físicos de la carga de fuego ni del recinto de incendio.
- 1.20. Curva nominal de fuego estándar, tiempo vs temperatura** — Representación gráfica que describe la relación de la temperatura del ambiente en función del tiempo para un recinto de incendio con un fuego totalmente desarrollado sin importar el tamaño de este.
- 1.21. Curva nominal de fuego exterior** — Representación gráfica que describe la relación de temperatura bajas en función del tiempo y pensada para los elementos de fachada externa del muro de separación que está expuesta al humo proveniente del fuego interior.
- 1.22. Curva nominal de fuego de Hidrocarburos** — Representación gráfica que describe la relación de temperaturas muy altas del ambiente en función del tiempo y generadas para incendios causados por la ignición de hidrocarburos tales como combustibles, diésel, o también un combustible de tipo líquido.
- 1.23. Curva normalizada tiempo-temperatura** — Curva nominal definida para representar un modelo de fuego totalmente desarrollado en un sector de incendio.
- 1.24. Curvas de fuego paramétricas** — Representación gráfica que describe la relación de la temperatura del ambiente en función del tiempo, proporcionando un método de cálculo bastante sencillo para calcular la temperatura del gas en el recinto de incendio teniendo 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 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. Lo que ofrece una aproximación más realista de cómo evoluciona el fuego.

- 1.25. Densidad de carga de fuego de cálculo** — Densidad de carga de fuego considerada para determinar las acciones térmicas del cálculo en situación de incendio. Su valor tiene en cuenta las incertidumbres. Esta carga de fuego se define por unidad de superficie construida, o por unidad de superficie de toda la envolvente, incluidas sus aberturas.
- 1.26. Diseño por desempeño** — Enfoque de diseño estructural basado en una definición previa de los objetivos de desempeño en un análisis y una evaluación de alternativas, frente a dichos objetos de diseño, utilizando herramientas de ingeniería, metodologías y criterios de desempeño aceptados.
- 1.27. Diseño prescriptivo** — Método de diseño basado en la demostración del cumplimiento de los criterios generales establecidos por una norma.
- 1.28. Diseño por ensayos de calificación** — Método de diseño en el cual se usan resultados experimentales para el dimensionamiento de los revestimientos contra fuego de los elementos o sistemas estructurales. Los resultados solamente pueden ser empleados en las situaciones en que fueron modelados o calificados.
- 1.29. Distancia de separación al fuego** — Distancia medida desde la fachada del edificio hasta el eje de la calle, vía pública o a una línea imaginaria entre dos edificios. La distancia debe ser medida perpendicularmente a la fachada y al eje de la vía.
- 1.30. Duración del fuego** — La duración del incendio en un área particular es el tiempo en que se consume la carga de fuego en el recinto.

- 1.31. Emisividad** — Equivale a la capacidad de absorción de una superficie, es decir, a la relación entre el calor radiante absorbido por una superficie determinada y el absorbido por la superficie de un cuerpo negro.
- 1.32. Elemento** — Parte fundamental de una estructura (como una viga, una columna, pero también conjuntos tales como vigas-pared, vigas de celosía, ...) suponiéndola aislada, con condiciones de contorno y de apoyo adecuadas.
- 1.33. Elementos estructurales** — Elementos portantes de una estructura, incluyendo los arriostramientos.
- 1.34. Elemento exterior** — Elemento estructural situado en el exterior del edificio y que puede estar expuesto al fuego a través de las aberturas de los cerramientos del edificio.
- 1.35. Elemento separador** — Elemento portante o no portante (por ejemplo, un muro) que forma parte de la envolvente de un sector de incendio.
- 1.36. Ensayos realistas** — Ensayos térmicos a gran escala generalmente a sistemas estructurales o modelos representativos de estos, teniendo en cuenta con más precisión la situación estructural, considerando condiciones de unión, cargas, subsistemas estructurales, contactos con elementos robustos, etc.
- 1.37. Ensayos simplificados** — Ensayos térmicos simples a elemento o sistema estructural, donde se realiza solamente un análisis térmico.
- 1.38. Escenario de fuego** — Descripción cualitativa del trascurso de un fuego, identificando el tiempo de los eventos clave que lo caracterizan y lo diferencian de otros fuegos posibles. Generalmente define el proceso de ignición y de crecimiento del fuego, la fase de pleno desarrollo y la fase de decaimiento, así como el entorno del edificio y los sistemas que tendrán incidencia en la evolución del incendio.

- 1.39. Escenario de fuego de cálculo** — Escenario de fuego específico en el que se desarrolla un análisis.
- 1.40. Función separadora** — Aptitud de un elemento separador para impedir la propagación del incendio (por ejemplo, por paso de las llamas o de los gases calientes – véase "integridad") o bien la ignición tras la cara expuesta (véase "aislamiento") durante la exposición a un fuego determinado.
- 1.41. Flujo de calor** — Energía radiante por unidad de área.
- 1.42. Flujo neto de calor** — Energía definitivamente absorbida por los elementos, por unidad de tiempo y de superficie.
- 1.43. Fuego de cálculo** — Desarrollo de fuego específico adoptado a efectos de cálculo.
- 1.44. Fuego localizado** — Fuego que solo afecta a una zona limitada de la carga de fuego del sector de incendio.
- 1.45. Fuego patrón** — Fuego con variación de temperatura controlada con el tiempo, utilizado durante pruebas normalizadas.
- 1.46. Fuego totalmente desarrollado** — Estado en el que todas las superficies combustibles existentes en un determinado espacio participan en el fuego.
- 1.47. Función portante (R)** — Aptitud de una estructura o de un elemento estructural para soportar las acciones especificadas durante la exposición prevista al fuego, conforme a criterios establecidos.
- 1.48. Índice de propagación de llama** — Medida comparativa, expresada de manera adimensional, como una calificación visual de la propagación de la llama en el tiempo, para cada material ensayado de acuerdo con ASTM E 84.

- 1.49. Inflamación súbita generalizada (flash-over)** — Ignición simultánea de toda la carga de fuego existente en un sector de incendio.
- 1.50. Incendio** — Fuego destructivo que se manifiesta por algunas de las siguientes características: Luz, llama, calor o humo.
- 1.51. Incendio Concentrado** — Cuando la velocidad de transferencia de un incendio es insuficiente para causar la ignición, se debe suponer una exposición concentrada del incendio.
- 1.52. Incendios Exteriores** — Se considerará la exposición de la estructura a llamas exteriores proyectadas en ventanas y otras aberturas de los muros, en conjunto con la radiación generada por el fuego interior a través de las aberturas.
- 1.53. Incendio de diseño** — Conjunto de condiciones que definen el desarrollo de un incendio y la difusión de productos de combustión a través de un edificio o una parte de él. Se debe definir un incendio de diseño que represente las condiciones de calentamiento para la estructura, las cuales se derivarán de los materiales combustibles del recinto. La difusión de la temperatura se especificará en términos de flujo de calor o temperatura en la capa superior de gas generada por el incendio.
- 1.54. Integridad (E)** — Aptitud de un elemento separador de un edificio, cuando está expuesto al fuego por una cara, de impedir el paso de las llamas y de los gases calientes a través suyo y de impedir la aparición de llamas en la cara no expuesta.
- 1.55. Integridad general de la estructura** — Objetivo o premisa de diseño estructural en la cual se deberá estimar y proporcionar la capacidad de resistencia cumpliendo con los límites de deformación y resistencia dados por los patrones de carga que se estimen para la estructura.
- 1.56. Junta resistente al fuego** — Ensamblaje de productos diseñados para sello de juntas, ensayados y clasificados según su resistencia al fuego, de

acuerdo con UL 2079, para resistir un determinado período de tiempo el paso de calor, humo y fuego. (IBC, 2006).

- 1.57. Material no combustible** — Material que no arde indefinidamente hasta consumirse, ya sea porque deja de arder al apartársele de la fuente de calor, caso en el cual puede clasificarse como difícilmente combustible, o porque no arde al ser expuesto a la llama, caso en el cual el material se clasifica como incombustible.
- 1.58. Métodos de análisis avanzados** — Metodología de diseño basada en las respuestas térmica y mecánica al incendio de diseño.
- 1.59. Métodos de análisis simplificados** — Metodología de diseño basada en el cálculo estructural individualizado para cada elemento.
- 1.60. Modelo de dos zonas** — Modelo de fuego en el que se definen diferentes zonas dentro del sector — una capa superior, una capa inferior, el fuego y su penacho (calor de un fuego en forma de columna de gases calientes), el aire exterior y los muros. La temperatura del gas en la capa superior se supone uniforme.
- 1.61. Modelo de fuego avanzado** — Fuego de cálculo basado en aspectos de conservación de la masa y de la energía.
- 1.62. Modelo de fuego simplificado** — Fuego de cálculo basado en un campo de aplicación limitado de parámetros físicos específicos.
- 1.63. Modelo informático de dinámica de fluidos** — Modelo de fuego que permite resolver numéricamente las ecuaciones diferenciales parciales que relacionan a las variables termodinámicas y aerodinámicas de cada punto del sector de incendio considerado.

- 1.64. Modelo de una zona** — Modelo de fuego en el que la temperatura se supone homogénea en todo el sector de incendio.
- 1.65. Muro cortafuego** — Muro sólido, o con vanos protegidos, con un determinado tiempo de protección contra el fuego, que restringe la propagación del fuego y que además es continuo desde la cimentación hasta el techo, con suficiente estabilidad estructural tal que, bajo exposición al fuego, no colapse.
- 1.66. Protección activa** — Materiales y sistemas de construcción que se activan con el fuego para mitigar los efectos adversos o dar aviso a las personas de manera que tomen alguna acción que mitigue dichos efectos. Algunos de ellos son: detectores de humo con alarmas sonoras, sistemas de extinción con productos químicos y rociadores de agua entre otros.
- 1.67. Protección pasiva** — Materiales y sistemas de construcción que tienen la propiedad de resistir los efectos del fuego sin requerir mecanismos externos de activación.
- 1.68. Potencial combustible** — Energía calorífica disponible por unidad de área de piso. También llamada carga de fuego.
- 1.69. Prueba normalizada de incendio** — Procedimiento estipulado en normas como las NTC 1480 e ISO 834, entre otras, en el cual la temperatura se eleva en forma controlada, siguiendo una ecuación definida en función del tiempo del fuego patrón.
- 1.70. Resistencia al fuego** — Período de tiempo en que un edificio o los componentes de este mantienen su función estructural o dan la posibilidad de confinar el fuego, medido como el tiempo que resiste un material expuesto directamente al fuego, sin producir llamas, gases tóxicos ni deformaciones excesivas. Se considera también como la propiedad de los sistemas que les permite prevenir o retardar el paso excesivo del calor, gases calientes o llamas bajo condiciones de uso y seguir cumpliendo la función requerida.

- 1.71. Respuesta Mecánica** — Respuesta estructural, reflejada en fuerzas y deflexiones en elementos o sistemas estructurales bajo la acción combinada de cargas estáticas, dinámicas y de temperatura elevadas.
- 1.72. Respuesta térmica** — Respuesta de la estructura ante un cambio de temperatura con respecto al tiempo, dado para cada elemento estructural o sistema estructural.
- 1.73. Resistencia al fuego normalizada** — Aptitud de una estructura o de una parte de ella (en general, un solo elemento) para cumplir las funciones requeridas (función portante y/o separadora) ante una exposición térmica según la curva normalizada tiempo-temperatura, para una combinación de cargas especificada y durante un periodo de tiempo establecido.
- 1.74. Resistencia requerida y deformaciones límite** — Cálculo de estados límite definidos matemáticamente en el diseño, basados en los principios de la mecánica estructural, evaluando las fuerzas internas y deformaciones en los miembros de la estructura desarrolladas por las temperaturas del incendio de diseño.
- 1.75. Riesgo de activación del fuego** — Parámetro que toma en consideración la probabilidad de ignición, en función de la superficie del sector y de la actividad.
- 1.76. Sector de incendio** — Espacio interior de un edificio, que se extiende en una o en varias plantas, delimitado por elementos separadores que impiden la propagación del incendio fuera del sector durante la exposición al fuego considerada.
- 1.77. Temperaturas elevadas** — Condiciones de calentamiento que experimenta la estructura o los elementos de una edificación como resultado de un incendio, las cuales son mayores que las condiciones ambientales normales.

- 1.78. Temperaturas en sistemas estructurales sometidos a cargas térmicas por fuego** — Condiciones de calentamiento en caso de incendio de los elementos o sistemas estructurales, que deberán ser determinadas por un análisis de transferencia de calor
- 1.79. Tiempo requerido o Resistencia requerida al fuego** — Tiempo mínimo de resistencia al fuego, exigido por la autoridad competente, que debe resistir un miembro estructural u otro elemento de una edificación, en una prueba normalizada de incendio.
- 1.80. Tiempo equivalente** — Tiempo que tarda un elemento determinado en alcanzar, en la prueba normalizada de incendio, el máximo calentamiento que experimentaría en un incendio real. De igual manera se considera como el tiempo de exposición a la curva normalizada tiempo-temperatura que se supone que tiene un efecto térmico igual al de un fuego real en el sector de incendio considerado.
- 1.81. Transferencia de calor por convección** — Transferencia de energía térmica desde un punto de mayor temperatura a un punto de menor temperatura a través del movimiento de un medio.
- 1.82. Transferencia de calor por radiación** — Transferencia de energía térmica desde un punto de mayor temperatura a un punto de menor temperatura a por medio de ondas electromagnéticas.
- 1.83. Velocidad de liberación de calor** — Calor (energía) liberado por un producto combustible en función del tiempo.

2. GENERALIDADES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL PARA CONDICIONES DE FUEGO

En la actualidad para cualquier tipo de construcción en Colombia, cuyo uso principal este basado en la habitabilidad de personas y de las cuales sus vidas se deban preservar como fin primordial de la estructura (sea esta un edificio de vivienda, comercio o de uso recreativo), debe cumplir las condiciones de seguridad estructural incluida la resistencia a altas temperaturas generadas por el fuego en caso de incendio. Basados en estas premisas de seguridad, el requisito básico consiste en asegurar que la construcción tendrá un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometida durante su construcción y uso previsto, incluida su resistencia al fuego.

Para satisfacer este objetivo se han de cumplir los valores de resistencia estructural ante las altas temperaturas (presentadas en caso de un incendio), e indicados en el Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10. Por tal motivo el objetivo principal del diseño, será que la estructura portante mantenga su resistencia y estabilidad bajo esfuerzos producidos por cargas estáticas, dinámicas y de altas temperatura durante un tiempo que permita cumplir los requisitos básicos de seguridad, en especial en caso de incendio.

Ante la implementación de la normatividad dada en los títulos F y J de la NSR-10, surgen con frecuencia el siguiente tipo de preguntas ante el diseño estructural a los calculistas no familiarizados con el tema:

- ¿La estabilidad al fuego requerida por la normatividad para un tipo de construcción y uso determinado es suficiente?
- ¿La estabilidad al fuego requerida para un tipo de construcción y uso determinado es exagerada o deficiente?
- Para casos particulares y no descritos en la NSR-10 ¿es posible reducir los valores de estabilidad al fuego de una estructura indicados en las tablas?

El presente documento tiene la finalidad de dar una guía para la respuesta a estos interrogantes y cualquier otro, demostrando que en muchos casos la respuesta a estas inquietudes es positiva.

Una vez se tenga conocimiento por parte del calculista de las premisas básicas del diseño estructural para condiciones de fuego, este logrará dar soluciones generadas por cálculos analíticos basados en premisas tales como:

- a) Justificación estructural dada por la singularidad de la construcción como puede ser el caso de estructuras de grandes dimensiones y grandes alturas, que disipen la acción de las altas temperaturas en caso de fuego.
- b) Modificación de procedimientos dada la dificultad técnica de aplicación de medidas de protección básicas de la estructura establecidas en la NSR-10: pinturas, morteros, protección con paneles para alcanzar un determinado tiempo de estabilidad al fuego.
- c) Viabilidad de la ejecución del proyecto estructural al alcanzar un costo económico asumible ante la implementación de la protección activa y pasiva de la estructura ante la acción del fuego.
- d) Basado en conocimientos específicos de la ingeniería de fuego (complementaria del análisis de la protección), se podrá lograr un diseño integral del conjunto de medidas de seguridad activas y pasivas, desarrollado este en base de un análisis por Prestaciones o Desempeño, novedoso en el cálculo estructural en Colombia.

Entre los conocimientos básicos que deberá poseer el analista estructural se encuentra como se comportara su estructura ante el aumento de la temperatura al producirse un incendio, el cual afectará a la edificación de la siguiente forma:

- Los materiales de la estructura se verán afectados en sus propiedades, modificándose de forma importante su capacidad mecánica.
- Aparecen acciones indirectas como consecuencia de las deformaciones de los elementos. Estas acciones dan lugar a tensiones que se suman a las ya existentes debidas a las acciones permanentes y accidentales existentes.

Para determinar o conocer los valores de estabilidad al fuego necesarios para un caso puntual (reglamentado o no en las NSR-10), será necesario un análisis técnico integral basado en conocimientos de protección contra el fuego (o avanzados como la ingeniería de fuego) que incluya el uso o no de métodos avanzados de cálculo y simulación computacional, tales como:

- Simulación computacional del desarrollo del incendio en el escenario considerado o el uso de tablas con fuegos parametrizados tales como los presentados en la norma ISO-834.
- Análisis (basado o no en una simulación computacional), del comportamiento de la estructura sometida a la carga por temperatura por condiciones de incendio, cuyos parámetros de diseño serán las cargas a temperatura ambiente (cálculo estructural para cargas estáticas y dinámicas) y consideraciones de respuesta térmica obtenidos de la simulación del incendio (curva real del incendio) o curvas de fuego parametrizado.
- Dada la complejidad del proyecto estructural y con análisis avanzados de ingeniería de fuego en ocasiones puede ser necesario para la validación de los valores obtenidos, realizar una simulación virtual (de la evacuación), para conocer los tiempos de esta disponibles y compararlos con los tiempos reales requeridos (resultados de la simulación), para dicho proceso.

2.1. La ingeniería de fuego y el uso de modelos avanzados

El uso de modelos avanzados tanto en la definición del desarrollo de un incendio como en el análisis estructural de edificaciones, van a permitir determinar, normalmente, valores inferiores a los prescriptivos, lo cual tendrá un impacto importante en los costos de ejecución y de mantenimiento de la construcción, así como en los aspectos estéticos del mismo, libertad de diseño arquitectónico, entre otros.

Este tipo de estudios definidos por la ingeniería de fuego (la cual será definida más adelante), indican también que tipo de sistema sería el más conveniente desde el punto

de vista técnico – económico para alcanzar los requerimientos de protección, teniendo además en cuenta las limitaciones existentes por motivos económicos, técnicos de aplicación- instalación, estéticos, etc.

El desarrollo de esta metodología se hace teniendo en cuenta aspectos relevantes del cálculo estructural en caso de incendio que favorecen la optimización de la protección estructural respecto del análisis de tipo prescriptivo (normativo).

En particular se consideran:

- Los efectos térmicos procedentes de un incendio real, datos diferentes a los establecidos en la curva de incendio ISO o estándar. En estudios avanzados se tiene en cuenta el factor de ventilación real del recinto y el tiempo completo del incendio desde su inicio hasta la combustión completa de todos los materiales combustibles presentes en el sector de incendios.
- El análisis de subestructuras del edificio, a diferencia del análisis de elementos individuales, está demostrado con incendios a escala real que la interacción entre elementos mejora el comportamiento mecánico individual de cada uno de ellos.
- Consideración de los elementos que cuentan con reserva de resistencia en el cálculo estructural a temperatura ambiente.

Por otra parte, desde el punto de vista normativo, la mayoría de los casos suelen estar contemplados en los códigos sean americanos o europeos (base de las NSR10), para su correspondiente análisis y cálculo. Por ello, los estudios se realizan siguiendo las directrices y metodología indicada en los mismos, por lo que debe entenderse como un análisis dentro del marco normativo.

2.2. Severidad del incendio y resistencia al fuego:

La mayoría de las edificaciones están conformadas por elementos constructivos tales como muros de cerramientos, muros interiores, cubiertas, etc., que son soportados por elementos o sistemas estructurales ya sean aporricados o por muros de carga.

Para evitar el colapso de la edificación, los elementos estructurales deben tener una capacidad portante suficiente durante todo el desarrollo del incendio. En otras palabras, el fallo estructural ocurrirá si la carga aplicada excede la capacidad portante del conjunto en algún momento durante el incendio.

En estructuras sencillas, el colapso de un elemento conduce al colapso de toda la estructura. En estructuras más complejas es posible que estas sobrevivan a un incendio aun cuando uno o varios elementos hayan perdido su capacidad portante. Esto es algo que a temperatura ambiente no ocurre y se debe a las fuerzas interiores que aparecen como consecuencia de las interacciones de unos elementos con otros inducidas por la dilatación térmica.

La directriz en el diseño de estructuras en situación de incendio consiste en verificar que la resistencia de la estructura (o parte de ella) sea superior a la severidad del incendio a la que dicha estructura está expuesta.

Esta verificación requiere que se cumpla la siguiente ecuación de diseño:

$$R_{a f} \geq S_{d i}$$

La resistencia al fuego de la estructura es una medida de su capacidad para resistir el colapso mientras que la severidad del incendio es una medida de su potencial destructivo que podría llegar a producir el colapso de la estructura.

Existen tres métodos para verificar y comparar la resistencia al fuego con la severidad del incendio. En este sentido, la verificación puede realizarse en el dominio del tiempo, de la temperatura o de la resistencia, como se explica en la **Tabla 2.1**.

2.3. El factor tiempo

El tiempo transcurrido hasta la falla o colapso de uno varios elementos estructurales de una edificación representan el grado de resistencia al fuego de dichos elementos (fire resistant rating). Los grados de resistencia al fuego de los materiales constitutivos de los elementos estructurales están basados en ensayos a escala real para los cuales se utiliza una exposición a un fuego de tipo estándar.

La duración de un incendio es lo que normalmente se especifica en las normativas de resistencia estructural para condiciones de fuego (títulos F y J de las NSR-10), como una medida del grado de severidad del incendio en cuestión. Cuando es dado por normatividad, está referido a un incendio de tipo estándar o parametrizada (curva ISO834, en el caso colombiano).

DOMINIO	UNIDADES	RESISTENCIA AL FUEGO	SEVERIDAD DEL INCENDIO
TIEMPO	Minutos/horas	Tiempo de colapso	Duración del fuego calculada o especificada en un código
TEMPERATURA	°c	Temperatura que produce el colapso	Máxima temperatura alcanzada durante el incendio
RESISTENCIA	kN	Capacidad de carga a temperatura elevada	Carga aplicada durante el incendio

Tabla 2.1 Verificación de resistencia en el dominio del tiempo, de la temperatura o de la resistencia.

Fuente: Dr. PhD. Angel Guerrero.

De manera análoga, la duración del incendio también puede calcularse con fuegos reales y de ser posible, se considera una combustión completa de los materiales que afectan los elementos estructurales, sin tener en cuenta la intervención de medios auxiliares (protección pasiva), ni el funcionamiento de los sistemas automáticos de extinción (protección activa).

2.4. Resistencia al fuego

La resistencia al fuego (o grado de resistencia al fuego), normalmente se cuantifica como el tiempo que un elemento cumple un criterio concreto durante la exposición a un ensayo estándar de resistencia al fuego (nominal). La resistencia al fuego de un elemento estructural también se puede cuantificar según la temperatura crítica o la capacidad portante máxima que puede llegar a soportar dicho elemento durante un incendio.

El grado de resistencia al fuego de un elemento (rating) es la resistencia al fuego asignada a ese elemento estructural. Se necesita asignar un grado de resistencia al fuego a los elementos para comparar con la severidad del incendio especificada en las normativas o códigos de diseño y comprobar su adecuación.

El grado de resistencia al fuego de un elemento depende de muchos factores siendo los principales, la severidad del incendio, el material constitutivo, sus propiedades geométricas, los grados de libertad y las cargas aplicadas durante el incendio. El grado de resistencia al fuego asignado a un elemento debe especificar también estos datos de partida.

2.5. Ensayos de resistencia al fuego:

Los ensayos de resistencia al fuego de los elementos estructurales no pretenden simular incendios reales. El propósito es proporcionar un método común que permita comparar la capacidad portante entre diferentes tipos de estructuras.

Los ensayos a escala real (que también pueden ser a pequeña escala), se llevan a cabo para elementos o partes de una estructura (subestructura), representativa de las edificaciones con el objeto de determinar su grado de resistencia al fuego, de tal forma que al instalar una estructura similar en un edificio real se les pueda asignar el mismo grado de resistencia al fuego.

Esto supone una simplificación muy importante y se aleja mucho de la realidad ya que existen muchas diferencias entre el escenario de incendio del ensayo y el escenario de un incendio real. Normalmente hay diferencias de tamaño entre las estructuras a comparar, diferentes cargas aplicadas, diferentes condiciones de contorno (grados de libertad) y diferentes tipos de fuego al que están expuestas.

En este tipo de ensayos se presenta una problemática con respecto a las cargas aplicadas debido a que todo elemento al que se le exige cumplir con un criterio de estabilidad frente al fuego debe ser ensayado bajo la acción de la carga aplicada. Los elementos ensayados sin carga conducen a resultados no seguros, ya que no permiten valorar el efecto de las deformaciones bajo la acción del incendio. De hecho, el nivel de

carga sobre un elemento estructural durante un incendio real puede tener un efecto importantísimo en su rendimiento o capacidad portante.

El problema de los ensayos es decidir el nivel de carga a aplicar. Si un elemento se prueba con un nivel de carga bajo, la resistencia al fuego será alta, pero puede restringir el uso del producto en otras aplicaciones donde sea necesario considerar un nivel de carga mayor. Esta problemática se puede solventar realizando cálculos complejos con modelos avanzados de simulación computacional que permitan predecir el grado de resistencia al fuego de la estructura bajo la acción de las cargas reales existentes en el edificio. Estos modelos deben estar calibrados con diferentes ensayos a escala real.

2.6. Criterio de colapso.

Para alcanzar las condiciones de estabilidad un elemento estructural debe mantener su capacidad portante bajo la acción de las cargas aplicadas durante la duración del ensayo o la duración del incendio sin producirse el colapso.

El estándar para muchos ensayos es tener una limitación de la deformación y/o una limitación en la velocidad a la que se produce la deformación, de tal forma que se detenga el ensayo antes de que se produzca el colapso de la estructura y pueda dañar el horno. Un criterio de fallo común es limitar la deformación a 1/20 de la luz y/o envergadura o también limitar la velocidad de deformación a 1/30 de la luz / envergadura.

2.7. Cálculo estructural avanzado.

El cálculo estructural en situación de incendio debe considerar los siguientes pasos:

- Selección de los escenarios de incendio o escenarios de fuego de cálculo oportunos.
- Determinación de los fuegos de cálculo correspondientes.

- Cálculo de la evolución de la temperatura en el interior de los elementos estructurales.
- Cálculo del comportamiento mecánico de la estructura expuesta al fuego. El comportamiento mecánico de una estructura expuesta al fuego depende de las acciones térmicas y de su efecto sobre las propiedades de los materiales y sobre las acciones mecánicas indirectas, así como el efecto mecánico de las acciones directas.

El procedimiento de cálculo estructural en situación de incendio establecido especialmente en el Eurocódigos y que podrían usarse en el Reglamento NSR10, contempla diferentes alternativas de análisis permitiendo utilizar modelos de cálculo estructural de tipo simplificado o modelos de cálculo de tipo avanzado, a partir de acciones térmicas generadas por fuegos nominales o por acciones térmicas calculadas a partir de los parámetros físicos y químicos generados por fuegos reales.

Los modelos avanzados de cálculo estructural proporcionan un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego, los cuales deben incluir tres modelos separados de cálculos para determinar:

- La severidad del incendio calculada con un modelo de fuego avanzado.
- El desarrollo y distribución de la temperatura en el interior del elemento estructural.
- El comportamiento mecánico de la estructura o parte de ella calculada con un modelo de cálculo estructural avanzado.

Resumiendo lo anteriormente descrito podemos visualizarlo de la siguiente manera (**Figura 2.1**).

Con un modelo de fuego avanzado (en el análisis térmico de los elementos), se realiza para toda la duración del incendio, incluida la fase de enfriamiento. Además, debe tener en cuenta la posible propagación de unos combustibles a otros y la posibilidad de llegar al *flashover* encontrándose limitado el tamaño del incendio al área del sector de incendios.

Ahora bien, en los anteriores conceptos se han dado los fundamentos y principios de ingeniería en los que se basa la ingeniería contra incendios estructural, una rama de la ingeniería de fuego que más desarrollo está experimentando en la comunidad de ingeniería contra incendios internacional (ref. 01)

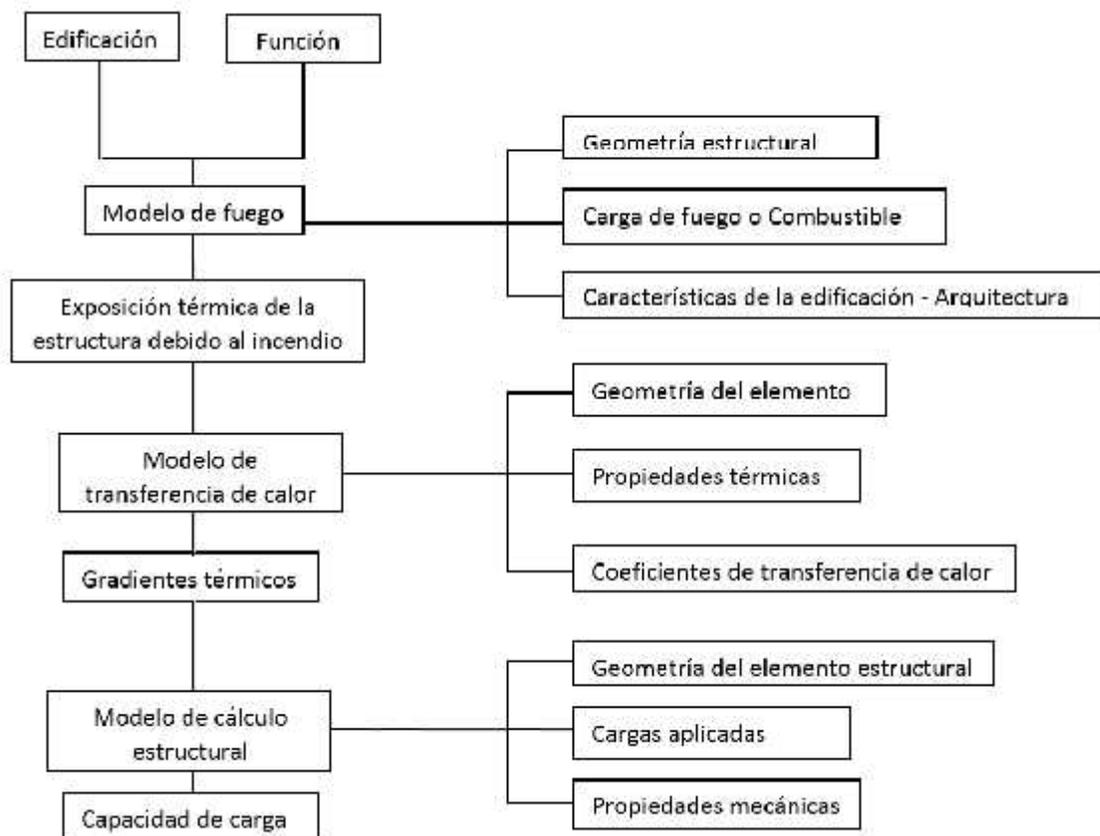


Figura 2.1 Modelos de cálculo para la resistencia al fuego en estructuras.
Fuente: Dr. PhD. Angel Guerrero

2.8. La Ingeniería del Fuego

La Ingeniería del Fuego es la aplicación de los principios de la ciencia y la ingeniería a la protección de las personas, de los bienes y del medio ambiente de los efectos destructivos del fuego.

La Ingeniería del Fuego es una especialidad con creciente presencia y aplicaciones en todo el mundo. La conciencia creciente de la necesidad de protección de las vidas y los bienes frente a los riesgos derivados del fuego hacen que los ingenieros con conocimientos en protección contra el fuego sean cada vez más demandados en diversos sectores en especial en la construcción, tanto de edificios como de infraestructuras, mas sin embargo a nivel internacional el campo de acción se extiende también al transporte de pasajeros y de mercancías, la industria, el almacenamiento, etc. Intervienen también tanto en el diseño de vehículos, industrias, procesos, edificios o infraestructuras, como en la selección, ensayo y homologación de materiales y productos, la evaluación de la seguridad, la evaluación de riesgos o daños, como propiamente en el proyecto de sistemas de protección contra incendios tanto pasivos como activos, así como en la elaboración de planes de evacuación, autoprotección y emergencia. Contar con los servicios de un especialista en ingeniería de seguridad contra el fuego es necesario para cualquier compañía que fabrique productos, los almacene o quiera comercializarlos.

El Ingeniero especialista en Fuego es responsable de analizar, diseñar y poner en práctica la seguridad en caso de incendio en un edificio, una industria o cualquier lugar donde hay riesgo de incendio. La seguridad en caso de incendios requiere conocer los diferentes sistemas que van apareciendo en el mercado (cada vez más avanzados tecnológicamente) así como toda la normativa aplicable en cada situación. En el caso de las empresas instaladoras o de mantenimiento de sistemas de seguridad contra incendios, en numerosos países están obligadas por la normativa de incendios a tener en plantilla a un técnico titulado, perfil que idóneamente será cubierto por un Ingeniero del Fuego, o, en su defecto, recurren sistemáticamente a estos profesionales para su

asesoramiento, realización de proyecto y revisión de instalaciones de protección contra incendios.

2.8.1. Dinámica de incendios

La dinámica de incendios es el estudio de los diversos factores que influyen en el desarrollo y comportamiento de un incendio. Según la organización americana N.F.P.A., o Asociación Nacional de Protección Contra el fuego (por sus siglas en inglés N.F.P.A., National Fire Protection Association), en su glosario la define como "el estudio detallado de como la química, la ciencia del fuego y *la ingeniería de la mecánica de fluidos y de la transferencia de calor interactúan para influenciar el comportamiento del fuego*". La Dinámica de Incendios, especialmente en su software o metodología computacional más avanzada (Computational Fluids Dynamics), es capaz de evaluar por ejemplo, el riesgo real que existe en una determinada industria o bodegaje y determinar la propia curva de incendio del mismo ajustada a su realidad sin necesidad de recurrir a curvas de incendio estandarizadas que en la mayoría de los casos son poco aplicables al caso en cuestión y que resultan en sobrecostos por ser excesivamente conservadoras y en un desconocimiento del riesgo real.

2.8.2. Protección contra incendios

Se llama protección contra incendios al conjunto de medidas que se disponen en las edificaciones para protegerlas contra la acción del fuego y que generalmente, con ellas se trata de conseguir tres fines:

- Salvar vidas humanas.
- Minimizar las pérdidas económicas producidas por el fuego.
- Conseguir que las actividades del edificio puedan reanudarse en el plazo de tiempo más corto posible.

En Colombia, el diseño estructural para condiciones de incendio tiene como fin primordial el preservar la vida humana, siendo los otros dos generalmente impuestos o por las

compañías de seguros (para rebajar costos en las pólizas), o por las necesidades económicas dados los altos costos de la protección definida para condiciones teóricas y no reales de la estructura.

En Colombia el análisis estructural se realiza para definir parámetros de protección de las edificaciones en caso de fuego, basándose en cargas térmicas dadas por tablas o fuegos parametrizados y no por fuegos reales definidos para cada caso particular (según el uso y características de cada edificación), y valorados exclusivamente por la ingeniería de fuego (especialidad inexistente en el territorio nacional).

2.9. Medidas de protección

La protección de las estructuras ante la acción de altas temperaturas generadas por fuego, se puede realizar bajo dos tipos a saber:

Tipo 1 - Protección activa: Se refiere a todo tipo de protección contra el fuego que consista en la instalación de mecanismos automáticos de detección y de extinción de fuego, tales como detectores de humo con alarmas sonoras, sistemas de extinción con productos químicos, rociadores automáticos de agua o espuma, entre otros. De igual forma las protecciones activas fundamentalmente se manifiestan en las instalaciones para extinción de incendios. Se dividen en varios tipos, básicamente Detección, Alerta y Señalización, Extinción o Presurización de escaleras.

Tipo 2 - Protección pasiva: Se trata de todo aquel conjunto de materiales o sistemas constructivos que al ser diseñados evitan la aparición de un incendio y su propagación, protegen a los elementos constitutivos de las edificaciones ante la acción del fuego y favorecen la extinción de este.

La protección pasiva también incluye todas las medidas que afectan al diseño o la construcción estructural de una edificación, en primer lugar, facilitando la evacuación de los usuarios presentes en caso de incendio, mediante vías de suficiente amplitud cuya estabilidad estructural se encuentre garantizada y, en segundo lugar, retardando y confinando la acción del fuego para que no se extienda muy deprisa o se detenga antes de invadir otras zonas.

Estas medidas o requerimientos especialmente constructivos y normativos se encuentran plasmados en el título J de las NSR-10.

La protección pasiva definida por la ingeniería de fuego (fuera del alcance de lo estipulado hasta la fecha en la NSR-10), también puede incluir la gestión y control de humos, la evacuación de personas, el comportamiento ante el fuego de las personas, el diseño de estructuras y distribución de interiores, la evaluación de riesgos y de factores económicos y en casos especiales la investigación de incendios (dada exclusivamente a los bomberos en Colombia). En cada una de estas áreas de conocimiento la ingeniería de fuego intervendrá para la realización de las siguientes tareas:

- Desarrollar proyectos de seguridad de incendios, tanto desde el punto de vista de la prevención como de la reacción frente a un incendio para garantizar la seguridad de sus ocupantes y de los equipos de rescate o cuerpos de intervención. El ingeniero define los sistemas de prevención y protección contra incendios que requiere un edificio o una industria en función del riesgo de incendio que esta revista, las características del lugar y la normativa de aplicación. Por consiguiente: Analiza el espacio que hay que proteger; diseña la seguridad contra incendios, que debe incluir: sistemas de prevención (que reducen la posibilidad de que haya un incendio y la gravedad de las consecuencias en el supuesto de que se propague), sistemas de protección ante un incendio (que se activan cuando empieza un incendio con el fin de controlarlo, extinguirlo y reducir los daños), y la elaboración de la memoria y los planos del proyecto.
- Desarrollar la instalación de proyectos de seguridad en caso de incendio. Una vez diseñado el proyecto, éste debe ejecutarse. En esta fase, el ingeniero: Controla el proceso de ejecución para que se realice como se ha indicado en el diseño y con los materiales que se han especificado, es decir, vigilando que no se produzcan cambios de calidad de material o de diseño; Controla la recepción y la instalación: Una vez ejecutada la instalación, el ingeniero verifica que todo se haya realizado adecuadamente y que la instalación funcione correctamente. Entonces, facilita el certificado de puesta en marcha de las instalaciones.

La aplicación del Diseño Basado en Prestaciones o Desempeño es un enfoque de la Ingeniería para el diseño de protección contra el fuego el cual se basa en los siguientes parámetros: 1. Define metas y objetivos de seguridad contra el fuego necesarias o requeridas. 2. El análisis probabilístico de escenarios de incendio (definición de curvas reales de fuego según cada escenario propuesto). 3. Evaluación cuantitativa del cumplimiento de las metas y objetivos de seguridad contra el fuego por parte de las alternativas de diseño utilizando herramientas de Ingeniería (tales como la dinámica de fluidos computacional para la simulación del incendio), metodologías y criterios prestacionales aceptados.

2.10. Diseño Prescriptivo

En el diseño Prescriptivo la premisa de diseño se basa en definir un nivel aceptable de protección contra un fuego de diseño, el cual es cuantificado en términos de riesgos. Por tal motivo este es un método de diseño básico que se fundamenta en la demostración de los criterios básicos generales de la normatividad, plasmada en el título J de las NSR-10.

2.11. Diseño por Prestaciones o Desempeño.

En un diseño estructural completo para condiciones de incendio y basado en Prestaciones o Desempeño (prestación, término que se refiere a una respuesta estructural óptima dada por un elemento o conjunto de elementos de una edificación ante la acción de cargas o esfuerzos actuantes en ella), escenarios de incendio y estrategias de diseño específico, son evaluados todos los parámetros para demostrar que el diseño cumple satisfactoriamente los máximos objetivos de seguridad requeridos.

Entre las principales ventajas del diseño basado en Prestaciones o Desempeño se encuentran su orientación específica al caso estudiado, el constituir una metodología para el desarrollo de soluciones de diseño alternativas no enfocadas adecuadamente a las necesidades de los promotores en las normas de carácter prescriptivo, o la consecución de los niveles de seguridad requeridos en base a las soluciones más

económicas que podrán partir de la curva de incendio real del edificio estudiado y no de una curva de fuego estandarizada que podría estar alejada de dicha realidad. por ello, también proporciona al propietario de una edificación una valoración real del grado de protección de sus instalaciones en caso de un incendio.

Por lo anteriormente mencionado el diseño Basado en Prestaciones o Desempeño requiere un nivel superior de habilidad en Ingeniería por parte del equipo de diseño comparado con el diseño prescriptivo tradicional. Requiere de un esfuerzo de Ingeniería superior que, si bien puede afectar al costo del diseño, se acaba traduciendo en importantes ahorros al conseguir los niveles de seguridad requeridos con base en las soluciones más económicas. De igual forma permitirá al equipo de diseño seleccionar la estrategia de protección contra el fuego más económica que no sólo proporcione un nivel de seguridad frente al incendio adecuado, sino que también funcione bien en el edificio. Como mínimo, un Diseño Basado en Prestaciones o Desempeño igualará el nivel de seguridad pretendido en un diseño prescriptivo y podrá incluso superarlo.

2.12. Investigación de incendios y su desarrollo.

La investigación de incendios es un campo ampliamente desarrollado (especialmente en Europa y Norte América), donde el ingeniero analiza las causas que han producido un incendio, cómo ha sucedido, cómo ha evolucionado y las posibles soluciones. Trabaja para propietarios, aseguradoras y como peritos judiciales. Otro campo es la investigación de nuevos sistemas de prevención y protección contra incendios; del comportamiento del fuego y de los materiales. Todo eso se lleva a cabo especialmente en grandes empresas y laboratorios. En Colombia la investigación en este campo es precaria y en la cual rara vez es consultado un especialista en análisis matemático de fuego, dejando toda la responsabilidad a los bomberos.

2.13. Ingeniería estructural para condiciones de fuego en Colombia.

El Diseño Prestacional (el cual no es exigido en la normatividad Colombiana, pero si permitido), difiere del enfoque del Diseño Prescriptivo obligatorio y generalmente usado en el país. En el diseño Prescriptivo al ser básicamente su finalidad de diseño el definir

un nivel aceptable de protección contra un fuego de diseño, el cual es cuantificado en términos de riesgos y no en términos de cálculos matemáticos más exactos y reales, genera unos costos de diseño bastante bajos en comparación con el Diseño prestacional o de desempeño. En el Diseño Prestacional los métodos para la consecución del nivel de seguridad pretendido son desarrollados en la justa medida para cada estructura específica, incendio (real o parametrizado) y características de los ocupantes de la instalación evaluada, definiendo un nivel de alta protección contra el fuego para la edificación como para sus ocupantes.

En Colombia, la especialidad o formación del ingeniero en fuego como tal, no está implementada ni reglamentada (por lo cual la legislación no exige diseños prestacionales), requiriéndose por ley que el calculista estructural sea capaz de realizar un diseño estructural para condiciones de fuego exclusivamente en el campo de la protección pasiva (diseño prescriptivo).

La finalidad del cálculo estructural dada en la NSR-10, en el diseño para condiciones de fuego, radica principalmente en la protección de la vida humana, garantizando (para un tiempo requerido), que la estructura no llegara a colapsar ante la acción del fuego y sea esta la causante de la pérdida de vidas humanas.

Dado que la ingeniería estructural en Colombia no incluye la especialidad en fuego, el diseño estructural (diseño prescriptivo), para condiciones de incendio se ha basado en condiciones de fuego parametrizado en curvas ISO, especialmente en la curva ISO-834. En este tipo de diseño solo se analiza la respuesta estructural de la edificación definiendo la mejor protección activa y/o pasiva a utilizar, definida en cantidades como espesores de pintura, mortero ignífugo, de placas de yeso o cualquier otro tipo de barrera protectora. En esta alternativa no se verifica ningún sistema ya definido de protección como lo es el sistema de rociadores o las rutas de evacuación de la estructura, o lo antes definido por la ingeniería de fuego en el diseño por Prestaciones o Desempeño.

En el estudio de la capacidad estructural de una edificación de resistir la acción de las altas temperaturas generadas por el fuego en caso de un incendio, se debe realizar un análisis estructural basado en una curva estándar de fuego, teniendo objetivos concretos últimos tales como:

- Determinar los valores térmicos máximos de la estructura para cada elemento.
- Evaluación de la necesidad o no de aplicar protecciones ignífugas o similares.
- Definir con precisión aquellas zonas concretas donde la protección sea necesaria, de cara a garantizar la seguridad durante todo el incendio.
- Dictaminar en qué medida se puede ahorrar la protección ignífuga en la estructura proyectada, manteniendo en todo momento los estándares de seguridad del edificio en lo que a la integridad de la estructura y a la seguridad de los ocupantes frente a los posibles incendios se refiere.
- Definir cantidades y costos precisos de los materiales a utilizar en la protección pasiva de los elementos estructurales.

Estos análisis se basarán en una respuesta térmica y mecánica de la estructura, ante la acción combinada de cargas estáticas, dinámicas y de temperatura.

3. CONCEPTOS BÁSICOS DEL FUEGO Y EL INCENDIO

3.1. El fuego

Según la Asociación Nacional de Protección contra el Fuego - NFPA (National Fire Protection Association, organización fundada en Estados Unidos en 1896, encargada de crear y mantener las normas y requisitos mínimos para la prevención contra incendios, así como la capacitación, instalación y uso de medios de protección contra estos), generalmente 30 minutos suelen ser suficientes para la evacuación segura de los ocupantes de una edificación, aunque en edificios muy altos el tiempo requerido puede ser dos o tres veces mayor. Además, es necesario tener en cuenta otros factores como, la seguridad de los bomberos, protección contra la propagación del fuego y contra el colapso estructural, entre otros factores.

La resistencia al fuego se mide en unidades de tiempo y está definida en el artículo J.3.2. del reglamento NSR-10 como: **“Periodo de tiempo en que un edificio o los componentes de este mantienen su función estructural o dan la posibilidad de confinar el fuego, medido como el tiempo que resiste un material expuesto directamente al fuego, sin producir llamas, gases tóxicos ni deformaciones excesivas”**. Las normas exigen diversos grados de resistencia al fuego, de acuerdo con las necesidades de protección y según el Instituto Americano de Hierro y Acero (American Iron and Steel Institute), dado que la respuesta de un material depende de su intensidad o severidad, es necesario establecer un marco de referencia respecto al cual se pueda medir el comportamiento relativo de los materiales.

3.2. El incendio

Según Vladimir Pignatta experto brasilero en incendios (Ref. 3, Pignatta,2002), el aumento de la temperatura de los elementos estructurales en los incendios se debe al flujo de calor por convección y radiación provocados por la diferencia de temperaturas de los gases calientes del ambiente en llamas y los componentes de la estructura. El flujo de calor por convección lo genera la diferencia de densidades entre los gases del

ambiente en llamas. Los gases calientes son menos densos y tienden a ocupar la atmósfera superior, mientras que los gases fríos de densidad mayor tienden a moverse hacia la atmósfera inferior del ambiente. Ese movimiento genera el contacto entre los gases calientes y la estructura, propiciándose una transferencia de calor, (**Figura 3.1**).

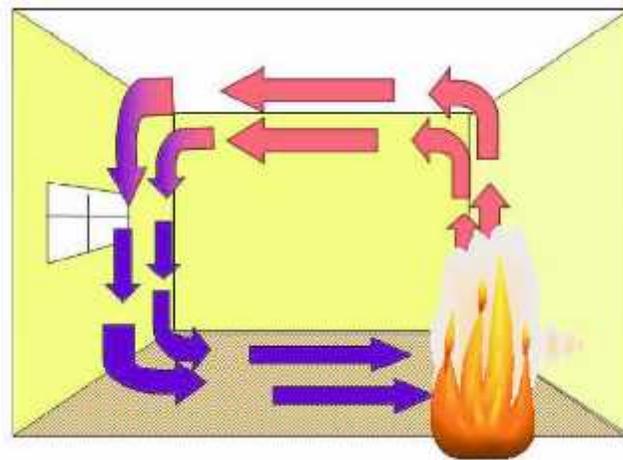


Figura 3.1: Convección en el curso de un incendio
Fuente: www.livingsteel.org

La radiación es el proceso por el cual el calor fluye en forma de propagación de ondas desde un cuerpo a alta temperatura a la superficie de otro a temperatura inferior (**Figura 3.2**).

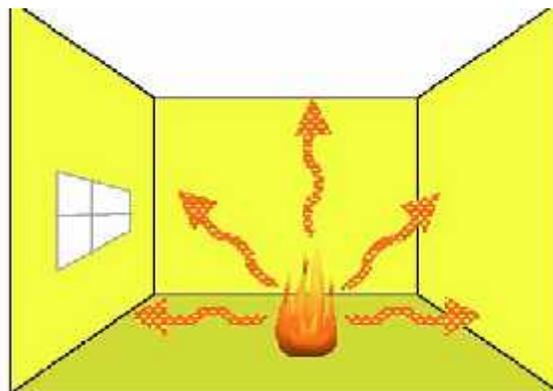


Figura 3.2: Flujo de calor radiante
Fuente: www.livingsteel.org

La superficie caliente del elemento estructural genera un flujo de calor hacia el interior del elemento que lo está calentando. Esta última transferencia de calor se denomina conducción. El flujo de calor radiante y convectivo actúa también sobre los elementos de cierre (losas, paredes, puertas, entre otros factores.) que deben tener suficiente resistencia al fuego para impedir la propagación del incendio por conducción al exterior del compartimiento en llamas (**Figura 3.3**).

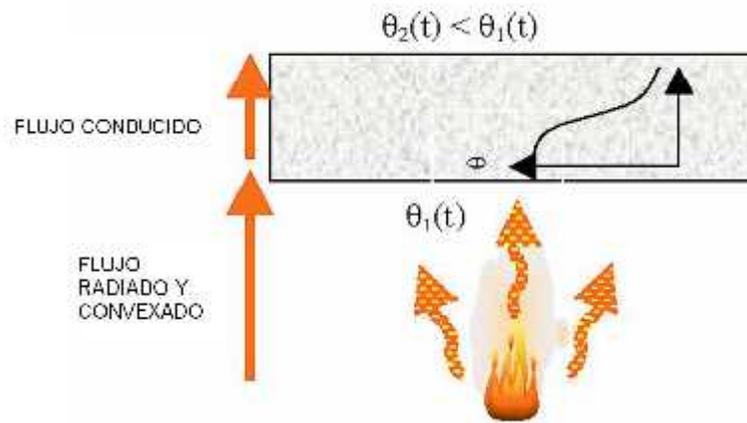


Figura 3.3: Flujo de calor a través de un elemento de compartimiento

Fuente: www.livingsteel.org

3.2.1. Incendio de diseño

La resistencia al fuego de una estructura o de un miembro de ésta, se determina con base en los resultados obtenidos en ensayos de laboratorio, habiéndose determinado el comportamiento de diferentes materiales y en el caso particular Colombiano para el acero. Estos ensayos se establecieron como pruebas normalizadas bajo las siguientes normativas: “Norma Técnica Colombiana” 1480 (NTC-1480), la norma 834 de la “International Organization for Standardization” (ISO-834), la norma E119 de la “American Society for Testing and Materials” (ASTM-E119), la norma 476 inglesa “Fire tests on building materials and structures” (BS-476), o la norma 4102 de la “Deutsches Institut für Normung” (DIN-4102). Las pruebas estandarizadas, consisten en exponer un elemento o miembro de un material directamente al fuego, controlando el aumento de la temperatura con el tiempo a una tasa que disminuye gradualmente. Este tipo de

medición se ha desarrollado para poder realizar ensayos en hornos de prueba que sirvan como medida comparativa del comportamiento individual de elementos estructurales expuestos al fuego (Ref. 4, NFPA, 1995).

Los criterios con que se evalúan los materiales analizados con las normas antes mencionadas se pueden agrupar en tipos de aislamientos, integridad de los elementos expuestos y su estabilidad estructural, así como la propagación térmica que estos proporcionan. Los anteriores ensayos y criterios se explicarán con mayor profundidad en el capítulo 4.

3.2.2. Incendio Real

Hasta mediados de la década de los años 70, las normas se basaban solamente en las resistencias de elementos estructurales individuales, evaluadas en pruebas con un incendio patrón, y en clasificaciones, generalmente empíricas y subjetivas, de resistencias al fuego medidas en tiempo.

Según el Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto (IMCYC), en las últimas décadas, los procedimientos de diseño contra fuego han evolucionado en especial considerando acontecimientos recientes, tales como los incendios de las Torres Gemelas en Nueva York, que colapsaron debido a la acción del fuego, donde como conclusión general se estableció que los elementos estructurales no deben considerarse por separado sino en el conjunto del edificio como un todo y que es necesario conocer el desarrollo del fuego tal como ocurre en la realidad. Para esto se debe tener en cuenta no sólo el grado de combustibilidad y la cantidad de los materiales dentro del espacio a proteger, sino también la configuración, distribución, ventilación y protección de este espacio, así como de los materiales estructurales que conforman el edificio.

De los datos obtenidos en los incendios reales de estructuras se determinó que el fuego aumenta de acuerdo con el balance de la masa y energía dentro del espacio incendiado. Muchas investigaciones se han desarrollado para establecer relaciones entre la severidad de los fuegos naturales y los fuegos patrón (Ref. 5, AISI, 1997).

Es imposible saber con anterioridad cual será el desarrollo de la temperatura en un espacio de una edificación durante un incendio. Sin embargo, los estudios realizados durante los últimos veinte a treinta años han demostrado que es posible vaticinar cual es la curva de temperatura contra tiempo que probablemente no será excedida para un espacio determinado con condiciones específicas.

El cambio en la temperatura en los incendios reales depende de la energía de combustión disponible, la ventilación del lugar y las propiedades físicas y químicas de los materiales de las paredes, techos, pisos y del contenido del lugar. Según NFPA, el desarrollo de la temperatura en un incendio real, dentro de espacios cerrados, presenta una evolución como la que se muestra en la **Figura 3.4** en la que pueden distinguirse tres etapas: Etapa de crecimiento, etapa de desarrollo completo y etapa de decaimiento.

Durante la etapa de crecimiento, el fuego no alcanza temperaturas que puedan amenazar la integridad estructural de los elementos; sin embargo, durante el periodo de desarrollo completo, las temperaturas pueden permanecer alrededor de los 1000 °C o más, lo que puede representar peligro para las estructuras.

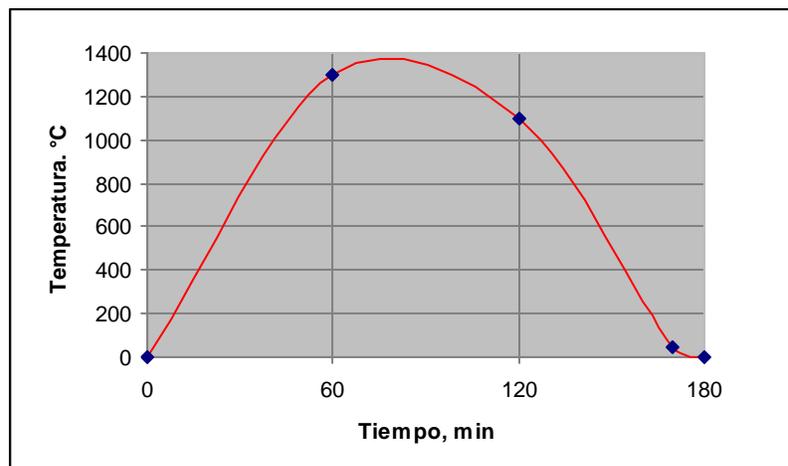


Figura 3.4: Curva de temperatura en el incendio real

Fuente: Handbook of Fire Protection Engineering, Massachusetts, 1995

4. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES A TEMPERATURAS ELEVADAS EN SITUACIÓN DE INCENDIO

En la construcción a lo largo de la historia se han utilizado diversos tipos de materiales, unos persiguiendo conseguir la estética en su diseño y otros la resistencia de la propia estructura; ahora bien, ante la incidencia del fuego sobre este tipo de materiales, éstos se comportan de distinta forma según su composición, ya sea piedra, madera, acero, concreto, cerámicos, etc.

Cuando los materiales se encuentran en su estado puro, es decir no disponen de ningún tipo de protección o revestimiento, sufren de un modo más incisivo la acción del fuego; por ejemplo, el acero, por lo general es un elemento que sometido a las temperaturas de un incendio, constituye por sí mismo un riesgo considerable, el calor se expande rápidamente en él y cuando el material sustenta cargas, presenta con facilidad colapsos en su estructura.

Con el aumento de temperaturas también se desarrollan otros comportamientos adversos como:

- Expansión excesiva.
- Plasto-deformación progresiva acelerada.

Sin embargo, los parámetros de diseño importantes a temperaturas normales son equivalentes a los parámetros que deben ser tenidos en cuenta para elevadas temperaturas. A continuación, se presentarán las afectaciones más importantes a que puede verse sometidos los elementos estructurales dependiendo del material.

4.1 Acero Estructural

El acero como material estructural se implementó desde el siglo XIX, especialmente en la construcción de puentes, edificios y actualmente debido a su gran versatilidad en todo

tipo de construcciones y edificaciones modernas, constituyéndose como un excelente material portante de carga en la construcción de estos.

El acero es un buen conductor del calor, una de las formas clásicas de la transmisión del calor o “conducción”, se presenta debido a que el hierro (elemento mayoritario en la composición del acero), como metal que posee electrones libres, lo que puede propagar el calor fácilmente a través de elementos construidos con este material (vigas, columnas, paneles, etc.) originando a continuación nuevos focos térmicos que expanden el área de calor a una nueva combustión.

El acero estructural, aunque posee una buena ductilidad y buena resistencia estructural se ve afectado adversamente por el fuego al presentar altas temperaturas. Aun cuando el acero funde entre 1.300°C y 1.400°C , mucho antes de llegar a este punto, pierde su resistencia, reduciéndose a la mitad al llegar a los 500°C , el calor lo dilata con gran facilidad, llegando una viga de 20 m de longitud, alcanzar los 21 m a esta temperatura, el acero estructural pierde dos tercios de su resistencia inicial y en proporción al aumento y dirección de la carga a la cual es sometida, comenzando por pandear y ceder, con el consiguiente arrastre del resto de los elementos portantes de la construcción.

Este comportamiento del acero en estructuras de edificaciones, no presupone la presencia de altas temperaturas o anormales condiciones, sino que son suficientes de pequeños a moderados incendios para que se produzca la deformación del material. En general, todos los metales bajo la acción del calor presentan un riesgo máximo a la distorsión y colapso.

Cuando una viga de acero que forma parte de un sistema estructural cede, se producirá simplemente un desplome local, con lo cual se puede generar una reacción en cadena que puede llegar a la desestabilización estructural en la edificación, de ahí la importancia de oponerse o resistir al incendio individualmente como en conjunto. Por lo anteriormente descrito, se comprende la necesidad de dotar a estos elementos estructurales de una protección acorde a su naturaleza o condiciones estructurales.

El acero estructural, ni es combustible ni aporta como combustible al incendio, más sin embargo los problemas de capacidad estructural que presenta al exponerse a altas temperaturas dependen de varios factores:

- La función del elemento de acero
- Grado de esfuerzo
- Condiciones de carga y apoyo
- Área de superficie y espesor
- Temperatura dentro de éste

Se sabe que la temperatura interna del acero es completamente distinta de la temperatura exterior o de ambiente (Ref. 6, IAE, 2002)

El límite de elasticidad del acero es un parámetro elemental para la definición en el porte de cargas. La **Figura 4.1** muestra el diagrama esfuerzo deformación unitaria del acero A36 sometido a distintas temperaturas.

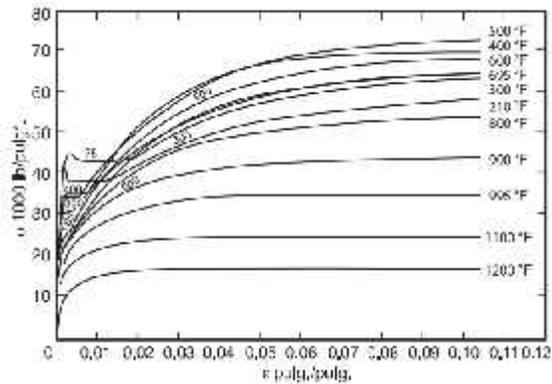


Figura 4.1: Curvas de tensión-deformación para el acero ASTM A36
Fuente: Instrucción de Acero Estructura (EAE), Ministerio de Fomento de España

De igual manera en la **figura 4.2**, se muestra la relación del límite elástico y el factor de elasticidad del acero A36 también a distintas temperaturas. Un detalle determinante de ambas figuras es que se puede ver cómo a medida que la temperatura aumenta, los valores característicos del acero disminuyen.

Las temperaturas seleccionadas como límite de tensión son consideradas dentro del acero, mas no en el ambiente que lo rodea. Sin embargo, el acero se caracteriza por transferir calor distante desde la fuente de calor, actuando, así como un sumidero térmico. El valor crítico puede verse retardado cuando tiene la posibilidad de transferir

calor a áreas más frías. Un factor importante es su capacidad de retardar la distribución considerablemente cuando el área de transferencia es mayor.

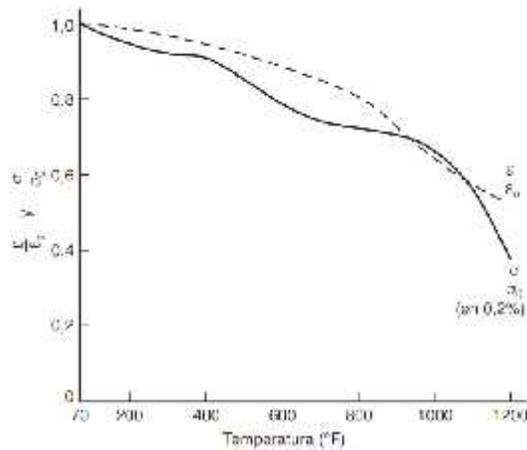


Figura 4.2: Relación del límite elástico, factor de elasticidad y temperatura- acero ASTM A36
Fuente: Instrucción de Acero Estructura (EAE), Ministerio de Fomento de España

Debido a lo anterior, los elementos sometidos a esfuerzos de compresión a altas temperaturas son más sensibles que los elementos sometidos a esfuerzos de tensión. La **Figura 4.3** muestra cómo la resistencia crítica de los elementos bajo esfuerzos de compresión del acero A36 se ven alterados por las temperaturas.

También la masa y el área de superficie de los elementos de acero están relacionados con la actividad térmica. Secciones más pesadas y gruesas tienen una mayor resistencia contra los incendios. Por otro lado, las secciones livianas no protegidas tienen un tiempo aproximado de 5-10 minutos de colapso.

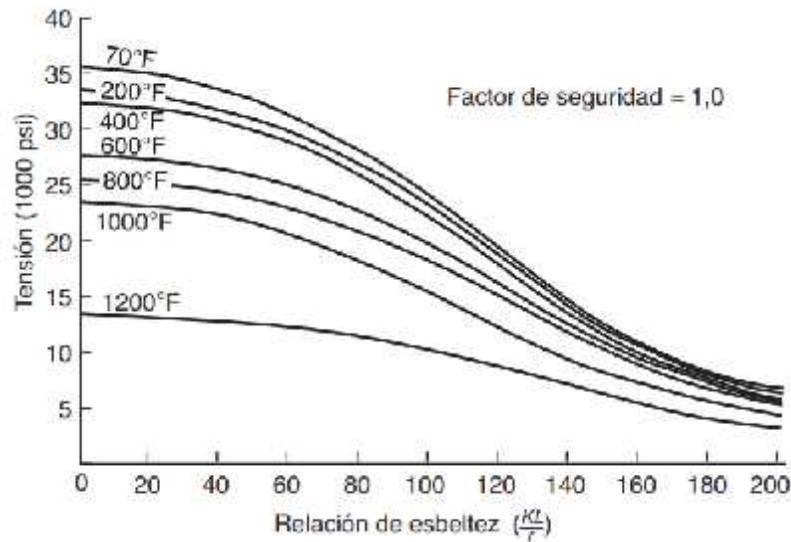


Figura 4.3: Resistencia crítica como función de la relación de esbeltez para varias temperaturas en el acero ASTM A36

Fuente: Instrucción de Acero Estructura (EAE), Ministerio de Fomento de España

Otra propiedad que puede alterar el acero es el coeficiente de expansión, el cual hasta los 600°C (1100°F) tiene un comportamiento seguido por la siguiente fórmula (Ec.9.1):

$$\alpha = 0.0000061 + 0.000000022\Delta t$$

Donde:

= coeficiente de expansión

t = variación de temperatura (°F)

En unidades SI (Ec.9.2):

$$\alpha = 6.1 \times 10^{-6} + 3.96 \times 10^{-5} \Delta t$$

= coeficiente de expansión

t = variación de temperatura (°C)

La alteración que se puede presentar es de dos tipos: 1) si los extremos del acero se encuentran empotrados axialmente, que, luego de sufrir una expansión térmica, llega a combinarse con la carga normal, ocasionando más rápido un colapso. 2) si no se encuentra empotrado axialmente, sucede un movimiento, el cual se encarga de cargar la columna excéntricamente. Para los demás casos las paredes pueden ocasionar colapso por expansión de las vigas. Este efecto puede ser una condición peligrosa tanto para los bomberos como para el edificio.

En la NFPA 251 existen unas pruebas alternativas en las cuales la falla ocurre cuando la temperatura promedio alcanza los 538°C (1000°C), llegando así en ciertas ocasiones hasta los 593°C (1100°C). Lo anterior no pueden tomarse como valores fijos, por lo cual hay que tener cuidado, su variación dependerá de las condiciones en las que se encuentre trabajando el acero estructural.

La capacidad portante de carga no debe despreciarse por encima de la temperatura, es importante prestar atención a estos aspectos, lo cual puede volverse una evaluación rutinaria dispendiosa y poco sencilla.

4.2 Concreto

4.2.1 Concreto reforzado

Por su parte el concreto reforzado, implementado desde finales del siglo XIX, es uno de los descubrimientos más importantes del hombre y con el cual se ha impulsado su desarrollo y modificado su medio ambiente. Al considerarse al concreto reforzado como una piedra artificial, moldeable y de gran resistencia, su versatilidad para la construcción de estructuras ha sido casi ilimitada pasando desde edificaciones, vías, estructuras, etc., hasta barcos.

El concreto con respecto al fuego tiene por lo general una buena resistencia, ésta se define por el periodo de tiempo en que su comportamiento estructural es aceptable ante las temperaturas que se observan en el espectro de un incendio.

Los elementos estructurales compuesto de concreto reforzado al exponerse a altas temperaturas por tiempos prolongados presentan fallas en su capacidad estructural debido a la pérdida de resistencia, desprendimientos localizados y otros efectos dañinos.

Los factores causantes incluyen el tipo de agregado, la humedad, el tipo de carga y el grado de esfuerzo al que está sometido el elemento durante la exposición.

Los agregados presentes en el concreto, pueden variar en su procedencia, por esto, los valores numéricos varían en un porcentaje respecto al original junto con un valor variable de resistencia. Lo único que permanece intacto es su comportamiento cualitativo.

El concreto liviano en comparación con el concreto normal, presenta un mayor desempeño a temperaturas elevadas y un valor de conductividad térmica más favorable. Un concreto de calidad para estos casos es el que tiene contenidos de agregados de vermiculita o perlita.

Las **Figuras 4.4** y **4.5** muestran el efecto de los agregados sobre las losas de concreto respecto a la resistencia al fuego³. Los agregados livianos como la escoria y la pizarra expandida, tienen un mejor comportamiento frente a la resistencia de calor que los concretos de peso normal con agregados carbónicos y silíceos.



Figura 4.4: Efectos de varios tipos de agregados sobre la resistencia al fuego de losas de 121 mm (4 ¾ pulg.)

Fuente: Instrucción de Acero Estructura (EAE), Ministerio de Fomento de España

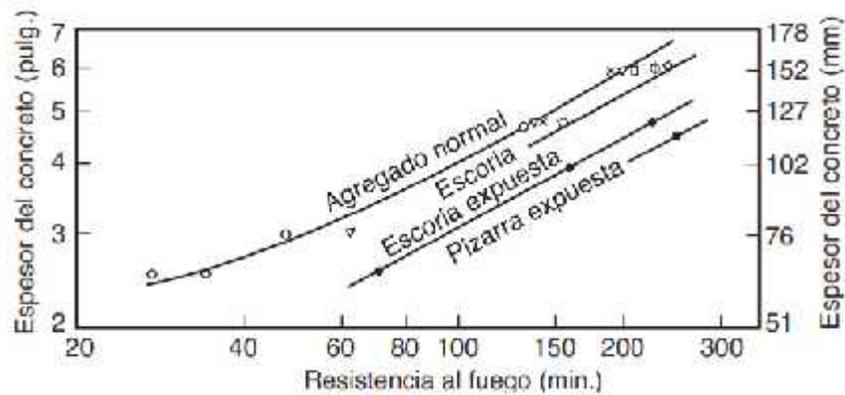


Figura 4.5: Relación de espesor de la losa y tipo de agregado con la resistencia al fuego.

Fuente: Instrucción de Acero Estructura (EAE), Ministerio de Fomento de España

Otra característica determinante en el contenido de humedad dentro del concreto. La energía para evaporizar la humedad absorbida y capilar en el concreto es muy alta. En el caso de los elementos horizontales, el vapor se ve desplazado hacia la parte superior del elemento, manteniendo así una temperatura limitante de 100°C (212°F) hasta que se expulsa por completo, aumentando así la resistencia al fuego del elemento.

Las propiedades mecánicas del concreto se ven afectados con el aumento de la temperatura, tal como lo muestra la **Figura 4.6** donde se compara la resistencia de compresión y el módulo de elasticidad³. Aún es tema de discusión la recuperación total de la resistencia del concreto luego de un incendio (Ref. 6, IAE, 2002).

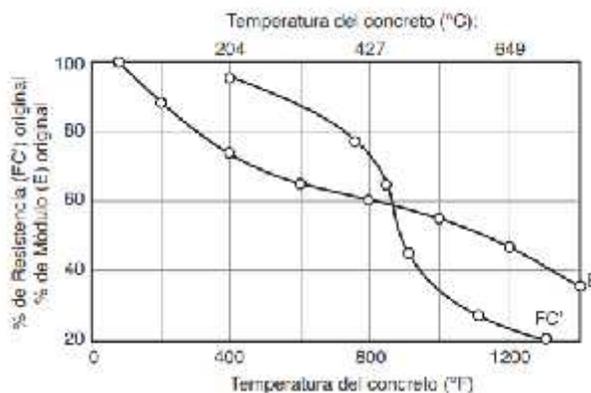


Figura 4.6: Efectos de la temperatura sobre los módulos de elasticidad y resistencia a la compresión.

Fuente: Instrucción de Acero Estructura (EAE), Ministerio de Fomento de España

Dadas las características de su composición, el concreto estructural no sufre generalmente colapsos ante un incendio; aunque es factible experimentar desvíos de posición tanto en la carga como en el suelo. La mayor parte de las estructuras suelen ser, después de haber sufrido la acción del fuego, lo suficientemente seguras como para restablecer sus funciones normales.

En relación a la tracción y la flexión, las resistencias del concreto ante el fuego, son las más afectadas. Al contrario, esta afectación es mucho menor en la resistencia a la compresión, estableciendo en términos generales una reducción en la resistencia de un 80 % a unos 800° C.

Ante un incendio, incluso aquellos materiales considerados tradicionalmente como incombustibles (como el concreto), no son lo suficientemente seguros contra el fuego. Si consideramos que en un incendio se alcanzan fácilmente 600° C a los 10 minutos de su inicio, y los 1.200° C a los 20 minutos, se comprende que incluso el concreto no es absolutamente seguro.

A los 1000° C la grava se disgrega y el cemento se deshidrata. Si se mantiene una temperatura de entre 1.000° C a 1.200° C durante un tiempo aproximado de tres horas, los efectos del fuego sobre el concreto, serán con toda seguridad nefastos. Los elementos de concreto se disgregan a una velocidad de unos cuatro (4) cm por hora y las armaduras a estas temperaturas, dejan de cumplir su función.

El concreto, aunque lentamente, puede desintegrarse hasta su total destrucción, incluyendo la degradación de su armadura, dado que todo elemento de construcción de superficie porosa, absorbe muy fácilmente los gases de la combustión; éstos en un incendio son gases ácidos, los cuales por el efecto de la reacción química se neutralizan con los compuestos cálcicos contenidos en el concreto estructural formándose cloruro de calcio, sustancia higroscópica que, combinada en el interior de la masa, con el vapor de agua de extinción contenido en el aire confinado por la estructura del recinto, es absorbido igualmente por el concreto en sus iones calcio y cloro. De esta forma la desintegración del concreto se produce de manera muy lenta tras el incendio continuando la migración o penetración alrededor de 0,25 a 2 cm² por día, si las condiciones del medio le son favorables y propias; en este caso es mucho más

importante la corrosión del acero que la desintegración del concreto, cuando las circunstancias no le son favorables. Los porcentajes de cloro susceptibles de dañar al concreto armado, son aproximadamente de 0,6% de cloruro, para el concreto armado normal y aproximadamente de 0,01% para el pretensado.

4.2.2 Concreto Pretensado

Los factores que influyen en el concreto pretensado son similares al concreto reforzado ante eventos de altas temperaturas por fuego. Las consideraciones importantes de este tipo de concreto son las siguientes:

- Contenido de humedad
- Agregados
- Concreto de mayor resistencia
- Función y tipo de acero para el pretensado

El acero usado para el pretensado tiene una resistencia mayor al de las barras de acero comúnmente usadas para construcción simple y ordinaria, obviamente la resistencia de este concreto es algo mejor que el concreto de menor resistencia. La transmisión de calor es semejante para ambos casos, aunque la tendencia a desprenderse del concreto pretensado (de su acero de refuerzo), se incrementa según la calidad de este, poniéndose así el acero al descubierto y desprotegido.

Un defecto notorio del concreto pretensado es su afectación por las altas temperaturas. El acero de refuerzo bajo esfuerzos de tensión (aplicadas al soportar las cargas en condiciones de tensión en frío) y con una composición química con alto contenido de carbono y silíceos, responde estructuralmente muy diferente a un acero de refuerzo bajo altas temperaturas y con bajo contenido de carbono laminado en caliente son la causa de éste. El diseño del concreto pretensado incluye las pérdidas normales por deformación y deslizamiento el aumento de la temperatura hace que estas características se eleven. Dichas pérdidas disminuyen la capacidad de soporte del elemento.

La expansión térmica es otro problema de mucho cuidado, dado que se generan variaciones en los esfuerzos que generalmente están presentes en una viga, bajo condiciones de carga y de temperatura ambiente. Al incrementarse notoriamente la temperatura (incendio), se presenta una disminución en la compresión ejercida en la parte superior de la viga de concreto reforzado, generada por una expansión térmica en la parte inferior de esta, lo cual induce un movimiento hacia arriba, generando la falla inicial en el lado contrario en el que habitual se generarían, durante un desplome por sobre carga.

El acero del concreto reforzado es menos sensible que el acero utilizado en el concreto pretensado. Además de reducirse en una mayor proporción la resistencia a altas temperaturas, el acero laminado en frío en comparación con el acero laminado en caliente, también la resistencia es irre recuperable luego del enfriamiento. Los aceros de concreto pretensado luego de llegar a los 427 °C (800°F), tienen una pérdida permanente de resistencia (Ref. 7, Zigurete, 2004).

En la actualidad para materiales más susceptibles a la acción de las altas temperaturas como el acero estructural, es importante brindar una cubierta protectora de otro material que puede ser en concreto, aunque éste también se ve afectado por la presencia de calor en un incendio.

En resumen, el comportamiento del concreto como material bajo los efectos de altas temperaturas se ve condicionado por sus características como su densidad, porosidad, proporciones y constituyentes de su mezcla (tipo de árido, relación a/c, etc.), así como también factores externos como el nivel de temperatura, rango de calentamiento, entre otros.

El fuego afecta negativamente el concreto de dos maneras, uno en las propiedades mecánicas, esta afectación puede ser reducida con un diseño cauteloso de la mezcla de concreto y otro en el denominado efecto spalling o descascaramiento del concreto, definido como el desprendimiento de capas de concreto de un elemento estructural, ya sea del agregado, en su superficie, en esquinas o de manera explosiva. Se debe a ciertos factores como la permeabilidad del material, el nivel de saturación de los poros, grado

de calentamiento, entre otros; éste se da entre los 250-420°C. Este efecto puede dejar como consecuencia la pérdida significativa del espesor de recubrimiento de los refuerzos amenazando el comportamiento de la estructura.

El colapso de una estructura de concreto frente al fuego se ve determinado por las condiciones de fuego, el sistema de carga y el tipo de estructura. Para asegurar la resistencia al fuego es recomendable garantizar el espesor de concreto para el recubrimiento de los refuerzos dentro de dimensiones aceptables de sección, por un período de tiempo donde no se ponga en riesgo la estructura.

4.3 La madera

Este material por su fácil adquisición ha sido muy utilizado a lo largo de la historia de la humanidad y hasta la actualidad, con finalidades ya sean estructurales o arquitectónicas.

La madera está compuesta además de agua, por dos tipos de sustancias que son la celulosa y la lignina. El porcentaje de ambos compuestos oscila alrededor del 90%, quedando el resto para sustancias minerales, grasas, ceras, etc., en lo que se refiere a sólidos.

Ante un incendio, la madera, como elemento estructural posee la peculiaridad de absorber gases y vapores, sin experimentar daños aparentes. Si bien transcurrido un tiempo, la madera puede desprender progresivamente los ácidos absorbidos, Clorhídrico, cianhídrico, etc. (Ref. 7, Zigurate, 2004)

Por otro lado, en el espectro de un incendio, la madera se quema y se carboniza, construyendo un elemento activo, es decir la madera puede iniciar y propagar un incendio, este fenómeno se conoce como reacción al fuego, es decir el comportamiento ante el efecto del fuego de los distintos materiales, el cual viene determinado por el poder calorífico (cantidad de calor desprendido en la combustión) de los mismos, combustibilidad, inflamabilidad (tendencia a producir gases en cantidades y naturaleza tales que producen llamas), la velocidad de propagación de las llamas en la superficie y

la velocidad de la combustión de la superficie por el calor radiante. La madera, al estar construida básicamente por celulosa, constituye un elemento muy combustible (puede iniciar o propagar una llama fácilmente).

La madera bajo ciertas condiciones puede proporcionar integridad razonable en un incendio. Las dimensiones físicas y el contenido de humedad son factores elementales para reconocer la influencia en la resistencia al fuego.

Existen tratamientos retardantes para que la ignición y la combustión requieran de un mayor tiempo. Aunque hay avances en la tecnología de la protección contra el fuego, se debe tener en cuenta que la madera finalmente se quemara, aun con protección pasiva. La velocidad de producción de carbón en la superficie de la madera es de 40 pulg./min (0.6 mm/min). El carbón producido actúa como un protector que aísla la madera no quemada de las llamas, retardando la pirolisis (Figura 4.7). A razón de esto, los tablonces de madera gruesos facilitan una mayor integridad estructural para un evento de incendio comparados con los elementos delgados (Ref. 7, Zigurete, 2004).



Figura 4.7: Carbonización de la madera.

Fuente: Edna Moura

Una forma de construcción excelente es mediante el uso de maderos pesados, los cuales mantienen una integridad, la cual luego de extinguirse el incendio, mantienen gran cantidad de la resistencia original, posibilitando una adecuada reconstrucción.

Los arcos, vigas laminadas y armazones laminados también se han vuelto de uso común. Se encargan de proveer resistencia de reserva durante un incendio que, en caso de producirse una capa de carbón no muy gruesa, puede retirarse dicha capa con chorro de arena para restaurar el aspecto estético.

Las superficies protectoras de yeso o revoque son importantes para los sistemas portantes, dado que los elementos estructurales manipulados son más pequeños que la construcción anticombustible. Cuando este tipo de construcción se expone a un incendio, la integridad estructural es minúscula.

En la actualidad en construcciones donde la madera se combina con otros materiales, el riesgo específico, lo constituye que la madera transmite el riesgo de corrosión (debido a su capacidad de almacenar agua) a los materiales circundantes a ella. En los incendios en los que se halla presente PVC se da esta circunstancia por la exposición de la madera a sus vapores. En ocasiones las pérdidas son bastante largas en el tiempo, lo que ha supuesto muchas veces desconciertos por estos efectos aparecidos de forma imprevisible, sobre los elementos estructurales y el mobiliario afectado.

4.4 Materiales mixtos concreto y acero

Es importante distinguir entre los materiales a la hora de juzgar su comportamiento ante el fuego; el concreto, acero, piedra, cemento, etc., pueden considerarse como agentes pasivos frente al incendio. Es decir, nunca inician o propagan el fuego.

Considerándose al concreto como material, su resistencia al fuego se determinará, fundamentalmente, por la protección que experimente el acero contra un excesivo aumento de temperatura. Esta resistencia será directa a mayores recubrimientos entre superficies o inmediatas al acero embebido, estableciéndose que a mayor recubrimiento mayor será el periodo de resistencia, partiendo de la llamada “temperatura crítica” del

acero suave (casi hierro puro), alrededor de 550° C, y aproximadamente de 400°C para el acero sensible a la rotura y resistente a la tracción.

Cuando el concreto es recalentado por llama directa o por calor de convección y radiación, la zona externa calentada excesivamente se separa de la interior de masa totalmente fría. De ahí que la influencia del conglomerado de cemento en un concreto expuesto a las elevadas temperaturas de un incendio, se traduzca en el concepto de resistencia (nunca inicia o propaga el fuego) actuando como agente pasivo. En una masa de cemento equivalente de 300 kg/ m³ la pérdida de agua de cristalización es tal, que el cemento queda pulverizado a temperaturas elevadas.

Es sabido desde el siglo XIX cuando comenzaron a construirse edificios de pisos múltiples en acero, que el acero sufre una reducción de su resistencia con el aumento de la temperatura. En esa época se usaba el concreto como material de revestimiento del acero sin función estructural, pero con mucho espesor, ya que el concreto no era un aislante ideal.

Años más tarde, el concreto además de revestimiento también era aprovechado como elemento estructural, trabajando conjuntamente con el acero para resistir esfuerzos.

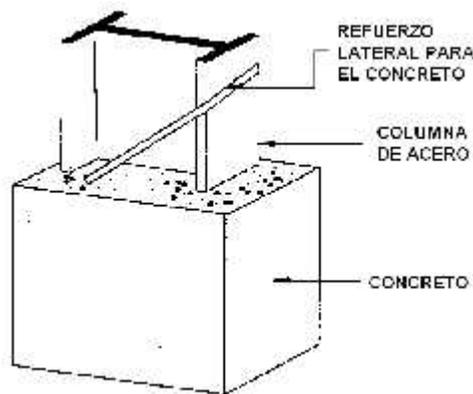


Figura 4.8: Columna de Acero revestida con concreto
Fuente: Structural Steel Designers Handbook – Brockenbrough,
www.freeengineeringbook.com

Entonces surgieron las estructuras mixtas de acero y concreto. Más tarde se inició la construcción de edificios de pisos múltiples de concreto armado. Al comienzo no se suponía que el concreto armado también podría tener problemas a altas temperaturas. Morch (Ref. 12, Morch, 1948), en un artículo advirtió sobre la necesidad de estudiar las estructuras de concreto armado incendiadas y asociadas solamente con la armadura en su interior. Hoy se sabe que la capacidad de resistencia de los diferentes materiales, tal como se establece en las normas europeas (Ref. 8, Eurocódigos, 2006), para estructuras de concreto (EC2, 2004), acero (EC3, 2005), mixtas (EC4, 2005), madera (EC5, 2004), mampostería estructural (EC6, 2005) y de aluminio (EC9, 1998), en situación de incendio se reduce por degeneración de las propiedades mecánicas de los materiales (**Figuras 4.9 y 4.10**) o por la reducción del área resistente.

El acero y el aluminio sometidos a altas temperaturas sufren una reducción de su resistencia y de su módulo de elasticidad. En concretos de alta resistencia puede ocurrir un descascaramiento explosivo por la mayor dificultad de percolación del agua. El Spalling reduce el área resistente del concreto y expone la armadura al fuego (**Figura 4.11**).

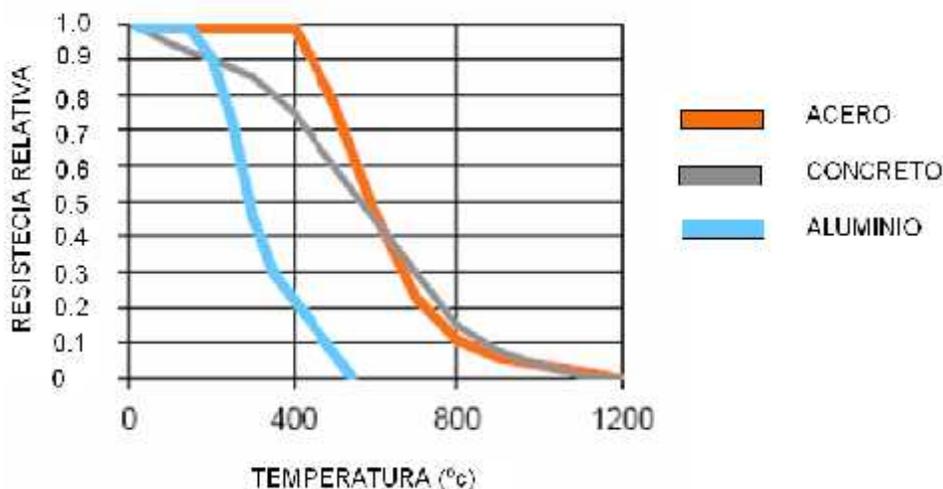


Figura 4.9: Variación de la resistencia de los materiales en función de la temperatura
Fuente: “Construcción Segura al Fuego”, ITEA, Madrid, España, 2006

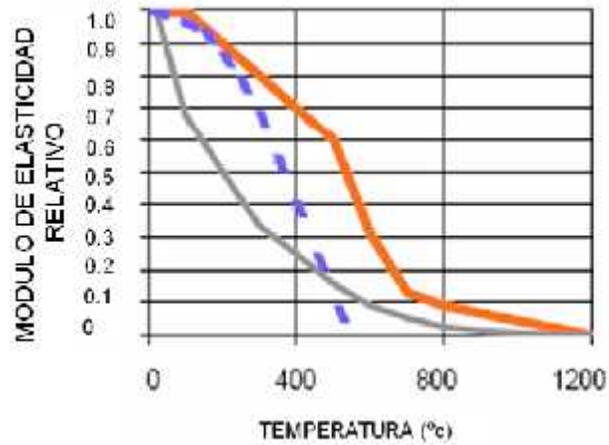


Figura 4.10: Variación del módulo de elasticidad de los materiales en función de la temperatura
Fuente: “Construcción Segura al Fuego”, ITEA, Madrid, España, 2006



Figura 4.11: Descascaramiento en una columna de concreto expuesta al fuego.
Fuente: “Construcción Segura al Fuego”, ITEA, Madrid, España, 2006

4.5 Materiales de bajo poder comburente

Hay muchos más materiales usados en la construcción de edificaciones diferentes al del acero, concreto y madera, representando un volumen alto y/o una buena superficie. Las particiones no portantes de carga, acabados, materiales de aislamiento y servicios son parte importante a considerar en el análisis de edificios para el caso de incendio, donde hay materiales que pueden ser térmicamente inertes, o combustibles.

4.5.1 Vidrio

Este es usado elementalmente en tres casos diferentes:

- Cristal de puertas y ventanas
- Aislamiento de fibra de vidrio
- Refuerzo para productos de construcción de plástico reforzado

El primer caso (siendo el más común) puede romperse fácilmente por la diferencia de temperatura en las superficies. Los cristales dobles incluso no aportan mayor apoyo. Solamente el vidrio con refuerzo de malla hace una diferencia, con la capacidad de proveer una integridad mayor si está instalado adecuadamente.

El segundo caso, la fibra de vidrio es un aislante excelente de calor dado que no se quema rápidamente ni es un buen transmisor de este, sin embargo, aunque se encuentra cubierto con un aglomerante resinoso, combustible y con la capacidad de propagación de llamas, este es un proceso de propagación es lento y por lo tanto se le considera como material protector y retardante en caso de un incendio.

El tercer caso es equivalente a cristales de ventanas, tableros y unidades prefabricadas de baños. Tiene una ventaja estética y económica. La fibra contenida sirve de refuerzo

para una resina termo-endurecible (poliéster generalmente), combustible con contenido de retardadores de fuego.

4.5.2 Yeso

Los productos que contienen este elemento son muy buenos materiales para la protección contra incendios (el mortero y los paneles de yeso, por ejemplo). Químicamente, el yeso tiene una proporción alta de agua mezclada. Esto considera una alta energía requerida para evaporar el agua. Por lo anterior se considera uno de los materiales retardantes de bajo costo de gran efectividad.

4.5.3 Concreto liviano

Este material elaborado con agregados incombustibles, resiste altas temperaturas sin degradarse. Los concretos livianos más comunes son la vermiculita y la perlita. La vermiculita corresponde a un agregado inerte a base de mica intemperada. La perlita es una piedra volcánica triturada y procesada térmicamente.

4.5.4 Asbesto

Éste corresponde a una fibra mineral históricamente utilizada en diferentes formas de construcción. Antes era usado como aglutinante formando un muy buen agente ignífugo. El asbesto era mezclado con cemento Portland para elaborar productos Asbesto-Cemento. A pesar de ser productos incombustibles, el aumento de la temperatura los rompía, reduciendo así su eficacia. Siempre hubo un riesgo para la aplicación, construcción, ocupación y demolición de este material a modo de salubridad, lo cual causó la prohibición actual. Dicho material puede encontrarse solo en edificios antiguos en proceso de remodelación (Ref. 10, NFPA,1999).

4.5.5 Mampostería

Los productos que lo componen como el ladrillo, la baldosa y el concreto tienen un buen comportamiento frente a un incendio. Los bloques huecos tienen una facilidad de rotura cuando son sometidos a altas temperaturas, manteniendo sin embargo su integridad. En cambio, el ladrillo tolete (o también llamado ladrillo refractario) puede soportar altas temperaturas y no sufrir daños graves.

4.5.6 Plásticos

Existe una muy amplia variedad de estos materiales que son utilizados en la industria de la construcción. Su beneficio es estético, físico y económico; su falencia es ser un producto combustible y, al día de hoy, no se ha desarrollado un aditivo que los vuelva incombustibles.

5. INTEGRIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DURANTE INCENDIOS

5.1 Conceptos teóricos

La distribución arquitectónica del edificio en zonas o compartimientos donde se pueda aislar el fuego, es una medida fundamental de protección pasiva para evitar la propagación, minimizando así las consecuencias del incendio. El área máxima de estas zonas o compartimientos lo establecen generalmente los códigos o normas. Según el Instituto Técnico de la Estructura en Acero - ITEA (Ref. 11, ITEA, 2010), la resistencia al fuego es la propiedad de un elemento de construcción de resistir la acción del fuego durante un determinado período de tiempo, manteniendo la seguridad estructural, la estanqueidad y el aislamiento (**Figura 5.1**).



Figura 5.1: Propiedades de resistencia al fuego de elementos de un compartimiento (Losas, paredes, puertas cortafuego)

Fuente: “Construcción Segura al Fuego”, ITEA, Madrid, España, 2006

En lo que respecta al estudio de la seguridad de las estructuras como ya se ha visto antes, el incendio puede ser representado gráficamente por una curva, al tabular la temperatura de los gases en función del tiempo de incendio (Figura 5.2).

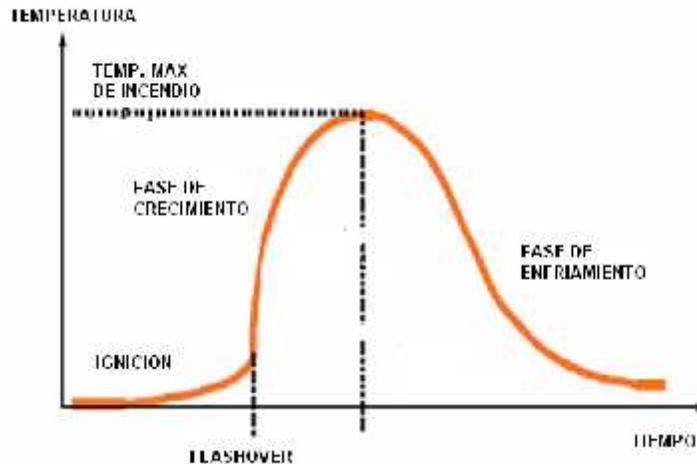


Figura 5.2: Curva de temperatura-tiempo de un incendio real
Fuente: “Construcción Segura al Fuego”, ITEA, Madrid, España, 2006

Esa curva presenta una región inicial con bajas temperaturas, en que el incendio es considerado como de pequeñas proporciones. La combustión en esta fase puede generar gases tóxicos o asfixiantes, pero el riesgo de daño a la estructura es bajo. El momento correspondiente al aumento brusco de la inclinación de la curva temperatura-tiempo se conoce como “**flashover**” y ocurre cuando toda la carga combustible presente en el ambiente entra en ignición. A partir de ese instante, el incendio se torna en uno de grandes proporciones afectando a todo el compartimiento. La temperatura de los gases sube rápidamente hasta que todo el material combustible se haya extinguido. Luego se produce una reducción gradual de la temperatura de los gases. Cuando el edificio posee una eficiente protección activa contra el fuego (brigada de incendio, rociadores o “sprinklers”, etc.) para extinguirlo antes del “flashover”, en esta etapa, la seguridad de la estructura se verá poco afectada en situación de incendio (**Figura 5.3**) (Ref. 11, ITEA, 2006).

Dada la dificultad de juzgar esta situación con precisión (flashover), es común que se evalúen las estructuras de los edificios de mayor riesgo para la situación de post-flashover.

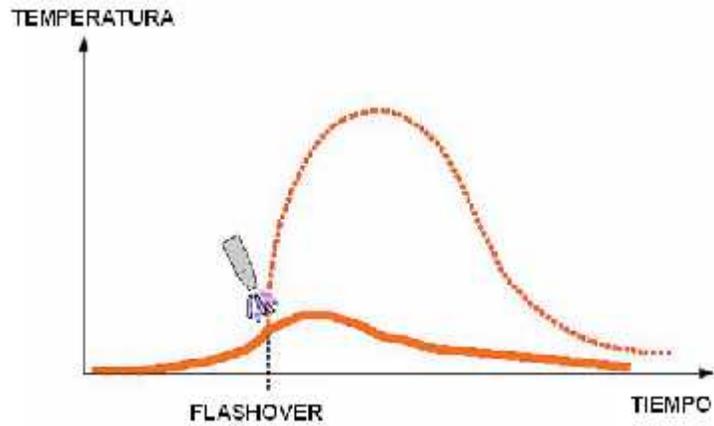


Figura 5.3: Curva de temperatura-tiempo de un incendio real afectada por la presencia de rociadores
Fuente: “Construcción Segura al Fuego”, ITEA, Madrid, España, 2006

La curva real de modelación del incendio, es de difícil determinación. Comúnmente es sustituida por curvas temperatura-tiempo natural (Figura 5.4), en que el escenario del incendio se modela en forma simplificada.

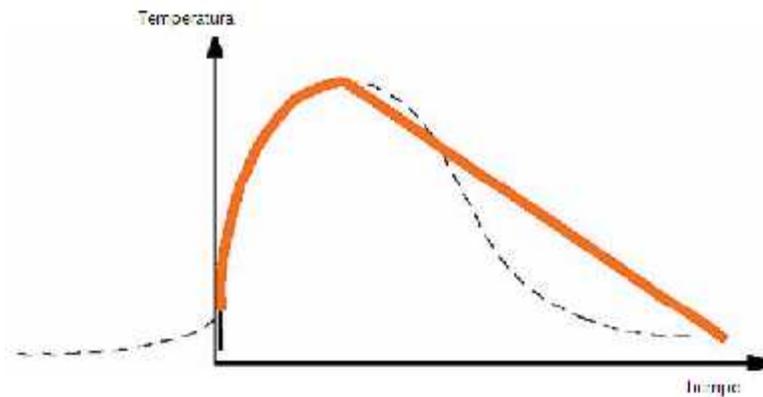


Figura 5.4: Modelo de Incendio natural
Fuente: “Construcción Segura al Fuego”, ITEA, Madrid, España, 2006

Los valores característicos de la carga de incendio (MJ/m^2) son función del tipo de ocupación del edificio y pueden ser calculados en cada caso o son establecidos en

En los Eurocódigos (Ref. 8, Eurocódigos, 1998-2006) los coeficientes de ponderación son determinados por el producto de los factores mayorativos (γ) en función de las dimensiones del edificio y minorativos (γ) en función de las medidas de protección activa en cada compartimentación de este. Por lo tanto, en ese modelo el escenario de incendio es parametrizado por la cantidad y el tipo de material combustible (carga de incendio), por la cantidad de oxígeno que participa en la reacción de combustión del incendio (v) y las características térmicas y físicas de los materiales de cierre del compartimiento (pc). En este modelo, aunque se admite asumir como hipótesis válida de análisis que la temperatura es uniforme en todo el compartimiento, basados en la turbulencia del incendio (**Figura 5.5**), se restringe debido a las simplificaciones, a modelos simplificados aplicados a compartimientos limitados a 500 m^2 de superficie de piso y 4m de altura.

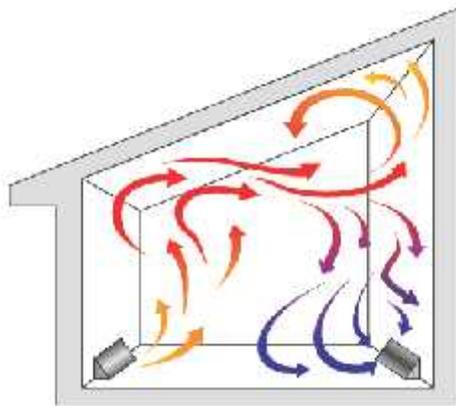


Figura 5.5: Turbulencia de los gases en un incendio
Fuente: www.livingsteel.org

Pueden obtenerse modelos de incendios más precisos con programas de computador o “software” de modelación de incendio, en los que pueden considerarse dos o más zonas de temperatura (“zone model”), lo que es más adecuado para el pre-“flashover”,

o una distribución más realista de las temperaturas en el compartimento (field model/CFD-computational fluid dynamics).

Dado que la curva temperatura-tiempo del incendio cambia en cada situación estudiada, se convino en los Eurocódigos (Ref. 8, Eurocódigos, 1998-2006) adoptar una curva patrón (**Figura 5.6**) como modelo para el análisis experimental de estructuras, materiales de revestimiento contra fuego, puertas cortafuego, etc., para la realización de ensayos en hornos de institutos de investigación.

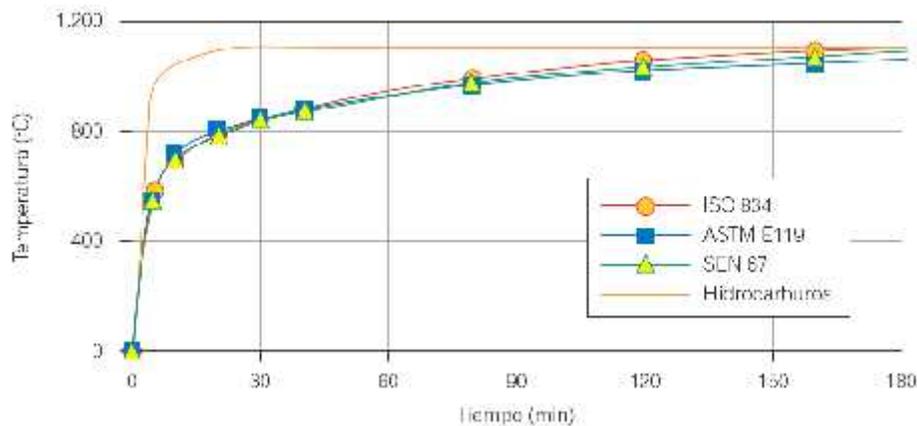


Figura 5.6: Modelo de incendio - curvas patrón
Fuente: “Construcción Segura al Fuego”, ITEA, Madrid, España, 2006

5.2 Pruebas de resistencia y diseño de protección contra el fuego

Seleccionar materiales de construcción y su respectivo diseño son factores importantes para la protección de edificios contra incendios. La estructura de soporte de una edificación juega un papel vital para evitar el colapso ante un incendio, basado en la capacidad o habilidad de evitar por sí misma en sus elementos (protección pasiva) y compartimentos (sistemas de rociadores, extintores, etc.), la ignición y propagación del fuego entre espacios contiguos, generalmente por medio de las barreras físicas como muros corta fuegos.

Existen tres métodos de diseño de resistencia al fuego y de barreras de armaduras estructurales, los cuales se presentan a continuación:

1. Prueba normalizada de resistencia al fuego combinada con requisito de los códigos de construcción.
2. Cálculos analíticos para determinar la resistencia a una prueba normalizada de incendio como sustituto de las pruebas de laboratorio.
3. Métodos analíticos de diseño de protección estructural contra incendio basados en características de exposición real a incendios.

El método para tratar los aspectos estructurales de protección contra incendios es a través de los códigos de construcción. Sin embargo, no es suficiente para asegurar el éxito del desempeño de una barrera o armadura o estructura de soporte en un incendio real, debido a la ausencia de estudios que correlacionen las estipulaciones de los códigos de construcción y resultados de pruebas de incendio con el desempeño en campo.

Las pruebas de resistencia al fuego tienen pros y contras, aunque es el único método aceptado universalmente en los códigos actuales de construcción. Los puntos a analizar en orden se presentan a continuación:

- Procedimientos de prueba de resistencia al fuego comunes en la construcción de edificios actual.
- Métodos de cálculo de tasas de resistencia al fuego y el comportamiento de materiales a temperaturas elevadas.
- Discusión de algunos métodos avanzados de diseño para la integridad estructural en un incendio.

5.2.1 Pruebas de resistencia al fuego

La resistencia al fuego de vigas, viguetas y columnas que integran la armadura o estructura de soporte de particiones, paredes, la unidad de piso y cielo raso y los conjuntos de techo y cielo raso que sirven como barreras contra el movimiento de las llamas, son la base histórica para clasificación de edificios (según su nivel de seguridad en caso de incendio), así mismo como la capacidad estructural de la edificación ante altas temperaturas. A continuación, se hará una breve descripción histórica de inicio y procedimientos de las pruebas de incendio y una discusión sobre la interpretación de pruebas de incendio de laboratorio.

5.2.1.1 Historia de las Pruebas de Resistencia al Fuego

El primer método identificado data de pruebas de metales y mampostería hechas en Alemania (1884-1886). Posteriormente se realizaron pruebas a gran escala en EEUU correspondiendo a arcos de mampostería en Denver, Colorado (1890), seguida por pruebas elaboradas en Nueva York (1896), por el profesor Ira H. Woolson, de la Universidad de Columbia, y a Rudolph P. Miller, ingeniero jefe del Departamento de Construcciones de Nueva York, quienes realizaron las pruebas preliminares para “el desarrollo rápido de los rascacielos”, llevando así el avance de un horno de pruebas (Ref. 9, NFPA, 1995).

Luego en 1905, la ASTM (American Society for Testing Materials) organizó un comité para pulir el método de prueba integrando al profesor Woolson como presidente y el Sr. Miller como secretario. En 1906 se elaboró un método de prueba para construcciones de pisos, el cual salió en la ASTM en 1907. Igualmente ocurrió con el procedimiento de prueba para de paredes y particiones 1908-1909 (Ref. 9, NFPA, 1995).

La NFPA, la ASTM y el ANSI (American National Standards Institute, antes conocido como el American Engineering Committee) finalmente normalizaron el método de prueba controlado por una curva tiempo-temperatura estándar en 1916. Sin embargo, la NFPA la adoptó como tentativa en 1917 y la oficializó en 1918 (Ref. 9, NFPA, 1995).

5.2.1.2 Procedimiento de Pruebas Incendio

Los anexos de la NFPA 251, *Standard Methods of Tests of Fire Endurance of Building Construction and Materials* (“Métodos Normalizados de Prueba de Resistencia al Fuego de Construcción y Materiales”) tienen las especificaciones en detalle de los procedimientos a realizar para determinadas pruebas, guías de empotramiento si se necesitara y un formato recomendado del reporte.

Hay unos criterios básicos y específicos para un elemento ya ensayado y en condiciones determinadas o una construcción generalizada, criterios que incluyen los siguientes ítems a considerar:

- Falla al soportar la carga.
- Aumento de temperatura en superficies no expuestas 121 C (250 F) por encima del ambiente que lo rodea.
- Intercambio de calor o presencia de llamas suficientes para encender borra (o manojos) de algodón.
- Exceso de temperatura sobre los elementos de acero.
- Derrumbe sobre paredes y particiones bajo chorros de manguera.

Durante la prueba, las condiciones de empotramiento en los extremos, median de manera significativa los resultados de ésta. Con base en el anexo E de la NFPA 251, se define la condición de empotrado como “impide la expansión de los soportes del elemento portante de carga durante la prueba”. El estado sin empotramiento representa la libertad de expansión y rotación en los soportes respectivos con base al elemento portante de carga.

La razón de incluir ambos casos de empotramientos distintos en los extremos es simular construcciones simples (estáticamente determinadas) y continuas (estáticamente indeterminadas). Ver La **Figura 5.7**. Se puede concluir de esto que la construcción continua predomina en fuerza sobre la construcción simple. Por otro lado, el aumento de la resistencia de una estructura indeterminada puede variar considerablemente, dependiendo de los materiales utilizados, y dependiendo de cómo se encuentran ubicados los elementos estructurales dentro de la estructura, los grados de indeterminación involucrados, las condiciones de carga a la que está expuesta y los detalles respectivos de ésta (Ref. 13, IEA, 2002).

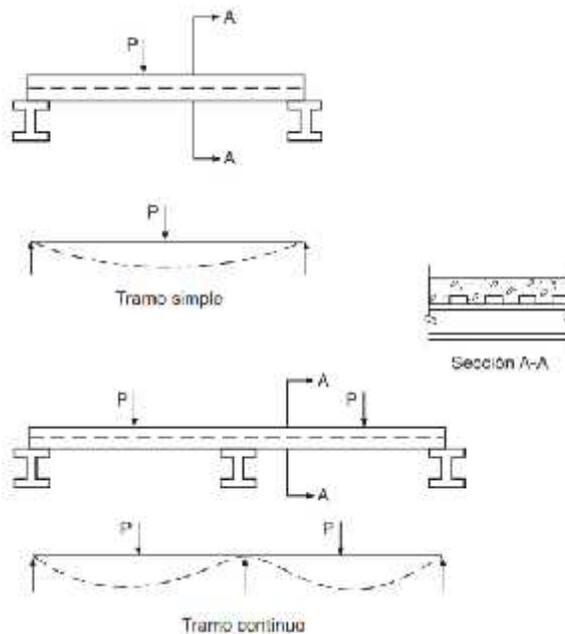


Figura 5.7: Influencia de la continuidad estructural en los mecanismos de desplome
Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

En 1970 fueron introducidas estas condiciones (con o sin empotramiento) asumiendo características y condiciones generales para los elementos estructurales que se analizaron.

5.2.1.3 Tasas de resistencia al fuego

La resistencia al fuego (o *fire endurance*) hace referencia al tiempo que un elemento o conjunto soporta la prueba de incendio sin fallar. Las tasas de resistencia al fuego de todos los tipos de elementos, conjuntos estructurales, puertas y ventanas son 15, 30 y 45 minutos, 1, 1.5, 2, 3 y 4 horas. Esto significa que una clasificación de 1.5 horas resistió la prueba normalizada durante 1.5 horas o más sin fallar en ninguno de los criterios de falla nombrados en el protocolo de prueba.

Los resultados de las pruebas de incendio de *Underwriters Laboratories INC.*, *OmegaPoint*, *Southwest Research Institute* e *Intertek Testing* (Agencias de EEUU que prueban la resistencia de grupo de materiales de edificios) están publicados en sus respectivos directorios. Las guías que éstos contienen, incluyen imágenes de conjuntos de edificios que cumplen con las normas para varias clasificaciones horarias de resistencia al fuego (Ref. 14, ASCE, 2006).

Los resultados de las pruebas de incendio de agencias gubernamentales son publicados en numerosos reportes y documentos, en varios más países hay una gran cantidad de hornos e instalaciones que involucran esta área de estudio. Muchos laboratorios están muy bien equipados y se encuentran haciendo contribuciones significativas a la literatura y al desarrollo de normas internacionales de pruebas de incendio.

Una gran variedad de códigos que especifican la resistencia al fuego en términos de resultados de pruebas de incendios, pueden anexar tabulaciones de planillas de construcción que cumplen especificaciones de los códigos para clasificaciones específicas de resistencia al fuego (Ref. 15, Pignatta, 2002).

Hay un gran contenido de hojas de datos útiles y tablas de materiales de construcción resumidos y publicados por asociaciones de fabricantes que no son citados porque la información publicada va más a clasificaciones tabuladas de un solo tipo de material de construcción (Ref. 10, NFPA, 1995). Por lo tanto, se sugiere a los usuarios de este documento consultar las listas y reportes de clasificaciones de resistencia al fuego

mencionados anteriormente para detalles relacionados con especificaciones de diseño de conjuntos que han sido examinados y a los cuales se han asignado clasificaciones de resistencia al fuego.

Para visualizar el alcance de las actividades de prueba, más adelante en este capítulo se incluyen recopilaciones tabuladas de resultados de pruebas o conjuntos característicos; buscando con esto hacer un aporte al entendimiento de los requisitos básicos para especímenes de prueba y la manera en cómo deben ser registrados los resultados respectivos. Además, puede ser útil para identificar las capacidades de resistencia al fuego de conjuntos que se encuentran en el campo y para los cuales no se encuentra o no hay información veraz sobre su resistencia al fuego. La tablas se presentan exclusivamente para familiarizar a los usuarios del documento con el tipo de información sobre pruebas que se encuentran disponibles.

5.2.1.4 Variaciones en resultados de pruebas

La prueba de incendio estándar intenta suministrar una medida relativa del desempeño frente al incendio de conjuntos comparables bajo condiciones específicas de exposición al fuego. No hace considerable su uso después del incendio y tampoco se considera el deterioro general de espécimen de prueba, a menos que se involucre en la falla del mismo.

Debe entenderse que la clasificación de resistencia al fuego es el tiempo que el elemento o conjunto resistió una prueba de incendio estandarizada, el cual indica que el tiempo que el conjunto durará sin fallar en un incendio real será el mismo. Para las condiciones reales de campo, el conjunto involucrado y mencionado aquí puede fallar en un tiempo mayor o menor. Es erróneo creer que la clasificación de un conjunto indica el tiempo que el conjunto sobrevivirá en un incendio real. En otras palabras, es el tiempo que sobrevivió el conjunto la prueba normalizada de incendio sin fallar.

La diferencia en los tiempos no significa que las clasificaciones de resistencia al fuego no tengan valor o utilidad. Estos procedimientos han mejorado la resistencia al fuego de los edificios diseñados bajo normativas que lo consideran. Aunque se comprendan

las limitaciones del procedimiento, es razonable desconfiar (instintivamente), que las pruebas no reflejen la realidad de la edificación construida en caso de un incendio real.

Hay que presentar discreción en el momento de realizar una prueba normalizada, puesto que los elementos de análisis (probetas) varían tanto en fabricación (o construcción), como en los materiales con respecto a los manipulados en campo. Además el espécimen de prueba tiene a ser más pequeño que el de construcción real, por lo cual las restricciones térmicas pueden variar considerablemente.

El método de prueba permite que la intensidad de exposición al fuego se desvíe hasta un 10% (antes era del 15%) de aquella prescrita como norma, el cual requeriría de un ajuste en los resultados reportados para corregir dichas desviaciones exclusivamente en 30 minutos o de mayor duración. Al final del capítulo, en la bibliografía se pueden encontrar reportes técnicos relacionados (Ref. 8, Eurocódigos, 1998 – 2006).

Las características y proporciones de agregados y aglomerantes influyen sobre los resultados de las pruebas de resistencia al fuego. Por ejemplo el uso de yeso con ciertos agregados debe ser acogido solo después de examinar los listados de clasificaciones basados en pruebas donde se hayan usado. (Ref. 16, IMCC, 1999).

El pañete con agregado de vermiculita puede ser muy húmedo, agrietándose en un corto periodo por encogimiento. Algunos agregados expandidos de perlita tienden a absorber humedad ambiental y producir expansión destructiva en pocos años. Las variaciones tienen que ser consideradas, puesto que pueden variar considerablemente en su procedencia y en su composición.

El acabado de cal de dolomita tiene óxido de magnesio. El acabado con hidratación “normal” puede no hidratarse completamente, y ocasionalmente la hidratación gradual posterior llega a causar una expansión destructora; por lo tanto, para un caso de incendio, los pañetes que lo contengan ven expuestos a una rápida destrucción. La solución a lo anterior es proporcionar cal hidratada a alta temperatura y presión, conocida como cal “especial/de autoclave”.

El pañete de yeso estabilizado que contiene cal hidratada normal (en porcentajes bajos) puede deteriorarse con el tiempo, dejando de proporcionar resistencia al fuego esperado para dichas construcciones.

Bajo este panorama, es importante ser conscientes de la variabilidad que puede llegar a surgir en los resultados de las pruebas a causa de la diferencia y composición de los materiales con que se elaboran los elementos de prueba y la influencia de su tamaño.

A pesar de que las pruebas de incendio que se elaboran con especímenes del tamaño representativo de las construcciones de edificios o conjuntos, pueden no producir los mismos efectos de expansión por calor de manera comparativa con los incendios de edificios con áreas de paredes o pisos mayores. Es necesario tener en cuenta el espesor de la construcción o soporte lateral para protegerse incluso de los efectos adversos de la expansión por calor o gradientes térmicos.

Aparte de las diferencias de producción de los materiales, hay que tener cuidado al “aprobar” o “igualar” cláusulas en las especificaciones de construcción. En ocasiones se aprueban sustituciones de materiales que no se incluyen en el conjunto.

Los factores mencionados anteriormente y otros más afectan considerablemente las clasificaciones de resistencia al fuego de elementos y conjuntos. A menudo dicho código necesita una resistencia al fuego especificada, resistencia que al no prestarse atención a las implicaciones y detalles importantes de construcción puede verse reducida.

5.3 Sistemas de armadura o estructura de soporte

El nivel de resistencia al fuego de los miembros del armadura o estructura de soporte, similar a vigas, columnas y soportes, necesitan llevarse a cabo en condiciones severas. Es común ver miembros protegidos por encajonamientos (o encajados), para evitar excesiva penetración termal o con la aplicación de una membrana protectora que retrasa la penetración termal al miembro.

La manera como se comporta el concreto reforzado, el acero estructural y las barreras ensambladas son descritos en los siguientes párrafos.

5.3.1 Sistemas de concreto reforzado

El concreto reforzado está diseñado para considerar el colapso estructural. Como el concreto tiene una conductividad térmica baja así mismo como su capacidad térmica, se provee de un efectivo recubrimiento por el reforzamiento del acero. La **Figura 5.8** muestra la variación de la temperatura respecto a la distancia del frente de exposición al fuego en una losa de 15 cm (6 pulgadas). 2 horas previas a su contacto térmico. Aunque el concreto influye considerablemente en los valores como rasgo principal, es importante notar que la variación de la temperatura a través del espesor es considerable (Ref. 6, IAE,2002).

Dicha característica muestra una debida ejecución y aporte durante la exposición al fuego. La **Figura 5.8** muestra una viga y losa monolítica de concreto reforzado, la cual se basa en la **Figura 5.9**, se observa que la variación de la temperatura tomará mucho tiempo antes de afectar el desempeño del acero en tensión. Incluso después de alcanzar el valor de rendimiento, el esfuerzo para el acero de refuerzo en la luz libre (por fuera de los apoyos) no serán notablemente afectados por el esfuerzo aportado por el concreto.

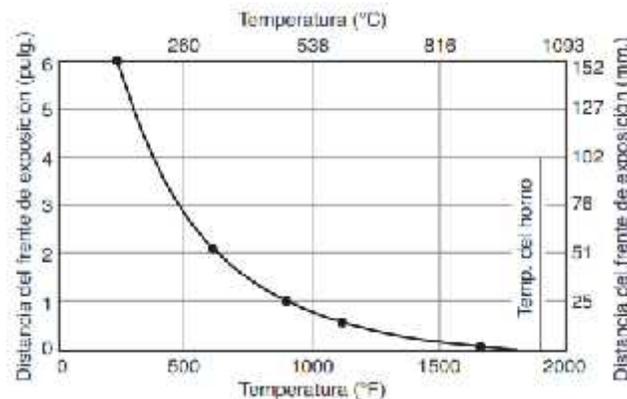


Figura 5.8: Gradiente térmico sobre una losa de 6 pulg. Luego de una hora de exponerse al fuego (Unidades SI: 1 pulg = 25.4mm; °C = 5/9(°F)-32

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Aunque los anteriores análisis se realizaron para vigas simples, la elaboración de análisis de vigas continuas ha tenido como resultado capacidades (inherentes a sus características estructurales) mayores que el análisis de vigas simples (Ref. 6, IAE,2002).

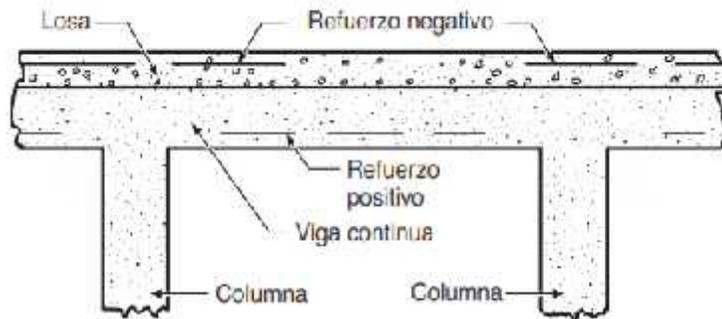


Figura 5.9: Viga y losa de concreto armado monolítica

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Por lo tanto, una redistribución de los esfuerzos de tensión puede efectuarse incluso antes de ocurrir el colapso. Esto ocurre antes del desarrollo de una excesiva rotación en los puntos necesarios, ocasionando el colapso estructural del miembro. Si el miembro es afectado por el fuego, la estabilidad estructural en contra del colapso permanecerá por un periodo de tiempo considerable.

Por otro lado, al analizar elementos portantes esbeltos como son las columnas, en un análisis en laboratorio, se sometió a elevadas temperaturas el nivel de tensión de un miembro de concreto reforzado tipo columna de 0.38 m x 0.38 m (15 pulgadas x 15 pulgadas) con 4 barras de refuerzo #9. Cada columna fue cargada axialmente en compresión, en distintos casos de carga. La **Tabla 5.1** detalla los efectos de la flexo-compresión a nivel de la tensión en el acero de refuerzo respecto a la resistencia al fuego de cada columna de concreto reforzado. Se pueden notar la reducción de la capacidad de la magnitud de la compresión resistente en el concreto de las columnas, atribuyéndose la causa a la reducción de las propiedades mecánicas del acero y concreto bajo altas temperaturas (Ref. 6, IAE,2002).

Carga aplicada (% de carga nominal)	Resistencia al fuego (minutos)
150	68
100	124
75	198
50	248
30	358

Tabla 5.1: Influencia del esfuerzo sobre la resistencia al fuego de columnas de concreto

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

5.3.2 Sistemas en estructuras de acero

El concreto reforzado se ha vuelto muy popular durante las últimas décadas debido a su fortaleza, facilidad de fabricación, y la calidad de uniformidad. El acero estructural expuesto, puede comprometerse ante las altas temperaturas en incendios debido a su vulnerabilidad bajo estos eventos.

La protección de acero, tanto en vigas como en columnas pueden manejarse con un recubrimiento macizo de concreto, arcilla, tilo o bloques de yeso, pudiendo ser éstos reemplazados por láminas de yeso, aplicaciones vaporizadas o lanzadas y hasta una base de emplasto rugoso, similar a un listón de metal expandido. En cuanto a las aplicaciones expandidas estas pueden ser convencionales como los de cementos de yeso combinado con agregados, o una de varias combinaciones de fibras minerales. Una técnica popular para proteger los elementos estructurales del acero es mediante el uso de cubiertas de yeso. Hay que ser cuidadosos al momento de usar cualquier sistema de protección, ya que este debe mantenerse y no removerse al momento de realizar la instalación, en especial con colgaduras y soportes.

5.3.3 Sistemas de barrera

Paredes exteriores, particiones interiores, pisos y conjuntos de piso y cielo raso son componentes que definen la arquitectura de los niveles y espacios de un edificio. La funcionalidad de estos componentes en un edificio, además de proporcionar reserva,

seguridad, protección contra elementos y control de ruido, también sirve de protección contra incendios evitando o al menos retardando la propagación entre los espacios colindantes.

Son muchos los factores de protección de las diferentes habitaciones. Uno es la intensidad del incendio. La intensidad del incendio se afecta por combustibles en el cuarto y sus paredes y techo. Las aperturas y penetraciones en la barrera son mucho más importantes, por lo tanto, los materiales y otros factores como la carga aplicada hacen parte de los puntos a observar y cuidar durante un evento de este tipo. Frecuentemente las normas plasmadas en los códigos de diseño y construcción, especialmente para construcciones costosas, fracasan debido a la falta de atención en los detalles de protección menores, tales como los requeridos para las aperturas.

Los códigos de construcción identifican los requisitos de resistencia al fuego de las barreras o muros corta fuego, a través de la clasificación de construcciones, dado que un muro corta fuego simple será diferente a uno que se le considera también de carga. Se debe tener en cuenta que los lugares especiales también deben tener resistencias específicas.

La clasificación de resistencias al fuego de las barreras se hace por medio de pruebas de incendio normalizadas, basadas en la norma NFPA 251 (Ref. 10, NFPA, 1995). El tiempo que el conjunto y/o elemento demora en fallar describe la resistencia al fuego.

Las recomendaciones que se realizaron al inicio del capítulo con base en la interpretación de los tiempos de resistencia al fuego aplican incluso aquí. En otras palabras, los resultados son valores de laboratorio, más no valores precisos que pueden ocurrir en campo, en un incendio real.

Para el caso de sistemas estructurales en acero, un método común de brindar resistencia al fuego es instalando una barrera de membrana para retardar o evitar que el calor eleve la temperatura del acero a temperaturas críticas. En la **tabla 5.2** se presentan los espesores mínimos de recubrimiento de cemento Portland para vigas de acero, mientras que las tablas **5.3** y **5.4**, ilustran la influencia de los materiales

cementicios sobre la resistencia ante las altas temperaturas de los perfiles de acero. Por otro lado, las **Figuras 5.10** y **5.11**, enuncian las características de la protección de perfiles de acero con láminas de yeso y concreto (Ref. 6, IAE,2002).

Clasificación de resistencia al fuego		Espesor de la protección de concreto (pulg.)							
		Grado 1				Grado 2			
		Dimensión del Elemento (ancho de la brida)				Dimensión del Elemento (ancho de la brida)			
hr	min	2 a 3¾ pulg.	4 a 5¾ pulg.	6 a 7¾ pulg.	8 pulg. y más	2 a 3¾ pulg.	4 a 5¾ pulg.	6 a 7¾ pulg.	8 pulg. y más
4	—	4	3¾	2½	2	4¾	3¾	3	2½
3	—	3¾	2½	2	1½	4	3	2½	2
2	—	2½	2	1½	1	3	2½	1¾	1½
1	30	2	1½	1	1	2½	1¾	1¼	1
1	—	1½	1	1	1	1¾	1¼	1	1

Nota: El concreto de protección con un espesor de ¼ del ancho de la brida o menos debe tener refuerzo de malla de acero espaciado no más de cuatro veces el espesor de concreto que cubre la brida.
Para unidades SI: 1 pulg. = 25,4 mm.

Tabla 5.2: Protección de concreto para vigas de acero totalmente cubiertas
Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

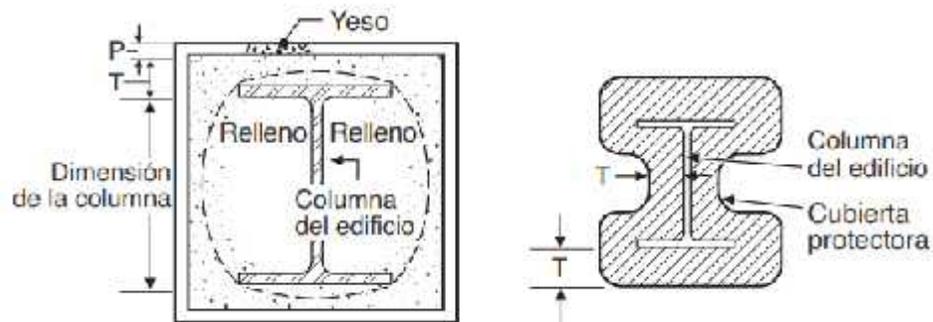


Figura 5.10: Protección típica de columna de acero con concreto, o fibras aplicadas por aspersión.
Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Los requisitos para el encajonamiento de columnas de acero y otros elementos de acero, se define según el tipo de los agregados del concreto, la variación de la temperatura y el espesor del recubrimiento, como se ve en la **Figura 5.12**.

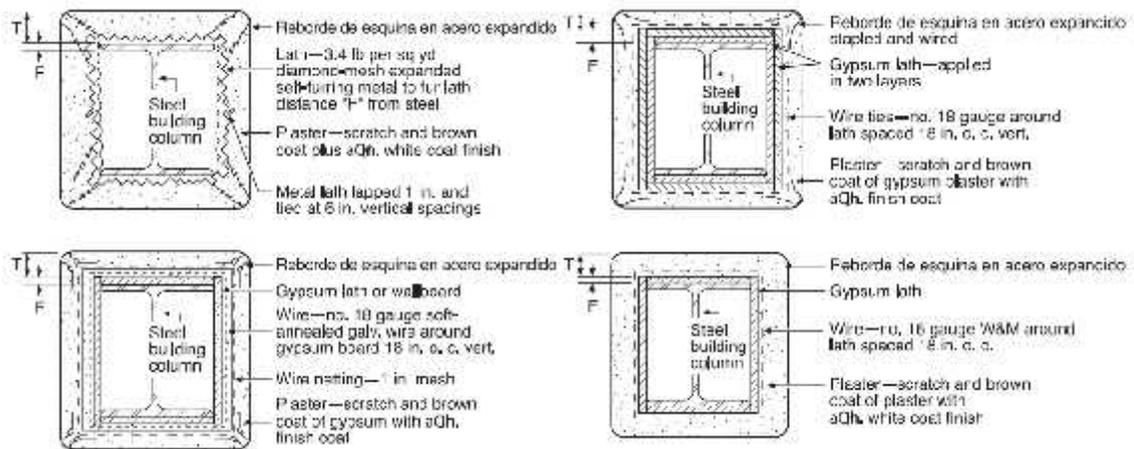


Figura 5.11: Protección típica de columna de acero con láminas de yeso.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

5.3.4 Conjuntos de piso y cielo raso

La resistencia al fuego de conjuntos de piso y cielo raso es un aspecto muy importante para evitar el movimiento de las llamas entre los distintos niveles. Las duraciones de resistencia al fuego de la prueba ya normalizada se hacen por medio de conjuntos sin penetraciones. La resistencia puede variar considerablemente cuando los orificios y conectores de piso no se protegen de la manera adecuada o cuando los detalles no se ajustan adecuadamente (Ref. 6, IAE,2002).

Columna de metal				Cubierta protectora								Área total de materiales (pulg ²)	Clasificación de resistencia al fuego		Notas
Tipo de Sección	Medida pulg.	Peso por pie lineal (lb)	Área del metal (pulg ²)	Diseño	Tipo de cubierta			Espesor T ^b pulg.	Embutido T ^b pulg.	Aglomerante de la cubierta	hr		min		
					Yeso	Agregado	Volumen de mezcla								
H	6	44	13	—	Cemento Portland y greda	Arena	1:1/10:2½	¾	1	Listón de metal	40	—	45	Listón de metal embutido	
H	6	31	9	—	Dos grosores de lo anterior	Arena	1:1/10:2½	¾ + ¾	1 & 1	Listón de metal	80	1	30	Listón de metal embutido	
H	10	49	14,5	A	Mezcla cemento-yeso	Liviano ^a	Mill mezcla	1¾	¾	Tela de alambre	125	3	25		
H	10	49	14,5	A		Yeso	Liviano ^a	Mill mezcla	1¾	¾	Listón de metal	125	4	—	Canal de ½ pulg. detrás del listón
H	10	49	14,5	A	Yeso	Liviano ^a	1½:2 1½:3	1¾	¾	Listón de metal	125	4	—	Listón auto-embutido	
H	10	49	14,5	A	Yeso	Liviano ^a	1½:2 1½:3	1¾	¾	Listón de metal embutido	102	3	—	Listón auto-embutido	
H	10	49	14,5	A	Yeso	Liviano ^a	1½:2 1½:3	1	¾	Listón de metal	78	2	—	Listón auto-embutido	
H	10	49	14,5	B	Yeso	Liviano ^a	½:3½	2¾	½	Alambre calibre 18	145	4	—	Yeso	
H	10	49	14,5	C	Yeso	Liviano ^a	1½:2 1½:3	1½	1	Alambre calibre 18 y tela	140	4 a 15	4 a 40	Listón de metal	
H	10	49	14,5	B	Yeso	Liviano ^a	1½:2½	1¾	½	Alambre calibre 18 y tela	110	3	40	Listón de metal	
H	10	49	14,5	D	Yeso	Liviano ^a	1:2½	¾	¾	Amarres de alambre calibre 18	53	1	20	Listón de yeso perforado	
H	10	49	14,5	D	Yeso	Liviano ^a	1:2½	¾	¾	Amarres de alambre calibre 18	60	1	30	Listón de yeso perforado	
H	10	49	14,5	D	Yeso	Liviano ^a	1½:2 1½:3	1	¾	Amarres de alambre calibre 18	80	2	15	Listón de yeso perforado	
H	10	49	14,5	D	Yeso	Liviano ^a	1½:2 1½:3	1½	¾	Amarres de alambre calibre 18	104	2	30	Listón de yeso perforado	
O	7	51	15,5	—	Cemento Portland y greda	Arena	1:¾:2½	1¾	¾	Listón de puntal de ¾ pulgadas	70	2	45	Listón de metal sobre columna fundida	

^aEl agregado liviano puede ser perlita o vermiculita.

^bDimensiones según Figura 10.3.4

Para unidades SI: 1 pulg. = 25,4 mm; 1 pulg² = 645 mm²; 1 pie = 0,305 m; 1 lb = 0,454 kg.

Tabla 5.3: Resistencia al fuego de columnas de acero con cubiertas protectoras de malla y pañete

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Columna de acero			Cubierta protectora			Área de sección de material sólido		Clasificación de resistencia al fuego			
Tipo de Sección	Medida pulg.	Peso por pie lineal (lb)	Diseño	Tipo de cubierta	Espesor del acero exterior TI pulg.	Porción reentrante rellena	Espesor del yeso pulg.	Adherencia de cubierta	hr	min	Notas
H	6	34		Ninguna	0	No	0	—	—	10	Columna desnuda
H	6	20	E	Mezcla de concreto de grava de cilice, 1:2½:3½	2	Si	0	Espiral de alambre calibre 8, espaciado a 8 pulg.	3	30	Prueba NBS†
Placa y ángulo	6	34	E	Mezcla de concreto de basalto o escoria volcánica, 1:6″	2	Si	0	Espiral de alambre calibre 6	3	45	Prueba UL
H	6	34	E	Concreto de piedra caliza, mezcla 1:6″	2	Si	0	Espiral de alambre calibre 6	6	30	Prueba UL
H	6	34	E	Concreto de piedra caliza, mezcla 1:6″	4	Si	0	Espiral de alambre calibre 6	7	30	Prueba UL
H	6	34	E	Mezcla de basalto, granito, escoria volcánica, 1:6″	4	Si	0	Espiral de alambre calibre 6	7	—	Prueba UL
Placa y ángulo	6	34	E	Concreto de yeso ^h	2	Si	¼	Tejido de malla de 4 pulg.	6	30	Revoque de yeso de prueba NBS
Placa y ángulo	6	34	E	Bloque de yeso	2	No	¼	Abrazaderas en O de 1 por 1/8 de pulg.	4	—	Revoque de yeso de prueba NBS
Placa y ángulo	6	34	E	Bloque de escoria volcánica	3¾	Si	¼	Adherente al bloque	7	—	Revoque de yeso de prueba NBS
H	8	34	E	Ladrillo común	4¼	Si	0	Adherente al ladrillo	7	—	Prueba UL
H	8	34	E	Bloque hueco de arcilla	2	No	0	Amarres de alambre	1	30	Prueba UL
H	8	34	E	Bloque hueco de arcilla	4	No	0	Amarres de alambre	1	30	Prueba UL
H	10	48	F	Fibra mineral rotada por aspersión ^g	2¼	Si	—	Sin adhesivo especial	5	—	
H	10	48	F	Fibra mineral rotada por aspersión ^g	3¼	Si	—	Adhesivo especial	5	—	
H	8	28	F	Fibra mineral rotada por aspersión ^g	2	Si	—	Adhesivo especial	5	—	
I	8	28	F	Fibra de asbestos rotada por aspersión ^g	2	Si	—	Sin adhesivo especial	3	—	
	8	35	E	Fibra de asbestos rotada por aspersión ^g	1	Si	—	Sin adhesivo especial	2	—	
	8	35	E	Fibra de asbestos rotada por aspersión ^g	1¾	Si	—	Sin adhesivo especial	4	—	
	8	35	E	Fibra de asbestos rotada por aspersión ^g	1¾	Si	—	Sin adhesivo especial	4	—	
I	8	28	F	Fibra de asbestos rotada por aspersión ^g	1¾	Si	—	Sin adhesivo especial	2	—	Prueba UL
O	7.6	24		Ninguna (tubo de acero sin cubierta rellena con concreto) ⁱ	0	Si	0	—	—	35	Prueba UL

^hMezcla de concreto (1 parte de cemento a 6 partes de agregado total incluyendo arena y agregado grueso).

^gConcreto de yeso (7 partes de estuco de yeso a 1 parte de virutas de madera, por peso).

^fFibras minerales, con el agente adherente requerido, rotado sobre todas las superficies de la caña de la columna hasta el espesor indicado. (Grosor diferente debido a las características de la fibra y el adherente.)

^eConcreto filled column requires vent holes to prevent explosion in the event of fire.

^dDimensiones según Figura 10.3.5.

Para unidades SI: 1 pulg. = 25.4 mm; 1 pulg.² = 646 mm²; 1 pie = 0.305 m; 1 lb = 0.454 kg.

Tabla 5.4: Resistencia al fuego de columnas de acero recubiertas con concreto, mampostería o fibras aplicadas por aspersión.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

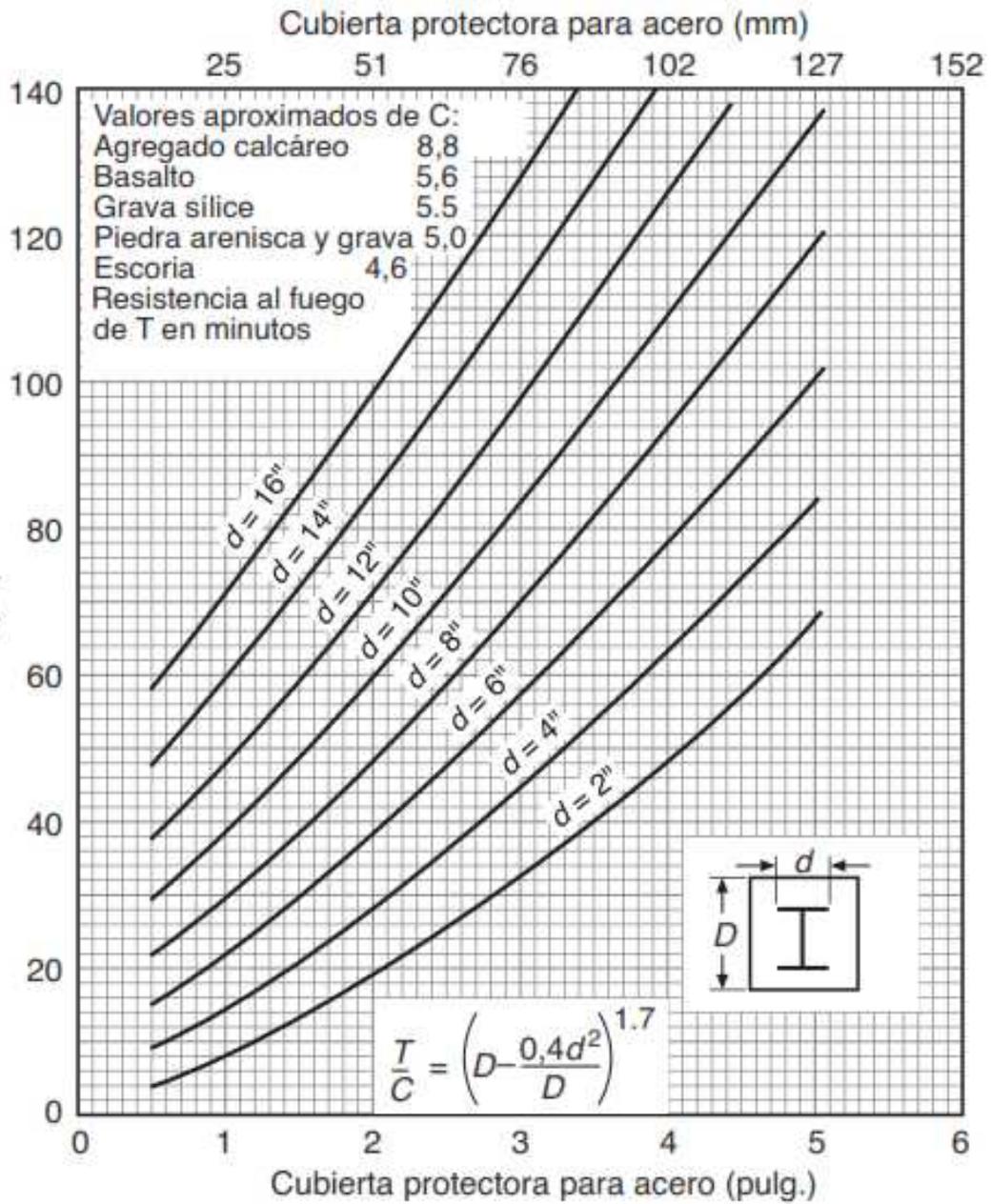


Figura 5.12: Requisitos de encajonamiento de columnas de acero y otros elementos de acero independientes (para unidades SI: 1 pulg. = 25.4 mm).

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Es un factor importante la fijación adecuada de cielos rasos para determinar asimismo la resistencia al fuego de los entrepisos. Existen factores decisivos para aumentar o disminuir la resistencia, como la longitud de los clavos para disminuir la carbonización de la madera comparado con los tipos comunes de clavos de alambre. Asimismo, debe mantenerse la integridad de los cielos rasos suspendidos para atenuar la probabilidad de falla prematura de éstos.

Los tornillos autoperforantes son más efectivos que los clavos para en cuanto a la retención de calor y la disminución del daño a los materiales del núcleo. Inclusive el carácter de la base de yeso debe tenerse en cuenta en relación con el desprendimiento de mezclas de pañete que pueden carbonizar las superficies combustibles. Es necesario distanciar elementos metálicos embebidos para así evitar daños por pandeo. Los cielos rasos suspendidos con aberturas como difusores de aire o tragaluces se deben diseñar de manera que no sean ubicados en puntos vulnerables al fuego.

Por otro lado, la resistencia al fuego de conjuntos de piso y cielo raso de concreto reforzado, acero estructural y madera se puede obtener de varias formas. Por ejemplo, la **Figura 5.13** muestra la influencia del espesor del piso y tipo de agregado sobre la resistencia al fuego de losas de concreto reforzado,

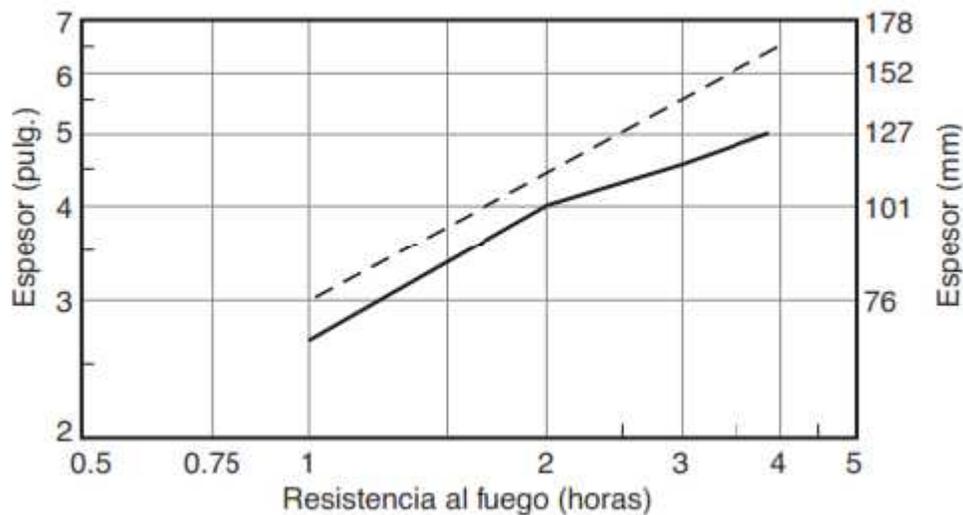


Figura 5.13: Clasificaciones de resistencia al fuego de pisos de concreto reforzado de varios espesores. La línea punteada representa pisos de concreto de agregados comunes y la línea sólida representa concretos livianos.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

En la **Tablas 5.5 y 5.6** se muestra la resistencia al fuego de varios tipos de construcciones de piso de concreto. La **Tabla 5.7** muestra los resultados de pruebas de construcciones piso y techo con vigueta laminada de acero estructural.

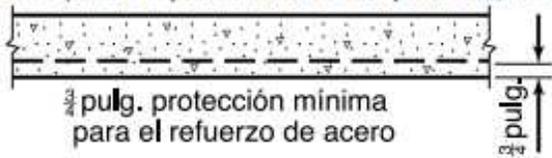
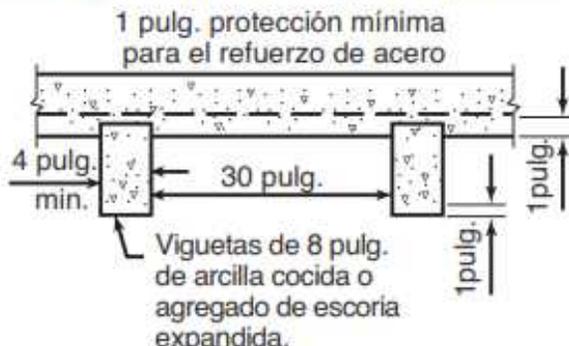
<i>Construcciones de piso de concreto</i>		
Materiales	Clasificación de Resistencia al Fuego	
	hr	min
Concreto reforzado (Libre o parcialmente empotrado, 1550-2500 psi) 		
3 pulg. de espesor	—	45
4 pulg. de espesor	1	15
6 pulg. de espesor, 1-pulg. de protección mín. para acero	2	—
Concreto reforzado sobre viguetas prefabricadas 		
Concreto reforzado, 1:3½:4, 3 pulg. de espesor, sin techo	45	—
Concreto reforzado, 1:3½:4, 3 pulg. de espesor, cielo rasado de tablero de yeso de ½ pulg. de espesor, clavado a la madera, listones unidos con alambre a las viguetas	1	—

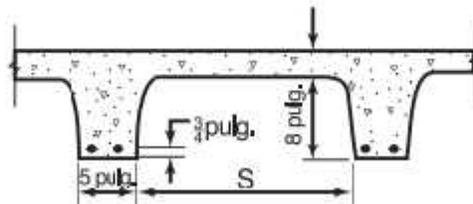
Tabla 5.5: Construcciones de pisos de concreto.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Combinación de pisos de baldosa y concreto

Materiales	Clasificación de Resistencia al Fuego	
	hr	min
Concreto de 2 pulg. o 1½ pulg. de espesor, y baldosin de arcilla refractaria de 6 pulg. o 4 pulg. de espesor, sin acabado de cielo raso	1	—
Concreto de ½ pulg. de espesor y baldosa de 4 pulg. de espesor con acabado de cielo raso de revoque de yeso, mezcla 1:3, ⅝ pulg. de espesor	1	30
Concreto de 2 pulg. de espesor, y baldosin de arcilla refractaria de 6 pulg. de espesor con acabado de cielo raso de revoque de yeso, mezcla 1:30, ⅝ pulg. de espesor.	2	—
Concreto de 2½ pulg. de espesor, agregado de cal de 4 pulg. de espesor, baldosa de escoria de concreto expandida	4	3

Losas acanaladas de concreto reforzado



Losas de concreto acanalada, agregado de cal, $t = 1\frac{1}{2}$ pulg. $S = 20$ pulg.	—	20
Losas de concreto acanalada, agregado de cal, $t = 2\frac{1}{2}$ pulg. $S = 20$ pulg.	—	45
Igual con malla metálica y cielo raso de revoque de yeso y arena, mezcla 1:2, 1:3	2	30
Losas de concreto acanalada, agregado de cal, $t = 3$ pulg. $S = 30$ pulg.	1	—

Para unidades SI: 1 pulg = 25,4 mm; 1 psi = 6,89 kPa.

Tabla 5.6: Construcciones de pisos baldosa y concreto.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Viguetas		Losa de piso	Espesor pulg.	Embutido	Clase de cielo raso	Espesor pulg.	Resistencia al fuego	
Tipo	Altura pulg.						(hr)	(min)
I o S ^a	8	Piso T&G de madera sobre listones de madera de 2 x 2 pulg.	2½	Malla metálica de 3.4 lb.	Revoque de yeso y arena	¾	—	45 ^b
I o S ^a	8	Piso T&G de madera sobre listones de madera de 2 x 2 pulg.	1¾	Malla metálica de 3.4 lb.	Revoque de yeso y arena	¾	1 ^b	—
I o S ^a	8	Concreto reforzado, premoldado o tabloncillos de revoque de yeso	2	Malla metálica de 3.4 lb.	Revoque de yeso-arena o cemento Portland-arena	¾	1	—
S	8	Concreto reforzado o baldosa de revoque premoldeada	2¾	Malla metálica de 3.4 lb.	Revoque de yeso y arena, mezcla 1:2; 1:3	¾	2	—
S	10	Concreto reforzado o baldosa o tabloncillos de revoque	2	Malla metálica de 3.4 lb.	Revoque yeso neto ¹ , o de yeso-vermiculita 1:2; 1:3	1¾	2	30
S	10	Concreto reforzado	2½	Malla metálica de 3.4 lb.	Revoque de yeso-arena	¾	2	30
		Concreto reforzado	2½	Malla metálica de 3.4 lb.	Revoque de yeso-perlita o yeso-vermiculita, 1½:2; 1½:3	¾	3	—
S	8	Concreto reforzado agregado de perlita o vermiculita	2½	Malla metálica de 3.4 lb.	Revoque de yeso-perlita o yeso-vermiculita, 1½:2; 1½:3	¾	3	—
S	10	Concreto reforzado agregado de grava 1:2:4	2½	Malla metálica de 3 lb.	Revoque de yeso-perlita o yeso-vermiculita, 1½:2; 1½:3	1	4	—

Tabla 5.7.1: Construcciones de pisos o techos de viguetas de acero – Datos tabulados.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Viguetas		Losas de piso	Espesor pulg.	Embutido	Clase de cielo raso	Espesor pulg.	Resistencia al fuego	
Tipo	Altura pulg.						(hr)	(min)
S	10	Concreto reforzado agregado de grava 1:2:4	2	Listón de yeso ^b	Revoque de yeso-perlita o yeso-vermiculita, 1½:2½	¼	1	—
S	10	Concreto reforzado agregado de grava 1:2:4	2	Yeso y alambre ^d	Revoque de yeso-perlita o yeso-vermiculita, 1½:2½	½	2	—
S	10	Concreto reforzado agregado de grava 1:2:4	2	Yeso ^e	Revoque de yeso y vermiculita, 1½:2; 1½:3	1	4	—
S	10	Concreto reforzado, grava 1:2:3.4	2½	Yeso y alambres ^d	Fibra mineral aplicada por aspersión	¾	3	—
S	10	Concreto reforzado, grava 1:2.5:3.5	2	Sección especial Z ^f	Baldosas acústicas especiales (ver lista UL)	¼	2	—
S	12	Concreto reforzado, agregado de grava	2	Canales para clavos de 16 pulg. o.c. 2¾ x ¼ pulg.	Tablero tipo X ^g d	¼	1	30
S	12	Concreto reforzado, agregado de grava, 1:3:3½	2	Canales o.c. de 14 pulg. Calibre 26	Tablero tipo Xg aplicado con tornillo de 6 x 1 pulg	¼	1	30
S	10	Concreto reforzado, agregado de grava 1:2:4	2	Canales para clavos de 16 pulg. o.c., calibre 25	Tablero de yeso aplicado con clavos de púas de 1 ¼ pulg. de largo y ¾ pulg. de diámetro	¼	1	—

Tabla 5.7.1: Construcciones de pisos o techos de viguetas de acero – Datos tabulados.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

^aViga en I o viguetas de acero de alma abierta.

^bConstrucción combustible.

^cTodos listones de yeso de 3/8 pulg. tipo perforado.

^dListón de yeso y alambres calibre #20 pegados a canales para clavos. Alambres pegados diagonalmente para reforzar y sostener los listones y el revoque.

^eTela de alambre hexagonal de 1 pulg. para reforzar el revoque y sostener listones y revoque.

^fLargueros especiales de acero galvanizado calibre 25, 12 pulg. o.c.

^gTablero de yeso tipo X es un tablero de yeso con alma especial que provee mucha más resistencia al fuego que el tablero de yeso común del mismo espesor.

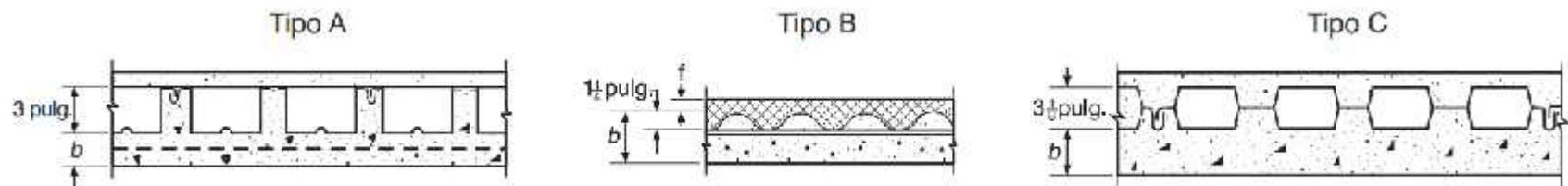
^hRevoque de fibra de madera sin lijar.

Para unidades SI: 1 pulg. = 25,4 mm.; 1 lb = 0,454 kg.

Tabla 5.7.2: Construcciones de pisos o techos de viguetas de acero - convenciones.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

En la **Tabla 5.8** se presenta información sobre la resistencia al fuego de pisos de concreto con armados en acero.



Tipo de piso	Espesor del piso pulg.	Embutido	Material de cubierta protectora	Aplicación	Espesor pulg.	Resistencia al fuego	
						hr	min
A	5½	Ninguna	Fibras minerales aplicadas al piso	Rociado	½ a 2	5	—
C	5½	Ninguna	Lo mismo	Rociado	1½	5	—
A	5½	Ninguna	Vermiculita o plástico acústico de Perlita	Rociado	1¼ a 3¼	4	—
B	4½	Ninguna	Lo mismo	Rociado	4	—	—
B	4½	Ver nota ^e	Revoque de yeso y vermiculita o perlita	Palustreado o rociado	¾ a 1¾	4	—
C	4	Ninguna	Fibra mineral aplicada por aspersión a pisos	Rociado	¾	3	—
A	5½	Ninguna	Plástico acústico vermiculado, unidades de piso celulares	Rociado	½ a 2	2	—
B	5¼	Ninguna	Ninguna ^b	—	—	2	—
B	4¼	Ninguna	Ninguna ^c	—	—	1	—
A	8	Ver nota ^d	Revoque de yeso y vermiculita o perlita, 100 lb de yeso para 2 pies ³ para cubierta estriada y 3 pies ³ para revoque de segunda capa, enlucido blanco ¼ pulg.	Palustreado	¾	4	—
A	8	Ver nota ^d	Lo mismo	Palustreado	1	5	—
A	6¾	Ver nota ^e	Baldosas acústicas, bordes T&G con cortes de sierra	Recortes de hoja de metal	¾	4	4

^aUnión de metal expandido soldada o unida al fondo de las unidades de piso de acero corrugado.

^bLosa de piso, concreto de piedra caliza, 5 ¼ pulg. de espesor.

^cLosa de piso, concreto de piedra caliza, 4 ¼ pulg. de espesor.

^dMalta de metal expandido calibre 24, 3,4 lb, 3/8 de pulg. suspendida 2 ½ a 7 ½ pulg. Por debajo del piso.

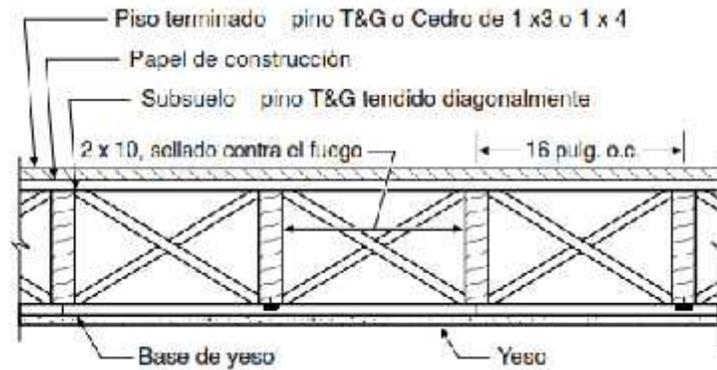
^eSistema especial de embutido al que se han presellado baldosinas acústicas 10 ¼ pulg. por debajo del piso.

Para unidades SI: 1 pulg. = 25,4 mm; 1 lb. = 0,454 kg.; 1 pie³ = 0,0283 m³.

Tabla 5.8: Pisos de concreto sobre piso de acero y formas (yeso o cubierta protectora contra incendios rociadas por aspersión)

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Las **Tablas 5.9** y **5.10** muestran clasificaciones de resistencia al fuego de pisos de madera.



Tipo	Base de yeso					Yeso				Resistencia al fuego hr min	
	Clavos	Espesor en pulg. o peso por yarda ²	Longitud pulg.	Diam. de cabeza pulg.	Separación pulg.	Tipo	Agregado	Mezcla	Espesor pulg.		Espesor de cielo raso pulg.
Listón de madera	3d									1/4	
Listón de madera	3d	1/4	15	1/4	1 1/2	Yeso	Arena	[1:2 1:3]	1/4	—	35 —
Yeso perforado	1 1/2	1/4	13	3/8	3 1/2	Yeso	Arena	1:2	1/2	1/4	— 30
Yeso perforado	1 1/2	1/4	13	1/4	3 1/2	Yeso	Arena	1:2	1/2	1/4	— 45
Yeso perforado	1 1/2	1/4	12	1/2	3 1/2	Yeso	Arena	1:2	1/2	1/4	1 —
Yeso perforado	1 1/2	1/4	5d	13	3/8	Yeso	Vermiculado perrita	1 1/2:2 1/2	1/2	1/4	1 40
Yeso perforado	1 1/2	1/4	8d	12 1/2	3/8						
Yeso perforado	1 1/2	1/4	4d	—	—	Yeso	Vermiculado perrita	1 1/2:2 1/2	1/2	1/4	1 —
Listón de metal	3,4 lb	6d	11 1/2	1/4	6	Yeso	Arena	[1:2 1:3]	1/4	1/4	— 45
Listón de metal	3,4 lb	1 1/2	11	3/8	6						
Listón de metal	3,0 lb	8d	11 1/2	1/4	6	Yeso Cemento portland ^d	Arena	[1:2 1:3]	1/4	1/4	1 15
Listón de metal	3,4 lb	1 1/2	11 1/2	3/8	5						
Listón de metal	3,4 lb	1 1/2	11	3/8	5 1/2	Yeso	Vermiculado perrita	[1 1/2:2 1 1/2:3]	1/4	1/4	1 30

(a) Listón de metal desajustado de 3pulg. De ancho con dos clavos calibre 12 de cabeza erizada de 1 1/2pulg de calibre 1/2 en cada viga laminada reforzadas en yeso unidas por listón.

(b) Emplaste reforzado con malla de alambre hexagonal de 1 pulg. (1 lb/59 yd) clavada a vigas con 8d 2 1/2-pulg. Clavos cubiertos en cemento espaciados 8pulg. En el centro de cada una.

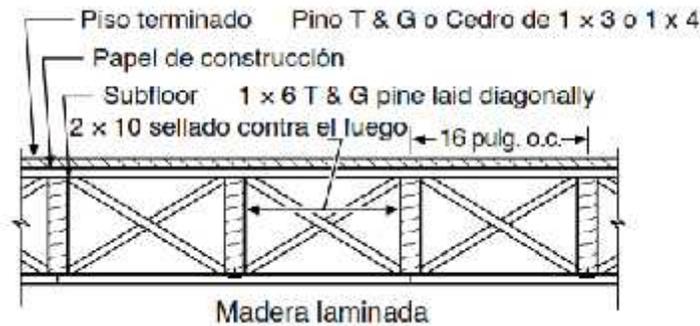
(c) Soporte adicional de listón de metal por nudos de alambre de calibre 18, espaciado 27 x 32 pulg. Y clavado 2 pulg. Sobre los lados de las vigas.

(d) 3-lb de fibra de asbesto y 15-lb de cal hidratada por bolsa de cemento adicionada.

Para unidades SI: 1 pulg. = 25.4 mm; 1 lb = 0.454 kg.

Tabla 5.9: Pisos de vigueta laminada con cielo raso de yeso (Combustibles)

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España



Madera laminada			Clavos					Índice de resistencia al fuego	
Tipo	Esesor (pulg.)	Materiales centrales	Tipo	Tamaño	Calibre	Longitud (pulg.)	Espaciamiento (pulg.)	hr	min
Yeso	¾	Tipo "X" ^a yeso especial ignifugo	Alambre encementado	8d	13	1½	6	1	—
Yeso	¾	Tipo "X" ^b yeso especial ignifugo	Alambre encementado	5d	13½	1½	6	—	45
Yeso	¾	Tipo "X" ^c yeso especial ignifugo	Alambre encementado	4d	14	1½	6	—	30
Dos capas de yeso	½ + ½	Yeso	Alambre de caja	5d (1)	14	1½	18	1 ^o	—
Dos capas de yeso	¾ + ½	Yeso		6d (2)	10½	2½	6		
Dos capas de yeso	½ + ½	Yeso	Encementado en yeso	1½ pulg.	13	1½	7	—	40
Dos capas de yeso	½ + ¾	Yeso		5d	13	1½	6		
Dos capas de yeso	¾ + ¾	Yeso	Encementado en yeso	1½ pulg.	13	1½	7	—	35
Dos capas de yeso ^e	¾ + ¾	Yeso		8d	13	1½	6		
Yeso	¾	Yeso	De caja	4½d (1)	—	1½	6	—	35
Gypsum ^d	¾	Yeso	De caja	4½d (2)	—	1½	6		
ninguno ^f	—	—	De caja	4½d	15	1½	6	—	25
Plancha	¾	Placas de fibra mineral de 12 x 12 pulg. montadas en perfiles especiales	—	—	—	—	—	—	14

^aTablero de Yeso Tipo "X" se designa al que tiene centro de fórmula especial que proporciona mayor resistencia al fuego que el ordinario del mismo espesor.

^bMalla hexagonal de Alambre 1 pulgada de calibre, clavada entre tableros con clavos 8d, espaciados 20 cms.

^cPrueba NBS sobre un piso de 4½ por 9 pies unidos a Tablero de yeso anormales pero sin tapejuntas y unión acabada.

^dPrueba NBS de profundidad del cielo raso cubierto con 14 Lbs de papel de asbesto aplicado con pasta de papel de coladura y pintura de caseína.

^ePrueba NBS en dos especies de pisos de vigueta cada 4½ por 9 pies, resistencia al fuego 15 min y 12 min.

Nota: para otras construcciones similares vea la lista UL de materiales de construcción.

Para Unidades SI: 1 in. 25.4 mm; 1 lb= 0.454 Kg.

Tabla 5.10: Pisos de vigueta de madera con cielo raso madera laminada combustible)

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

5.3.5 Conjuntos de techos y cielo rasos

Conjuntos de techo y cielo raso deben probarse y clasificarse de manera similar a los conjuntos de piso y cielo raso, con resultados comparables en ensayos a temperatura ambiente. Aunque debe tenerse en cuenta que los conjuntos de techo con frecuencia ya tienen un determinado espesor de aislamiento al momento de ponerse a prueba. Se puede reducir la clasificación de resistencia al fuego si se desean espesores adicionales de aislamiento.

5.3.6 Paredes y particiones

La resistencia al fuego de paredes y particiones puede evitar que el calor y las partículas se desplacen entre las habitaciones (pueden ser probados de acuerdo a la norma NFPA 251). También a estos elementos debe advertirse de la variabilidad de tiempos en resistencia de fuego respecto al desempeño real. Estos son con mayor razón vulnerables a los efectos de los mecanismos de comunicación horizontal. Si se presentan aberturas de puertas, ventanas, rejas, ductos entre otros en una estructura, las paredes y las particiones pueden verse altamente afectadas. Los elementos de construcción de las paredes y particiones suelen ser de mampostería, madera o montantes de metal cubiertos con materiales resistentes al fuego. La **Tabla 5.11** muestra la resistencia al fuego de muros de carga, sean estos de ladrillo o bloques de arcilla.

La **Figura 5.12** muestra un gráfico para calcular la resistencia al fuego de paredes de ladrillo de arcilla refractaria, definida por la resistencia al fuego en espesores y tiempo de exposición.

Material	Espesor del muro (pulg.)	Contenido sólido del muro (porcentaje)	Unidades huecas		Índice de resistencia al fuego en horas				
			Número de celdas en el espesor del muro	Espesor de las Paredes de Cada Pieza	Elementos combustibles a 4 pulg. en el interior del muro		Elementos incombustibles armados en el interior del muro		
					Sin mortero	Mortero en ambos lados	Sin mortero	Mortero en ambos lados	
Ladrillo de arcillo o pizarra	12	90 a 100	—	—	8	9	10	12	
	10 ^a	72	{ cavidad 2 pulg.	—	2	2½	5	7	
Bloques huecos portantes (sin piezas para tabiques)	8	90 a 100	—	—	2	2½	5	7	
	4 ^b	90 a 100	—	—	—	—	1	1½	
	12	45	3	0.7	2½	3½	3	6	
	12 ^c	48	4	¾	2½	4	5	7½	
	10 ^a	36	{ cavidad 2 + 2 pulg.	—	—	—	1½	—	4
	8	48	3 o 4	—	—	1	1½	2½	3½
8	40	2	—	—	¾	1½	2	3	
6 ^b	40	2	—	¾	—	—	¾	1½	

^aCavidad de pared con nudos metálicos a través de ella.

^bPared con Apoyo sin Carga restringido en todos los bordes.

^c Dos unidades, 8-por-12 x12 pulgadas, 6 baldosas y 3¾-por 12 x12-pulgadas, 3 baldosas, en el espesor de la pared.
Para Unidades SI : 1pulg,25.4 mm.

Tabla 5.11: Muros de carga, en ladrillo o bloques de arcilla.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Las **Tablas 5.12** y **5.13** muestran clasificaciones de resistencia al fuego de paredes de montantes de madera.

La **Figura 5.14** muestra la resistencia al fuego de paredes con acabados en materiales de construcción comunes con una facilidad de uso para cálculos básicos de resistencia al fuego, donde establece la resistencia al fuego de particiones de marco de madera o metal forradas con tableros de yeso o pañetes de yeso sobre malla metálica; en esta gráfica con la recta A se especifican valores para láminas de yeso tipo X o fibra de madera con pañete de yeso. La recta B define valores para pañetes de yeso y arena 1:1. La recta C definida para pañetes de yeso y arena 1:2 y la recta D para pañete de yeso y arena 1:3.

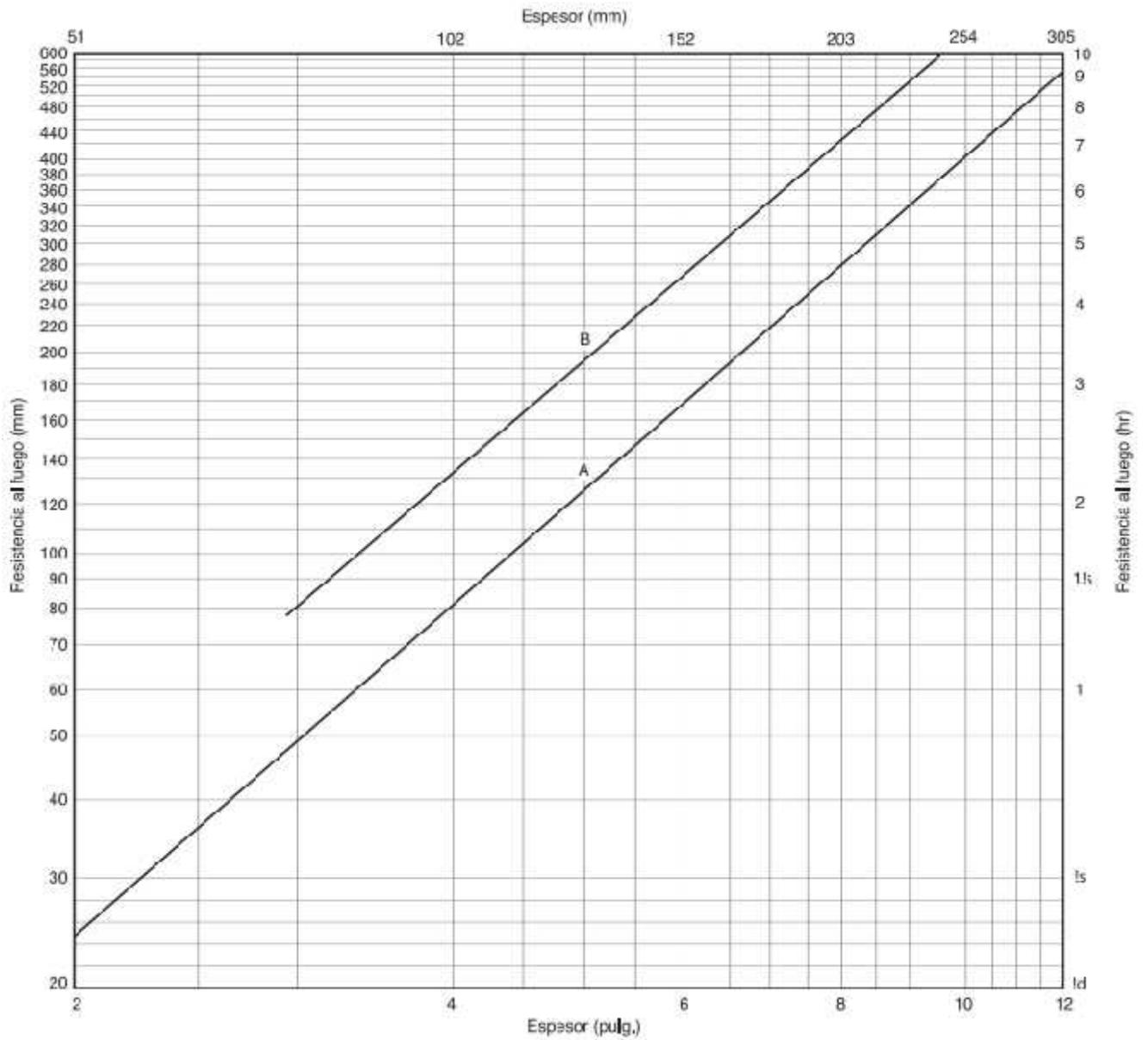
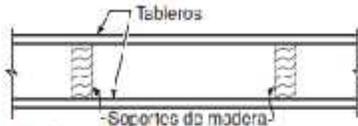
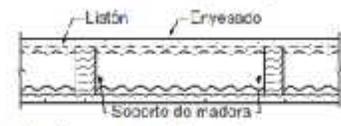


Figura 5.14: Resistencia al fuego de paredes de ladrillo cocido: A, sin pañete; B, pañete en ambos lados.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Material	Índice de resistencia al fuego		Material	Índice de resistencia al fuego	
	Tabique hueco	Tabique relleno con lana mineral ¹		Tabique hueco	Tabique relleno con lana mineral ¹
Construcción sin mortero 			Construcción de enyesado y listón 		
Materiales aplicados a ambos lados de los soportes:			Materiales aplicados a ambos lados de los soportes:		
Tableros enyesados de machimbre 3/4 pulg. de grosor	—	20	—	35	—
Tablero en yeso, 1/2 pulg. de grosor	—	25	—	—	—
Tablero en yeso, 1/2 pulg. de grosor (Sin carga de soporte con relleno de lana mineral)	—	40	1	—	—
Tablero en yeso, 1/2 pulg. de grosor, con dos capas en cada cara	1	—	—	—	—
Tablero en yeso, 1/2 pulg. de grosor, con dos capas en cada cara	1	30	—	—	—
Tablero en yeso, 1/2 pulg. de grosor, Tipo X con una capa en cada cara	—	45	—	—	—
Tablero en yeso, 1/2 pulg. de grosor, Tipo X con una capa en cada cara	1	—	—	—	—
Tablero de yeso, 3/8 pulg., tipo X, con fibra de madera retardante, 1/2 pulg. de grosor	1	—	—	—	—
Abeto de madera terciada, 1/2 pulg. de grosor	—	10	—	—	—
Abeto de madera terciada, 3/8 pulg. de grosor	—	15	—	—	—
Abeto de madera terciada, 1/2 pulg. de grosor	—	20	—	—	—
Abeto de madera terciada, 3/4 pulg. de grosor	—	25	—	—	—
Tablero de Cemento/Asbesto 3/8 pulg. de grosor	—	10	—	40	—
Tablero de Cemento/Asbesto 3/8 pulg. de grosor, sobre tablero de yeso 3/8 pulg. de grosor	1	—	—	—	—
Tablero de Cemento/Asbesto 3/8 pulg. de grosor, sobre tablero de yeso 1/2 pulg. de grosor	1	25	—	—	—
Exterior: Tejas de Cemento-Asbesto, 1/2 pulg. de grosor sobre capa de cobertura de asbesto sobre soporte de madera 3/4 pulg. sobre tabiques de madera, dentro, caras de cemento-asbesto 1/2 pulg. de grosor, fibra de tablero, 1/2 pulg. de grosor			Exterior: Tejas de Cemento-Asbesto, 1/2 pulg. de grosor sobre capa de cobertura de asbesto sobre soporte de madera 3/4 pulg. sobre tabiques de madera, dentro, caras de cemento-asbesto 1/2 pulg. de grosor, fibra de tablero, 1/2 pulg. de grosor		
entablado de yeso 1/2 pulg. de grosor dentro 1:2 emplaste de yeso-arena, 1/2 pulg. sobre 1/2 pulg. en listón perforado de yeso			entablado de yeso 1/2 pulg. de grosor dentro 1:2 emplaste de yeso-arena, 1/2 pulg. sobre 1/2 pulg. en listón perforado de yeso		
1 30			1 30		

¹El relleno de lana mineral exige cierto grado de anclaje de modo, que se mantenga en su posición después de que se haya quemado el revestimiento de una cara del tabique. Para Unidades SI: 1 pulg. = 25,4 mm; 1 lb = 0,454 kg; 1 pie = 0,3048 m.

Tabla 5.12: Paredes de madera de tabiques y divisiones (combustibles) soportada y no soportadas : 2-x 4 pulg. Tabiques espaciados sobre 16 pulgadas.

Fuente: Instrucción de Acero Estructura I (IAE), Ministerio de Fomento de España

Material	Índice de resistencia al fuego ^d (min)	Material	Índice de resistencia al fuego ^d (min)
Panel de Madera, ½ pulg. de grosor	5	Emplaste de yeso-arena, 1:2, 1:2, ¾ pulg. de grosor sobre listón de metal (sin respaldo de papel)	15
Panel de Madera, a prueba de fuego ½ pulg. de grosor ^a	10	Emplaste de yeso limpio, 1:2, 1:2, ¾ pulg. de grosor sobre listón de metal (sin respaldo de papel) ^b	30
Panel de Madera, ½ pulg. de grosor con ½ pulg. 1:2, 1:2 emplaste de yeso-arena	15	Emplaste de yeso limpio, 1 pulg. de grosor sobre listón de metal (sin respaldo de papel) ^c	35
Tablero de yeso ¾ pulg. de grosor	10	Emplaste de cal-arena, 1:5, 1:7.5, ¾ pulg. de grosor sobre listón de metal (sin respaldo de papel)	10
Tablero de yeso ½ pulg. de grosor	15	Emplaste de cemento Portland, ¾ pulg. de grosor sobre listón de metal (sin respaldo de papel)	10
Tablero de yeso ¾ pulg. de grosor	20	Emplaste de yeso-arena, 1:2, 1:3, ¾ pulg. de grosor sobre listón de metal respaldado en papel	20
Tablero de yeso laminado, dos ¾ pulg. Mas un ½ pulg. de grosor	37		
Tablero de yeso laminado, dos ½ pulg. de grosor	47		
Tablero de yeso laminado, dos ¾ pulg. de grosor	60		
Listonado de yeso y, sencillos o indentados, ½ pulg. de grosor, con ½ pulg. 1:2, 1:2 emplaste de yeso-arena	20		
Listonado de yeso perforado ¾ pulg. de grosor, con ½ pulg. 1:2, 1:2 emplaste de yeso arena.	30		
Emplaste de yeso-arena, 1:2, 1:3, ½ pulg. de grosor sobre listón de madera	15		
Emplaste de cal-arena, 1:5, 1:7, ½ pulg. de grosor sobre listón de madera	15		

^aDe National Bureau of Standards BMG-92.

^bCran cantidad de emplaste de fibra de madera. Para Unidades SI: 1 pulg. = 25,4 mm.

Tabla 5.13: Acabados sobre armadura de madera, Un lado (Combustible) con exposición en el lado del acabado.

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

La **Figura 5.13** y la **Figura 5.14** son descripciones muy útiles de la resistencia al fuego de materiales de particiones sólidas, no portantes de carga. En la **Figura 5.15** y la **Figura 5.16** muestra resistencia al fuego de paredes solidas de malla metálica y yeso: Con la recta A se especifican valores pañetes con fibra de madera; la recta B define valores para pañetes de yeso y arena 1:1/2; la recta C definida para pañetes de yeso y arena 1:1; la recta D para pañete de yeso y arena 1::1½; la recta E, pañete en yeso y arena 1:2; la recta F, pañete en yeso y arena 1:2 y 1:3 y la recta G, pañete en cemento Portland 1:2 y 1:3 + 0,2 de cal o cemento.

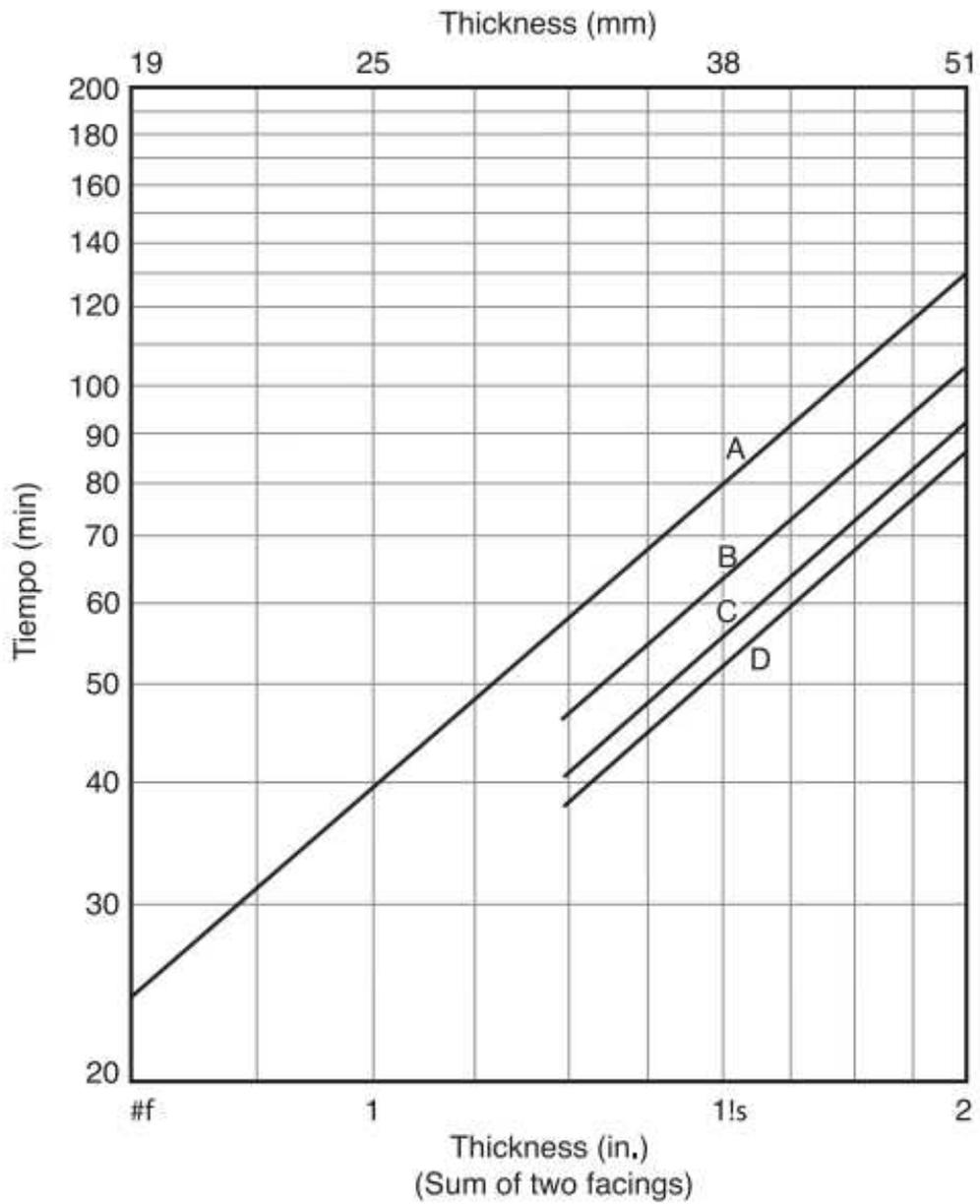


Figura 5.15: Resistencia al fuego de particiones de marco de madera o metal forradas con tableros de yeso o pañetes de yeso sobre malla metálica.
Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

Materiales	Índice de resistencia a al fuego		Materiales	Índice de resistencia a al fuego	
	hr	min		hr	min
Entablado de tablonces (machimbre) en 2 capas, cada $\frac{3}{4}$ pulg. de grosor (1 pulg. Nominal) y con uniones escalonadas	—	15 ^a	Yeso cal, 3 pulg. De grosor centrado	2	—
Igual con capa de 30-lb de cobertura de asbesto entre los tablonces	—	25 ^a	Yeso cal, 4 pulg. De grosor centrado	2	—
Entablado, pino (machimbre), 2 pulg. De grosor (nominal), humedad vertical.	—	12 ^a	Yeso cal, 3 pulg. Sólido Sin centro	3	—
Tablero, $\frac{3}{8}$ -pulg. Yeso, altura completa frente a centro del tablero dos grosores $\frac{1}{2}$ -pulg. altura completa, uniones verticales escalonadas a formar particiones de grosor de $1\frac{3}{4}$ -pulg. Uniones externas acabado adherido	1	—	Yeso cal, 3 pulg. centrado $\frac{1}{2}$ -pulg. de 1:3 emplaste de yeso-arena en cada lado	3	—
Tablero $\frac{5}{8}$ -pulg. Yeso, Tipo X ^c , altura completa, cementada y clavada o atomillada a varillas hechas de dos grosores de $\frac{1}{2}$ -pulg., Tablero de yeso $3\frac{1}{2}$ o $6\frac{1}{2}$ pulg. De ancho y 1 por $\frac{5}{8}$ -pulg. Topes guía y fondo de madera, uniones externas pegadas	1	—	Yeso cal, 4 pulg. centrado $\frac{1}{2}$ -pulg. de 1:3 emplaste de yeso-arena en cada lado	4	—
Tablero $\frac{1}{2}$ -pulg. Yeso, clavada y cementada a 1 pulg. de grosor centro del tablero laminado en fabrica de dos $\frac{1}{2}$ -pulg. De grosor por 24-pulg centro de tableros con borde escalonado, uniones externas escalonadas empalmado adherido con uniones acabadas	2	—	Emplaste de yeso-vermiculita o perlita, $1\frac{1}{2}$:2, $1\frac{1}{2}$:3 por vol., $\frac{3}{4}$ -pulg. Grosor en cada lado de $1\frac{1}{2}$ -pulg. Listón de yeso altura completa, corredores atado al piso y techo, sin tabiques	1	30
			Emplaste yeso-arena, 1:2, 1:3 por wt, $\frac{3}{4}$ pulg. De grosor sobre cada lado de $\frac{1}{2}$ -pulg. Listón de yeso vertical altura completa, atado al piso y techo corredores sin tabiques.	1	—
			Tabiques de baldosa, arcilla quemada, 4 pulg. De grosor 1 celda pulg. De grosor	—	10 ^b
			Bloque quemado, 4 pulg. De grosor, solido.	1 ^b	—
			Bloque quemado, 6 pulg. De grosor, 1 celda pulg. De grosor	1	15 ^b
			Relleno de cal concreto de arcilla, 4 pulg. De grosor, 65 % solido	—	45 ^c
			Relleno de cal concreto de arcilla, 8 pulg. De grosor, 55 % solido	2	30

^aCombustible.

^bCuando el emplastado ambos lados con $\frac{1}{2}$ -pulg. 1:3 emplaste de yeso-arena, el tabique de arcilla descrito tuvo 45 min de resistencia al fuego y el bloque quemado y 4 pulg de concreto, ensambles de arcilla descritos tienen resistencia al fuego de 2 hr.

^cTablero de yeso Tipo X designa tablero de yeso con un centro especial formulado que provee gran resistencia al fuego que los tableros de yeso regulares del mismo grosor.

Para Unidades SI: 1 pulg.= 25,4 mm; 1lb.= 0,454 kg.

Tabla 5.14: Divisiones solidas no portantes.
Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

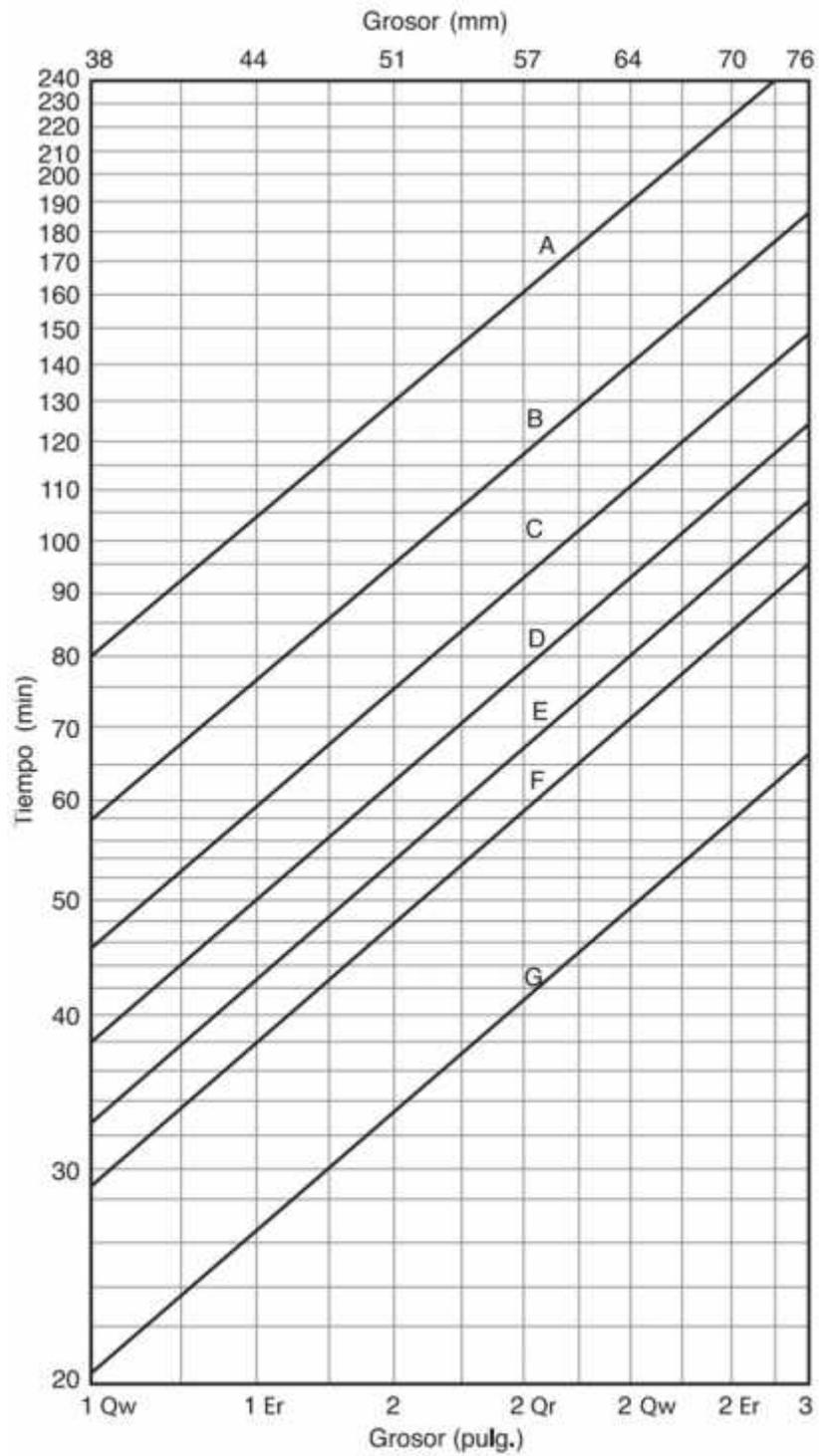


Figura 5.16: Resistencia al fuego de paredes solidas de malla metálica y yeso
Fuente: Instrucción de Acero Estructural (IAE), Ministerio de Fomento de España

6. SISTEMAS DE PROTECCION CONTRA EL FUEGO PARA ESTRUCTURAS DE ACERO

Como se ha mencionado con anterioridad, las máximas temperaturas consideradas dentro de un diseño estructural para una edificación, suceden durante un incendio, a menos que esta haya sido diseñada para cargas de temperatura mayores. El riesgo de incendio es una constante en todo tipo de edificaciones y depende de una gran variedad de aspectos, entre otros, la estructura y sus materiales predominantes, la forma y la ventilación, el contenido del edificio y la carga combustible que representa. Siendo el acero un material de construcción considerado “no combustible” presenta, sin embargo, algunas características que hacen necesaria su protección frente a la acción del fuego. En general, internacionalmente todos los códigos o normatividades vigentes relativas a la protección de las estructuras frente al fuego, responde a los siguientes criterios:

- Proteger la vida de los ocupantes, lo que usualmente se traduce en normativas relacionadas a la evacuación y salvamento de ellos.
- Proteger las construcciones y permitir el eficaz combate del incendio.
- Proteger las edificaciones vecinas y el espacio público.

Existen dos tipos de protección al fuego que corresponden a dos conceptos diferentes que son tratados con diversa profundidad en las reglamentaciones de protección contra el fuego, atendiendo a los dos conceptos de protección activa y protección pasiva.

La protección activa está conformada por sistemas y dispositivos de detección (de humo, temperatura, etc.), que activan sistemas de alarmas y combate del fuego, como rociadores de agua, espumas, gases, entre otros, y legislada en el caso colombiano en el Título J de las normas NSR10. Su eficacia radica en que permiten la detección y combate temprano del conato de incendio. Estos están más desligados de la estructura

y conforman un mecanismo autónomo que previene, demora o combate el fuego en la estructura.

Por otro lado, la protección pasiva está basada en elementos de construcción que, por sus condiciones físicas, aíslan la estructura de un edificio de los efectos del fuego durante un determinado lapso de tiempo, de igual forma, siendo legislada en el caso colombiano en el Título F y J de las normas NSR10 (Ref. 17, NSR10, 2012).

En la reglamentación colombiana se especifica un determinado tiempo de resistencia al fuego a los diferentes elementos constitutivos de una edificación (tiempo que se mide en minutos para 60 y 180). Particularmente para las estructuras de acero expuestas al fuego, estas deben ser protegidas de su acción, basados en la premisa que este material pierde gradualmente su resistencia estructural a partir de los 300°C hasta alcanzar aproximadamente el 60% de su resistencia inicial a los 550°C.

En Colombia como se vio anteriormente, se ha normalizado la resistencia al fuego en estructuras, realizando exigencias a los elementos constitutivos de la construcción en función del uso o destino del edificio (residencial, educacional, comercial, etc.), la superficie construida y la altura de edificación. También se regula mediante otras dos variables importantes, que son el tipo de ocupación (la cantidad de ocupantes previstos del edificio, de acuerdo a una tabla que establece una relación base de superficie por ocupantes dependiendo de la actividad) y la densidad de carga combustible (que analiza la carga combustible por unidad de superficie). Sin perjuicio de que existen estrategias de diseño que contribuyen a mejorar el comportamiento de un edificio frente a un incendio, como la compartimentación horizontal y vertical que contienen elementos de alta resistencia al fuego, en los ejemplos que se presentan a continuación, se mostrarán algunas de las soluciones más frecuentes para lograr la resistencia al fuego de elementos estructurales de acero.

Generalmente existen tres grupos de sistemas de protección de estructuras de acero contra incendios.

- Auto-protección: En estas el elemento estructural aislado sin revestimiento contra fuego es dimensionado para resistir las altas temperaturas de un incendio. Esta es por lo general la manera menos económica para resolver el problema.
- Barreras antitérmicas: El elemento de acero es forrado en mampostería o concreto o revestido con materiales de revestimiento contra fuego de baja densidad, baja conductividad térmica y bajo calor específico. El espesor de estos materiales es calculado con medios analíticos o experimentales.
- Protección activa: Las altas temperaturas son controladas por medio de aspersores o sistemas contra fuego con la finalidad de evitar que los elementos estructurales estén expuestos a altas temperaturas.

En cuanto a los sistemas estructurales, la integración del acero a otros elementos de construcción, constituyen estructuras mixtas o estructuras integradas. Las estructuras mixtas de acero y de concreto son aquellas en que ambos materiales trabajan en forma conjunta para resistir los esfuerzos externos. En situación de incendio hay transferencia de calor entre los elementos estructurales. Así se tienen, por ejemplo, vigas, losas o pilares mixtos de acero y concreto. Estructuras integradas son aquellas en que el acero a altas temperaturas transfiere calor al concreto o a la mampostería, pero sin solidaridad estructural. Si el dimensionamiento no es normado o simplificado, este se debe hacer mediante análisis numérico y experimental.

Para ampliar el entendimiento de estos sistemas se definirán las propiedades generales de los principales materiales constitutivos de estos sistemas de protección de estructuras metálicas contra incendios

6.1 Materiales de protección contra incendios

Las capacidades funcionales de todos los materiales estructurales convencionales comienzan a degradarse cuando están sometidas a las elevadas temperaturas en el

análisis de resistencia estructural para condiciones de fuego. Por consiguiente, la correcta selección y disposición de los materiales de protección contra incendios, son esenciales para preservar la integridad estructural en condiciones de fuego y evacuación de edificios. Históricamente, esta protección se ha proporcionado por medio del uso de tejas de arcilla hueco, ladrillo, hormigón, mampostería y bloques. En la actualidad, nuevos métodos y materiales, tales como los materiales tipo spray o conocidos como SFRM (“Sprayed Fire Resistive Materials”, por sus siglas en inglés) (Ref. 18, Promat, 2010), y revestimientos intumescentes, son más comúnmente utilizados. El objetivo de este capítulo es el de resaltar las propiedades térmicas y aislantes de los sistemas y materiales más utilizados en la protección pasiva de estructuras contra el fuego.

6.1.1 El yeso

El yeso es un material resistente al fuego que se utiliza ampliamente en la industria de la construcción. Este material que se clasifica químicamente como un mineral se compone de sulfato de calcio combinado químicamente con agua ($\text{CaSO}_4 + 2\text{H}_2\text{O}$). El yeso puede ser extraído de la naturaleza por medio de la minería, siendo su estado natural la roca de yeso, o mediante su extracción como subproductos de procesos de combustión.

La capacidad de mantener y liberar agua (uniones atómicas, enlazadas químicamente), es una propiedad esencial para la resistencia al fuego del yeso. Aproximadamente una quinta parte del peso de los cristales de yeso puro puede atribuirse al agua, por lo tanto, cuando se exponen al fuego, los materiales a base de yeso se someten a un proceso conocido como calcinación, donde pueden liberar el agua atrapada en forma de vapor, proporcionando una barrera térmica. Internamente en el material de yeso, inmediatamente detrás de esta barrera térmica aumentará en temperatura a sólo un poco más de 212 °F (100 °C, punto de ebullición del agua), transmitiendo calor al acero en rangos de temperatura incapaces de afectar al acero estructural en su resistencia. Una vez el proceso de calcinación ha terminado, los elementos protectores de yeso conservan un núcleo relativamente denso, proporcionando una barrera física muy eficaz contra el fuego.

6.1.1.1 El panel de yeso. La fabricación de una placa de yeso comienza con una serie de trituración, molienda, calefacción o "calcinado" pasos que transforman la materia prima en un elemento uniforme de yeso, en forma de polvo seco. El polvo se mezcla con agua, formando una papilla, antes de ser colocada entre dos hojas de papel para ser secado en hornos dándole la forma de láminas o paneles. El producto final está disponible en los espesores de 25 mm a 101 mm nominales en incrementos de 12 mm (1.0 a 4.0 pulgadas en incrementos de ½ pulgada) y en longitudes 0.61 m x 1.22 m (Ref. 19, Calorcol, 2016).

Placas de yeso se suministran con "regular" o "Tipo X" en las denominaciones estándar. La Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM) la norma ASTM C36 placas designa con la etiqueta "Tipo X" como productos especiales resistentes al fuego que garanticen la necesaria resistencia de fuego (calificados por referencia y especificados para conjuntos de techo o pared). Además, algunos fabricantes también producen un "TIPO C" o "mejorado" Tipo X, producto que exhibe un rendimiento superior al fuego frente al "Tipo X." más placas de yeso resistente al fuego incluyen fibras de vidrio que reducen el encogimiento y agrietamiento bajo la exposición a las llamas (Ref. 20, ASTM-C36, 2002).

6.1.1.2 Gypsum-Based yeso. Consta de yeso calcinado combinado con agregados ligeros como la perlita, vermiculita, arena, agregados y/o fibras de madera que se endurece al secarse o perder humedad. La vermiculita y la perlita son materiales silíceos que presentan grandes expansiones volumétricas en presencia de altas temperaturas, por lo cual esta expansión aísla térmicamente a los elementos protegidos. Este aislamiento, combinado con la habilidad natural de yeso para crear una barrera de vapor, crea un conjunto de materiales muy eficientes como sistema de protección pasiva contra el fuego.

La norma ASTM-C28 regula la composición química, el tiempo de exposición y la resistencia ante esfuerzos, características mínimas requeridas para alcanzar una resistencia nominal ante el fuego. El yeso puede ser aplicado directamente a la superficie del miembro de acero o a una malla de metal fija su alrededor (para mejor

adherencia), en función de las necesidades del conjunto de cortafuego. (Ref. 21, ASTM-C28, 2002)

6.1.2 La Mampostería

La creación de barreras de hormigón, mampostería de bloques de cemento, ladrillos y tejas de barro hueco fueron unos de los primeros métodos utilizados para proteger a los elementos del edificio en caso de incendio. Históricamente, los rangos de temperatura a los cuales se ven expuestos elementos estructurales protegidos con mampostería han sido obtenidos a partir de los resultados de las pruebas de fuego estándar, en especial de la ASTM-E119 (Ref. 22, ASTM-E119, 2002). La investigación llevada a cabo en el Consejo Nacional de Investigación de Canadá ahora proporciona a los diseñadores la posibilidad de determinar la resistencia al fuego de mampostería con cálculos de básicos o de escritorio.

El flujo de calor a través del material se calcula basándose en datos empíricos obtenidos a partir de la densidad, tipo agregado, conductividad térmica, espesor, lechada, acabado y el contenido de humedad de la mampostería.

6.1.3 El Mortero

El mortero es una mezcla de cemento, agregados minerales, arena y agua. Su capacidad para retrasar la transferencia de calor puede ser utilizado para proteger los especímenes mediante una capa exterior de la sección, o bien rellenando los elementos huecos como los miembros de tubería estructural en acero (Ref. 16, IMCC,1999).

El tipo de agregado utilizado en concreto puede afectar significativamente sus propiedades de resistencia al fuego. Los agregados ligeros como la vermiculita, perlita, arcilla expandida o esquisto, tienen un mayor efecto aislante al ser agregados densos y pesados, proporcionando así una mayor resistencia al fuego. Además, la investigación ha encontrado que el mortero hecho con un agregado silíceo exhibe menor resistencia al fuego que el concreto hecho con agregado de carbonato, como la

piedra caliza. Estos elementos producen un efecto químico dentro del mortero (efecto similar al yeso) provocando una refrigeración, dado que a altas temperaturas inducen una emisión de vapor, aislante como en el caso del yeso. (Ref. 16, IMCC,1999).

El mortero completamente hidratado, normalmente contiene aproximadamente 16 a 20 por ciento de agua, por lo tanto, tiene menos agua disponible para la evaporación al ser expuesto a altas temperaturas, siendo así el aumento de la temperatura interna mucho más rápido. El mortero con alto contenido de humedad es susceptible de "fragmentación explosiva o descascaramiento" con la pérdida repentina del recubrimiento y la exposición del elemento acero protegido.

Por último, el mortero sirve como una barrera física entre el intenso calor del ambiente en caso de un incendio y los miembros estructurales de la edificación. Los estudios han demostrado que el espesor del recubrimiento a los elementos estructurales protegidos es el factor que más contribuye a la resistencia al fuego proporcionada por el mortero.

6.1.4 Sistemas de aplicación por aspersión de materiales resistentes al fuego

Estos sistemas definidos como SFRM ("Sprayed Fire Resistive Materials", por sus siglas en inglés) (Ref. 18, Promat, 2010), se pueden clasificar en dos grupos básicos, a base de fibra o cementantes. A pesar de lo que sugieren estas categorías, un Portland a base de yeso o cemento proporciona cohesión a ambos tipos de SFRM.

6.1.4.1 SFRM fibrosa. Este sistema con fibras, creado por la fusión de roca o escoria de hierro y los materiales en hilado de la lana produce una masa filamentosa ligera con propiedades incombustibles. Un material aislante de protección contra incendios se crea mediante la combinación de la lana con un aglutinante. Aplicación de materiales fibrosos SFRM consiste de la mezcla de agentes adhesivos y fibras en seco, con agua en la boquilla de la manguera, luego se rocía aplicando el material mezclado para cubrir el miembro a ser protegidos. ASTM C1014 normaliza este tipo de protección SFRM fibrosa.

6.1.4.2 SFRM cementantes. La mayoría cementantes Protecciones SFRM contienen minerales de yeso que proporciona protección contra incendios para elementos estructurales a través de la liberación de yeso combinado químicamente el agua en forma de vapor. También se proporciona una protección adicional mediante la inclusión de vermiculita o perlita como agregados, que se expanden y aíslan térmicamente bajo condiciones de calentamiento extremo. Los SFRM cementantes se prepara mezclando la papilla en una tolva y aplicando la SFRM bajo presión en una boquilla de pulverización.

6.1.5 Cartones Minerales

Tableros de fibra mineral es un conjunto dado en placas, por un hilado de fibras minerales y lanas con una compresión de roca volcánica y resinas. Estas placas forman barreras resistentes al fuego que pueden ser modelados al ser cortados e instalados, formando un sello hermético alrededor de los elementos estructurales. Los tableros de fibra mineral tienen la ventaja de poder ser colocados en condiciones climáticas exteriores, y no se ve afectados significativamente por las condiciones de la superficie del acero que está protegiendo. Esta ventaja permite que el cartón pueda ser colocados en lugares donde es difícil el acceso, o para reequipar las condiciones de protección contra el fuego de un elemento estructural. Una variedad de tamaños precortados y acabados superficiales están disponibles de los fabricantes. ASTM- C612 especifica los requerimientos, los límites de temperatura, densidad y condiciones térmicas relevantes, dadas las características físicas de los tipos de placas estándar.

6.1.6 Recubrimientos intumescentes

Recubrimientos intumescentes son finas películas químicas que incluyen una mezcla de aglutinantes, resinas, cerámica refractaria y rellenos. Estas películas se expanden bajo altas temperaturas y forman una duradera y adherente capa de espuma celular resistente al fuego. La investigación estima que si bien la capa de espuma característica con su baja conductividad térmica crea una reducida capacidad térmica que actúa para retardar el flujo de calor para el acero. La capa de espuma actúa como un disipador de calor apreciable durante intumescencia, luego como un aislante razonable. Los

sistemas intumescentes aplicados a los miembros de acero, normalmente constan de una capa base, que contiene elementos con la capacidad para crear la capa de espuma, colocada en la parte superior del elemento de acero. Una capa superior se coloca encima de la capa base. Esta capa proporciona a la película con calidades estéticas deseadas, a la vez que proporciona protección contra la humedad, a la abrasión y a productos químicos. Los revestimientos son colocados de manera similar a la pintura, y pueden aplicarse con rodillos, pinceles o equipo de pulverización. Algunas aplicaciones requieren el uso de una malla de refuerzo de fibra de vidrio entre capas de recubrimientos intumescentes. Espesor del revestimiento puede ser variable y tener clasificaciones de resistencia al fuego de hasta 3 horas.

6.2 Tipos o clases de protección

Los tipos de protección contra el fuego que son comúnmente utilizados en estructuras de acero son barreras antitérmicas de tipo pasivo. Una vez instalado el elemento, se coloca la protección adecuada. La guía de diseño de este tipo de protección publicada por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC, siglas en inglés) sugiere que se desprece el aporte de la resistencia de estos sistemas a la estabilidad estructural del edificio siempre y cuando esta no aumente más de un 15 % al colocar el mecanismo protector; pero su peso siempre debe ser cuantificado al estimar las cargas de servicio permanentes de la estructura. Al considerar la capacidad estructural conjunta del elemento metálico y su mecanismo de protección contra el fuego en el diseño estructural, se debe asegurar la efectividad de la unión entre ambos (Ref. 23, Pignatta, 1999).

6.2.1 Protección Sólida

Rodear el elemento estructural con concreto corriente o de baja densidad, asumiendo que el concreto no cumple función estructural, sino que sólo aporta resistencia al fuego al ser aplicado como aislante del acero ante la acción de este. El espesor del recubrimiento de concreto dependerá de la resistencia al fuego requerida para el elemento estructural. El concreto es moldeado mediante el encofrado (Ref. 24, AISC, 2003).

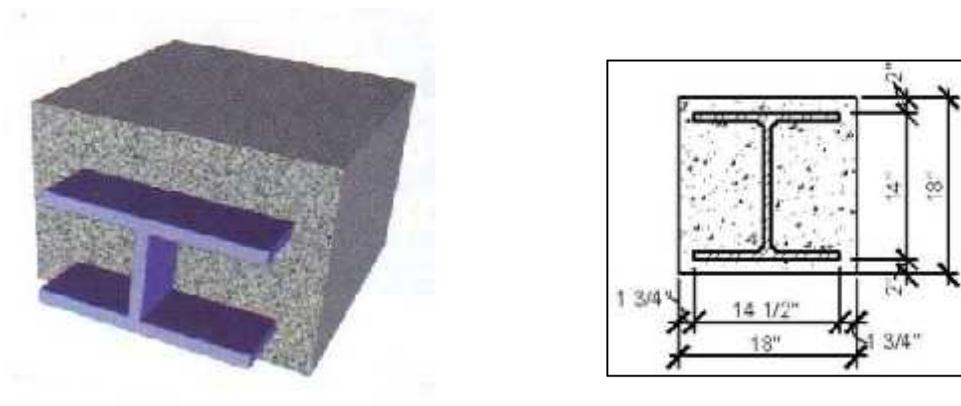


Figura 6.1: Elemento recubierto con protección sólida

Fuente: AISC 2003

El contenido de agua intersticial atrapado luego de la fragua final y los silicatos convierten al concreto en un mal conductor de calor. Esta solución también es posible de aplicar dejando los elementos de acero parcialmente expuestos (por ejemplo, aplicando concreto sólo en el interior de las alas), lo que reduce el uso de encofrado.

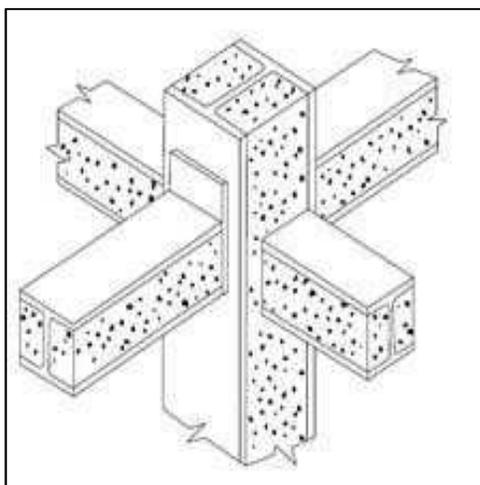


Figura 6.2: Elemento recubierto parcialmente con protección sólida

Fuente: AISC, 2003.

6.2.2 Recubrimientos con mamposterías

Solución frecuentemente aplicada en las construcciones de fines del siglo XIX en Chicago. Es frecuentemente utilizada en protección de columnas. Consiste en cubrir el elemento estructural por una pared de bloques de mampostería.

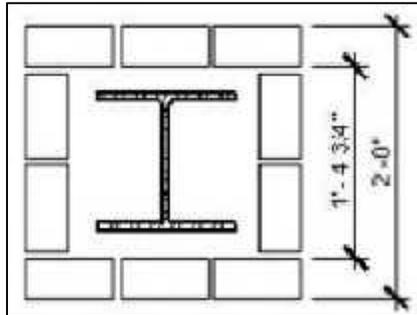


Figura 6.3: Protección con mampostería

Fuente: AISC, 2003.

Se puede decir que dentro de la mampostería de protección se han generado nuevas alternativas como: bloques de hormigón celular, bloques de hormigón corrientes, paneles pre-moldeados de hormigón, bloques con fibra de vidrio, entre otros.

6.2.3 Recubrimiento con planchas

El recubrimiento con paneles en forma de cajón en torno a los elementos de acero a proteger es una solución aplicada cada vez con mayor frecuencia. Normalmente se utilizan planchas de yeso- cemento normal o con agregados que mejoran su resistencia al fuego (muchas veces denominadas planchas RF) o variantes de ellas, como los paneles con adición de fibrosilicatos. El recubrimiento puede ser en todo el contorno o de forma parcial (**Figura 6.4**). La combinación de sulfato de calcio con el agua en estas placas retrasa el paso del fuego a través de ellas. (Ref. 24, AISC, 2003).

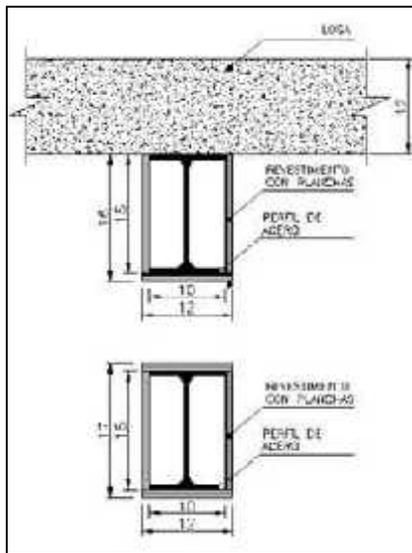


Figura 6.4: Protección con paneles
Fuente: AISC, 2003; [www. Construmatica.com](http://www.Construmatica.com)

El dimensionamiento del recubrimiento dependerá de las características del panel a utilizar y de la resistencia al fuego requerida para el elemento estructural.

6.2.4 Morteros

Existen diversas soluciones de aplicación de morteros, ya sea tradicionales o con aditivos (como perlita o vermiculita) que se aplican siguiendo el contorno de los perfiles a proteger y que mejoran sensiblemente su resistencia al fuego. Debido al riesgo para la salud, en muchos países ya está prohibido el uso del asbesto que fue una solución ampliamente aplicada a mediados del siglo pasado. En el caso de aplicaciones tradicionales se deben considerar mallas o elementos de anclaje mecánico que mejoren la adherencia entre el mortero y el acero. También se aplica en forma de spray o mortero proyectado. El espesor del recubrimiento dependerá de las características del mortero a utilizar y de la resistencia al fuego requerida para el elemento estructural. Como generalmente es lanzado, su acabado es rugoso

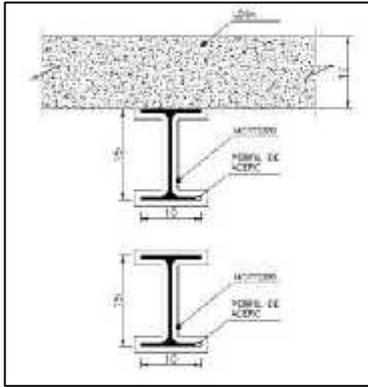


Figura 6.5: Protección contra fuego con mortero

Fuente: AISC, 2003; www. Construmatica.com

6.2.5. Mantas protectoras

Existen mantas de fibra cerámica y de lana de roca (lana mineral) que se pueden aplicar como recubrimiento semejante al tipo cajón o de contorno de perfiles. En aplicaciones de contorno se fijan mecánicamente al elemento de acero mediante tacos soldados y arandelas, a un distanciamiento no superior a 300 mm en todos los sentidos. Aplicaciones tipo cajón son más económicas, pero no deben usarse en perfiles de almas superiores a 150 mm (6 in) sin el uso de una malla auxiliar de fijación que evite las deformaciones y apertura de los encuentros o empalmes.

6.2.6 Pinturas o masillas intumescentes

Son pinturas inertes a bajas temperaturas pero que reaccionan a temperaturas superiores a los 200°C generando una película protectora en forma de esponja que aumenta hasta 50 veces su espesor inicial otorgando una importante aislación térmica que mejora la resistencia al fuego del elemento protegido. En algunos países la

aplicación de las pinturas intumescentes está limitada a un cierto rango de resistencia al fuego exigible y a una masividad mínima del elemento a proteger.

Debe ser aplicada sobre pintura base y ser protegida con pintura de terminación, especialmente si se aplica en elementos expuestos a la intemperie, debido a que se degrada en presencia de agua (Ref. 25, SIKA, 2009).



Ilustración 6.1: Aplicación sobre una estructura de la pintura intumescente
Fuente: Sherwin-Williams, "Pinturas Intumescentes", Julio 2012

6.2.7 Relleno de miembros huecos

Con frecuencia se puede aprovechar el espacio interior de los perfiles tubulares para rellenarlos con elementos que actúen como masa térmica absorbiendo parte de la energía del calor proveniente del incendio. Hay experiencias con hormigones, hormigón celular e incluso agua (en este último caso asociado a sistemas de recirculación y enfriamiento del agua).

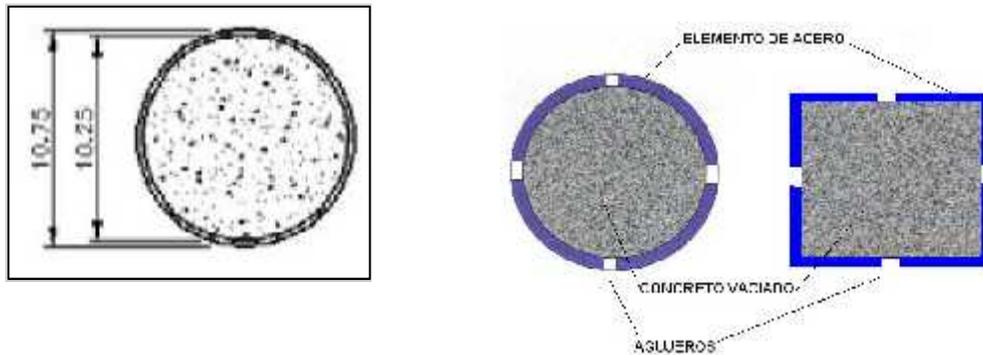


Figura 6.6: Protección contra incendio con relleno de concreto

Fuente: AISC, 2003.

6.2.8 Estructuras externas

En general, los riesgos de incendio provienen del interior de las edificaciones, por lo que se deben cuidar especialmente las estructuras que están confinadas al espacio interior. Una solución interesante es llevar la estructura soportante (o parte de ella) al exterior del edificio, limitando o reduciendo los requerimientos de protección pasiva. Unida a esta estrategia se puede agregar el concepto de pantallas, que se explica en el punto siguiente (Ref. 23, Pignatta, 1999).



Ilustración 6.2: Estructura externa

Fuente: <http://www.arquitecturaenacero.org>, 2011.

6.2.9 Pantallas

Las pantallas interiores y/o perimetrales de un edificio, así como los cielos falsos ofrecen la oportunidad de aportar protección frente al fuego en la medida que puedan asegurar la integridad, el aislamiento y la estabilidad del conjunto. Se usan, generalmente, en edificios de baja altitud y con estructura expuesta.



Ilustración 6.3: Protección con pantallas

Fuente: <http://www.arquitecturaenacero.org>, 2011.

6.2.10 Elementos de acero cercanos a elementos de concreto y mampostería

Se considera la disminución del efecto del fuego por la cercanía de las piezas de acero a otros elementos estructurales distintos del primero mencionado. El tiempo de resistencia a la acción del fuego es mayor mientras menos área de su superficie esté expuesta a este.

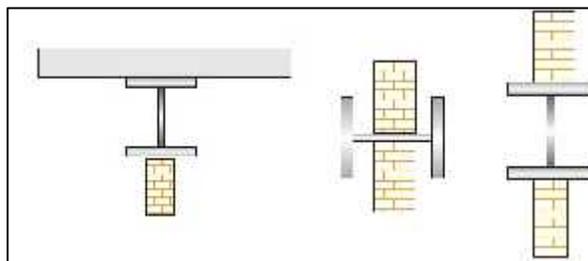


Figura 6.7: Protección parcial por cerca de elemento de acero a otras estructuras

Fuente: Pignatta, 2007.

6.3 Ventajas y desventajas de los sistemas de protección contra el fuego

6.3.1 Protección Sólida

Ventajas: Se logra alta resistencia al fuego, dependiendo del buen uso del recubrimiento. Con una adecuada faena de encofrados se puede coordinar el avance de montaje y protección.

Desventajas: Peso de la estructura aumenta y volumen que ocupan los elementos también.

6.3.2 Recubrimientos con mamposterías

Ventajas: Se logra una alta protección contra el fuego. Se logran mayores tiempos de demora de colapso por acción del fuego.

Desventajas: Ocupa espacios mayores. Es trabajo relativamente más elaborado en comparación con los otros métodos. Se debe considerar efectos del sismo para cuantificar el refuerzo de la protección y asegurar su perdurabilidad (Ref. 16, IMCC, 1999)

6.3.3 Recubrimiento con placas

Ventajas: Faena seca; estructura liviana; acabado liso para recibir pintura. De rápida instalación.

Desventajas: En elementos de geometría compleja o en conexiones su instalación es difícil.

6.3.4 Morteros

Ventajas: su aplicación sigue la geometría del elemento permitiendo un control preciso de los espesores, agregando escaso volumen y masa a la estructura; la aplicación se puede hacer parcialmente en taller.

Desventajas: control de la adherencia mortero-acero; aplicación tradicional es laboriosa e intensiva en mano de obra; ocasionalmente la aplicación proyectada deja una terminación rugosa algo rústica.

6.3.5. Mantas protectoras

Ventajas: Son livianas; faena seca.

Desventajas: Instalación laboriosa; riesgo de rotura de la manta en la manipulación; acabado a la vista afecta la presentación.

6.3.6 Pinturas o masillas intumescentes

Ventajas: De todas las soluciones descritas, es la única que permite expresar la estructura de acero en toda su calidad.

Desventajas: Son relativamente caras; controlar las posibles limitaciones de masividad y de resistencia exigida; durabilidad o garantía limitada, se debe repintar.

6.3.7 Relleno de miembros huecos

Ventajas: No requiere formaleta, no hay aumento en el volumen que ocupa el elemento estructural.

Desventajas: El metal siempre es expuesto al fuego durante la ocurrencia de un incendio; los tiempos de retardo de colapso por carga térmica son menores que con otros métodos.

6.3.8 Estructuras externas

Ventajas: Oportunidad de usar expresivamente la estructura en el diseño del edificio.

Desventajas: Dependiendo de la agresividad del medio, se deben considerar protecciones contra la corrosión u otros agentes.

Para el dimensionamiento de una estructura es necesario conocer el campo de temperaturas a que está sometida, a fin de determinar los esfuerzos resistentes.

La seguridad en incendios se habrá conseguido si los esfuerzos resistentes fueran mayores o iguales a la correspondiente carga o demanda. Es así como el dimensionamiento se compone de dos fases: El análisis térmico y el dimensionamiento necesario para soportar la carga de servicio.

7. Códigos y Normas Internacionales

7.1. Generalidades

El diseño estructural para condiciones de fuego, basa sus criterios en códigos y normas que tienen por objeto establecer reglas y procedimientos que permitan cumplir las exigencias básicas de seguridad estructural en caso de incendio, es decir que la estructura al colapsar debido a su exposición ante el fuego, no sea la responsable de la pérdida de vidas humanas.

El objetivo básico de seguridad estructural 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 diseño, construcción, uso y mantenimiento.

Para satisfacer este objetivo, los edificios se diseñarán, construirán, mantendrán y utilizarán de forma que, en caso de incendio, se cumplan las exigencias básicas que se establecen en las reglamentaciones dadas y/o sugeridas en la normatividad existente.

7.2. Códigos de seguridad contra incendios a nivel internacional

En general, los códigos de construcción son el recurso para crear directrices aprobadas por una normatividad, ya sea por la adopción directa o por referencia, estos códigos proporcionan un conjunto estandarizado de normas y reglamentos para ser guía en el diseño, la construcción, funcionalidad y mantenimiento de las edificaciones. La finalidad de estas normas es establecer normas mínimas para garantizar la seguridad pública, la salud y el bienestar en la medida en que son afectados por la construcción de edificios. Aunque hay una tendencia general a proporcionar normas en términos de prescripciones, en lugar de proporcionar un conjunto rígido de las especificaciones, el carácter prescriptivo de los actuales reglamentos de construcción permanece en uso y probablemente siempre será una alternativa aceptada. Dentro de los códigos internacionales por su importancia e influencia en la normatividad

Colombiana, se destacan los utilizados en Norte América y los Europeos, definidos como Eurocódigos.

7.3. Códigos y normas en Norte América

En Norte América, en especial en los Estados Unidos, en las organizaciones de seguridad a nivel nacional se destacan las siguientes:

- Building Officials and Code Administrators (BOCA)
- Southern Building Code Congress International (SBCCI)
- International Conference of Building Officials (ICBO)
- International Code Council (ICC)
- National Fire Protection Association (NFPA)

En 1994, BOCA, ICBO y SBCCI se unieron para crear el ICC. El propósito de esta organización es consolidar el código modelo para diferentes servicios y producir un conjunto único de códigos de construcción coordinada, que pueden utilizarse de manera uniforme en toda la industria de la construcción. En 2000, el ICC publicó un exhaustivo conjunto de 11 códigos de construcción, incluido el Código de Construcción Internacional (International Building Code - IBC). A partir de enero de 2003, BOCA, ICBO y SBCCI dejaron de revisar como entidades individuales y fueron integrados completamente en la organización de ICC (Ref. 26, IBC, 2000).

En los Estados Unidos, todavía no existe un consenso completo dentro de la industria para un único código nacional de construcción. En 2003, la norma de la Asociación Nacional de Protección contra el Fuego (National Fire Protection Association - NFPA), desarrolló y publicó su propio conjunto de reglamentos de construcción, basada en el Instituto Nacional de Estándares Americanos (American National Standards Institute - ANSI), con su código de construcción NFPA 5000 (Ref. 27, NFPA, 2003).

En la actualidad en los Estados Unidos existen dos reglamentaciones de construcción principales; la Reglamentación de la IBC (2006) y las dadas en la NFPA en su código de

Construcción (NFPA500-2015). En Canadá, la reglamentación de construcción Nacional de Canadá (NBCC) contiene los requerimientos de diseño para construcción. Tanto IBC como códigos de NFPA especifican posiciones de resistencia de fuego en un ambiente prescriptivo, dando opción para el diseño por desempeño.

El IBC permite tanto el diseño prescriptivo como el basado en prestaciones, a pesar de que su énfasis actual es claramente sobre la antigua metodología netamente prescriptiva. El código enumera explícitamente varios ejemplos detallados de diseños estructurales para condiciones de resistencia al fuego por el método prescriptivo, sin embargo, el IBC también le permite al diseñador elegir otros métodos alternativos para el diseño, mientras cumplan la exposición al fuego y criterios especificados por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (American Society for Testing and Materials - ASTM), en su prueba estándar de fuego dada en la norma ASTM E119. No obstante la posibilidad de utilizar un enfoque de diseño basado en prestaciones, este diseño dado en esta norma, generalmente se basa en la aplicación de las disposiciones prescriptivas del IBC.

Para el análisis estructural, las cargas a ser consideradas en el diseño de edificios son especificadas principalmente en ASCE-07 (2005 y actualizado en 2010). Este estándar contiene los diferentes tipos de cargas así como sus combinaciones, que deben ser incluidas en fuerzas de diseño calculadas sobre las estructuras en caso de un incendio. Las exigencias de carga en Canadá son la parte de Reglamentación de construcción Nacional de Canadá (2005). En la actualidad en los EE.UU, los datos específicos para probar elementos estructurales en la exposición de fuego deben seguir los requisitos estipulados en las ASTM E119 (2005) (Ref. 22, ASTM,2002)., en la norma NFPA251 (Ref. 27, NFPA, 2003). ó en la norma UL263 (2003). Todas estas normas tienen datos específicos similares y son consideradas equivalentes en la mayor parte de modelos y pruebas realizadas. Muchas de las reglamentaciones dadas en estas normas son similares a aquellas utilizadas desde principios del siglo XX por las normas dadas por la Organización Internacional de Estándares (International Organization for Standardization – ISO), en su norma ISO834 (2002) (Ref. 28, ISO,2002).

En EE.UU, el Instituto Americano de la Construcción en Acero (American Institute Of Steel Construction – AISC), en su manual de construcción de acero (Ref. 29, AISC, 2005), es la referencia principal que contiene la documentación para el diseño de estructuras de acero. La edición reciente del Manual AISC contiene tanto la metodología dada por el diseño por estados límites (Load and Resistance Factor Design – LRFD), como datos específicos para el diseño por esfuerzos admisibles (Allowable Stress Design – ASD). En este manual se proporcionan una discusión general sobre el diseño de fuego, sin embargo, allí muy es limitada la información sobre la reglamentación del diseño para condiciones de fuego en estructuras de acero. El Manual de la AISC da alguna información sobre propiedades térmicas y mecánicas a temperaturas elevadas, que permitirán el diseño de miembros individuales para la exposición al fuego. Un informe reciente por AISC (Ref. 30, Rudy et al., 2003), reporta que existen códigos y normas, con mucha más información de fondo sobre pruebas de fuego, análisis y métodos de diseño para estructuras de acero.

Además del manual AISC y guías, ASCE/SFPE 29 que contienen un número de métodos analíticos para determinar rangos de resistencia de fuego equivalentes para miembros estructurales de acero, la mayor parte de estos métodos analíticos han sido desarrollados basándose en los resultados de pruebas de resistencia de fuego estándar realizadas sobre modelos estructurales de acero, bajo la exposición de fuego estándar.

Otra fuente para métodos de cálculo de resistencia de fuego en EE.UU es el Manual SFPE de Ingeniería de Protección contra incendios (SFPE, 2002) que tiene un capítulo sobre el diseño de acero que da una descripción del funcionamiento de estructuras de acero en el fuego, pero este no brinda la información suficiente para los métodos de cálculo avanzados como en el Eurocódigo 3 (2003). SFPE (2002) también presenta un capítulo sobre las propiedades de los materiales del acero a altas temperaturas y materiales de aislamiento en temperaturas elevadas. La reglamentación de construcción nacional de Canadá (NBCC 2005) contiene un número de métodos analíticos y un número de datos tabulados para determinar rangos de resistencia de fuego para miembros estructurales de acero.

7.3.1 Reglamentación en Norte Americanas para el diseño por Fuego

En los Estados Unidos, las especificaciones dadas en los códigos, utilizan las metodologías de diseño basadas en Factores de diseño por Carga y Resistencia (LRFD, "Load and Resistance factor design"), y el diseño por esfuerzos admisibles (ASD, "Allowable Stress Design"), para limitar los estados que gobiernan el diseño bajo una determinada carga y su intensidad nominal sobre la base de estos estados límite. Para el caso del diseño para condiciones de fuego, los códigos americanos utilizan la metodología LRFD, en donde los esfuerzos nominales presentes, se multiplica por un factor de resistencia (ϕ). El propósito del factor de resistencia es incluir las incertidumbres en el material y las propiedades geométricas, así como los de modelado.

En cuanto a los principales códigos utilizados en los Estados Unidos, se destaca la norma ASCE-07 (ASCE, 2010) como el estándar de referencia para cargas a ser consideradas en el diseño de edificios, incluidas las generadas en el caso de fuego. ASCE / SEI07 contiene especificaciones detalladas para evaluar las cargas de estas diversas acciones. Esta norma utiliza el buen principio aceptado de que las cargas probables que se producen en el momento de un incendio son mucho más bajas que las cargas máximas de diseño especificadas para las condiciones de temperatura ambiente. Esto es especialmente cierto para los miembros que han sido diseñados para las combinaciones de carga que incluyen viento, nieve o sismo. Por esta razón, diferentes cargas de diseño y combinaciones de cargas son usadas. En general, se supone que no hay un sismo u otros daños estructurales asociados con el fuego y que las cargas en los miembros estructurales podrían ser mucho más grandes si algunos de estos colapsan o dejan de soportar carga.

El fuego en la norma ASCE-07 (Ref. 14, ASCE, 2006), se considera como un evento extraordinario. En la sección **C2.5** de los estados estándar se cita: "**Para comprobar la capacidad de una estructura o elemento estructural de soportar el efecto de un acontecimiento extraordinario, la siguiente combinación de carga se debe utilizar**"

En consecuencia, la combinación de carga de diseño para el fuego (U_f) se da como (Ec. 7.1):

$$U_f = 1.2D_n + 0.5L_n$$

Donde D_n y L_n : son los valores de diseño de carga muerta y viva respectivamente, con respecto a las cargas estándar.

Las cargas asumidas para estos cálculos (según esta provisión), generalmente están dentro de rangos aceptables, siendo inferiores que las cargas de diseño máximas sobre la estructura, sobre todo para miembros clasificados para el control de deflexión o por motivos arquitectónicos.

En Canadá, Las provisiones de carga son especificadas en el Código Nacional de Construcción de Canadá (NBCC 2005) y las provisiones para cargas bajo condiciones de fuego son similares a las ASCE-07(Ref. 14, ASCE, 2006).

7.3.2 Clasificaciones estructurales por resistencia al fuego en Norte América

La seguridad ante el fuego es un parámetro muy importante en la elaboración de los códigos de diseño y construcción de edificaciones, que exigen ciertos niveles de protección contra incendios. En los códigos americanos especialmente en EEUU, la protección necesaria contra incendios en edificios está determinada por una combinación de los siguientes aspectos:

1. El uso y la ocupación de la edificación.
2. La localización geográfica del edificio.
3. La altura del edificio.
4. La accesibilidad al departamento de bomberos.
5. Distancia a otros edificios vecinos.
6. Sistemas activos como rociadores y sistemas de alarma de humo.

7. Tipos de materiales de construcción.

Una vez que estos factores han sido resueltos, los requisitos de resistencia al fuego de un edificio en particular, pueden ser determinados. Las calificaciones se dan como una cantidad especificada de tiempo, cantidad y calidad de los elementos estructurales del edificio, que son necesarios para soportar la exposición a un incendio estándar.

En estos códigos de construcción, los intentos por imponer el nivel requerido de protección contra la acción del fuego en caso de incendio han sido maximizados, teniendo en cuenta numerosos parámetros.

Para una edificación con una determinada ocupación, cuanto mayor sea su capacidad, mayor será la probabilidad de experimentar un fuego en su vida útil. Los códigos de construcción a menudo requieren un largo período de resistencia contra incendios para edificios más grandes que para los pequeños edificios de ocupación similar.

Algunos riesgos son naturalmente mayores en caso de incendio para los ocupantes de una edificación que para otros, por ejemplo, los ocupantes de un hospital con pacientes no-ambulatorios podrían tener mayor riesgo durante un incendio que de los ocupantes de ese mismo edificio si este fuera de oficinas. Un mayor período de resistencia al fuego es necesario para los tipos de ocupaciones que presentan mayor riesgo para la seguridad y la vida de los ocupantes en caso de incendio. El grado de protección también puede variar con el tipo de material de construcción, dada por sus materiales combustibles o incombustibles y en igual forma, si el edificio plantea riesgos para los edificios colindantes (Ref. 31, Aroztegi, 2001).

En general, los edificios están contruidos para servir una función específica y varias clasificaciones de ocupación pueden ser requeridas para satisfacer las necesidades funcionales. Por ejemplo, un servicio de educación puede tener aulas (es decir ocupación educativa) y un auditorio (es decir, General). Los códigos de construcción abordan estas condiciones de ocupación mixta permitiendo que el edificio que ha de construirse, ha de satisfacer los requisitos constructivos del tipo de clasificación más restrictiva según su ocupación. Alternativamente, los usos pueden ser

separados por muros de barrera de fuego (muros corta-fuego), y/o sistemas corta-fuego horizontales. Las dimensiones en tamaño y altura de un edificio se generan y evolucionan desde la creación de espacios necesarios para permitir que tenga la funcionalidad que se va a desarrollar dentro de él. En las primeras etapas del proceso de planificación, la ocupación, la altura y el área están establecidos. Estos parámetros se utilizan para determinar el grado de resistencia al fuego. En el IBC, (Ref. 26, IBC, 2000), las clasificaciones por uso y ocupación están enumerados en el cuadro II.1. **(Tabla 7.1)**

El sistema estructural es generalmente establecido en las primeras etapas del desarrollo del diseño estructural. A menudo, la selección del sistema estructural está influenciada por las restricciones en área y altura, limitadas en este código de construcción según el tipo de construcción. Estos tipos se definen en el capítulo 6 del IBC, los cuales se extractan en la tabla abreviada II.2, **(Tabla 7.2)**. El sistema estructural en acero es incombustible, y puede ser utilizado en la construcción, clasificado como tipo I, tipo II y tipo III o tipo V (Ref. 24, AISC, 2003).

IBC - Tabla II.1	
Clasificación por Uso y Ocupación	
Grupo	Uso
A	Reuniones - (Assembly)
B	Oficinas - (Business)
E	Educativo - (Educational)
F	Industrias - (Factory)
H	Alto Riesgo - (High-Hazard)
I	Institucional - (Institutional)
M	Mercantil - (Mercantile)
R	Residencial - (Residential)
S	Bodegas - (Storage)
U	Miselaneos - (Utility and Misc.)

Tabla 7.1: Código IBC, Clasificación por Uso y Ocupación
Fuente: Guide 19- Fire Resistance of Structural Steel Framing - AISC

El tipo de construcción I y el tipo II, permiten sólo materiales no combustibles para ser utilizados en la construcción. El Tipo I permite una mayor construcción de alturas y áreas a ser utilizadas que el tipo II, lo que exige una mayor duración de la resistencia al fuego.

El Tipo III de construcción permite tanto materiales combustibles combinados con elementos de construcción interior incombustibles como paredes incombustibles. La construcción del tipo V permite materiales combustibles presentes en todos los elementos de construcción.

Para la clasificación con una ocupación específica y en una misma zona geográfica, según la altura permitida, una construcción del tipo II, siempre será igual o mayor tanto en la altura como en área, que una permitida para el Tipo III o V (Ref. 26, IBC, 2000).

IBC - Tabla II.2	
Clasificación por Tipo de Construcción	
TIPO	Descripción del Material
I	Incombustible - (Noncombustible)
II	Incombustible - (Noncombustible)
III	Muros exteriores - (Exterior walls)
	Elementos constructivos internos - combustibles o incombustibles - (Noncombustible Interior building elements - Combustible or Noncombustible)
IV	Madera Pesada (estructural) - (Heavy Timber, HT)
	Muros exteriores incombustibles - (Exterior walls - Noncombustible)
V	Combustible o incombustibles - (Combustible or Noncombustible)

Tabla 7.2: Código IBC, Clasificación por Tipo de Construcción
Fuente: Guide 19- Fire Resistance of Structural Steel Framing - AISC

La resistencia al fuego de los muros exteriores de la construcción tipo III es más exigente que el que se requiere para el de construcción tipo II. Por lo tanto, el sistema estructural o entramado de acero para este tipo de construcción, debe satisfacer los requisitos de los sistemas incombustibles, pudiéndose utilizar los requeridos en los tipos I y Tipo II, que son los más usados en la construcción dada su eficiencia.

La altura de cada piso estructural con respecto al nivel del suelo y las limitaciones por el área estructural en cada nivel para los diferentes tipos de construcción (tipo I, II, III, IV o V), están indicados en la tabla del IBC503 (Ref. 26, IBC, 2000). Además de la limitación de área por piso, el IBC también limita el área máxima del edificio al área por piso como se prescribe en la Tabla 503, multiplicando el número de niveles elevado del edificio hasta un máximo de tres. La altura y limitaciones del área incluidas en la tabla de IBC 503 pueden aumentarse si se consideran factores adicionales de seguridad entre las cuales se encuentra las modificaciones por área, muros corta fuego, particiones por fuego, modificaciones en la altura por piso, altura de edificio, áreas ilimitadas, parqueaderos abiertos y casos especiales, descritos así:

- **Modificaciones en el área por piso.** Un aumento en los accesos disponibles en las fachadas para los bomberos y/o la incorporación de una protección activa dada por rociadores automáticos certificados, pueden modificar el área construida permitida por piso. Requisitos para el uso de estas modificaciones se describen en la sección 506 del IBC (Ref. 26, IBC, 2000).
- **Muros corta-fuego.** Los muros corta-fuego se utilizan para dividir el edificio en zonas con mayor grado de seguridad. Mediante el uso de paredes resistentes al fuego, las restricciones por área y altura puede ser modificadas en una zona considerada como segura ante el fuego, en lugar de toda el área del piso. En la zona protegida por estos muros, se puede permitir el uso de un tipo de construcción que tenga requisitos menos estrictos de resistencia al fuego, con respecto a los de todo el edificio. En algunos casos la necesidad de protección estructural contra incendios puede ser completamente eliminada, si sus elementos constitutivos son totalmente incombustibles en caso de incendio. Para calificar como un muro corta-fuego, deben cumplirse requisitos específicos, tales como la condición de estabilidad definida en el párrafo 705.2 del IBC (Ref. 26, IBC, 2000), así:

“Los muros corta-fuego tendrán la suficiente estabilidad estructural en condiciones de fuego para permitir el colapso de la construcción a ambos lados,

sin fallar ellos durante el periodo de tiempo indicado por la resistencia al fuego requerida”.

- **Particiones por fuego.** Una partición es una barrera física contra el fuego para restringir la propagación de este y se utiliza para separar unidades de vivienda, habitaciones, espacios arrendados en cubiertas comerciales y corredores. Las estructuras conformadas en particiones definidas para control de incendios a menudo son utilizadas para proporcionar una mínima resistencia al fuego una (1) hora. Por lo general, en la edificación que tiene particiones por fuego (zonas más seguras), estas deben tener una resistencia al fuego igual a la calificación de la construcción general del edificio. Sin embargo, la necesidad de proporcionar una (1) hora de resistencia al fuego de estructuras que tengan particiones por fuego, en la construcción del tipo IIB están exentos. Las particiones por fuego se permiten en construcciones del tipo IIB, sin tener que actualizar la resistencia al fuego de la estructura, en caso de una (1) hora, como se describe en la sección 708.4 del IBC (Ref. 26, IBC, 2000).
- **Modificaciones de altura por piso.** La altura máxima de los niveles estructurales es posible modificarla al incorporar el uso de un sistema de rociadores automáticos certificados. Los requisitos para el uso de estas modificaciones de altura se describen en la sección 504 del IBC.
- **Modificaciones de altura del edificio.** En lugar de las modificaciones por área y altura entre niveles estructurales, el IBC permite edificios altos para tener reducción en la clasificación y alcanzar el mínimo tipo de construcción permitida. Se determina edificios altos como aquellos edificios con pisos ocupados situados a una altura de más de 22,9 metros (75 pies), por encima del nivel más bajo del acceso de los vehículos del departamento de bomberos. El IBC exige disposiciones adicionales para incrementar la seguridad de la vida de los ocupantes en caso de incendio según el tipo de construcción. Todas las disposiciones contenidas en el artículo 403 del IBC para edificios altos, deben ser satisfechas al emplear una reducción a la mínima clasificación en el tipo de construcción (Ref. 26, IBC, 2000). Estas disposiciones incluyen la protección

por rociadores automáticos, rociadores con dispositivos especiales de control, suministros secundarios de agua y varios otros requisitos. La mejora de la seguridad debido a estos cambios está dada al permitir una reducción de la resistencia al fuego de la siguiente manera:

“403.3.1 El tipo de construcción. *Las siguientes reducciones en el mínimo tipo de construcción permitida en la tabla 601 del IBC (Ref. 26, IBC, 2000), se permiten al dar cumplimiento de la sección 403,3:*

1. Construcción tipo IA podrán reducirse a tipo IB.

2. En otro de los Grupos F-1, M y S-1, construcción de tipo IB podrá reducirse al tipo IIA.”

- **Área ilimitada de los edificios.** El IBC en su sección 507 permite un número ilimitado de áreas para edificios de uno y dos pisos para ciertos tipos de ocupación, donde estos edificios estén rodeados y cercanos a vías públicas o zonas libres (prados), con un ancho mínimo especificado.
- **Parqueaderos abiertos.** Garajes que clasifican en la definición de “abierto”, según IBC 406.3.2, constituyen un riesgo reducido en caso de incendio debido a la buena ventilación de las áreas. En reconocimiento a estas características, el aumento de los límites de la altura y el área de parqueaderos abiertos están especificados en el IBC 406.3 (Ref. 26, IBC, 2000).
- **Disposiciones Especiales.** En el Artículo 508 del IBC, prevé varias otras excepciones de casos especiales y las modificaciones de los límites de la altura y área.

Después que el correspondiente tipo de construcción ha sido establecido, los requisitos de resistencia al fuego de elementos estructurales específicos pueden ser comprobados. En la Tabla 601 del IBC, se presentan las listas de clasificación de resistencia al fuego en horas para diversos elementos estructurales del edificio, como una función del tipo de construcción. Un resumen de la Tabla 601 del IBC (Ref. 26, IBC, 2000), de los requisitos de resistencia al fuego por piso construido, incluyendo las viguetas y vigas de apoyo de Tipo I y Tipo II de construcción, se enumera en la **Tabla 7.3**.

Para el IBC 601, los sistemas estructurales formados por pórticos se definen para elementos constitutivos dentro de los cuales se considerarán columnas, vigas principales de pórtico, vigas secundarias y viguetas (que transmiten las cargas a los pórticos) y las ménsulas, que tiene conexiones directas con las columnas y riostras diseñadas para transportar cargas de gravedad a la cimentación (Ref. 26, IBC, 2000).

Un resumen de los requisitos para elementos que conforman sistemas estructurales tipo pórtico, tomadas del IBC para construcción del Tipo I y del Tipo II, aparece en la Tabla 7.4.

Resumen Tabla IBC601 RESISTENCIA AL FUEGO REQUERIDA PARA EDIFICIOS POR PISO CONSTRUIDOS		
Tipo de Construcción		Tiempo Requerido (Horas)
I	A	2
	B	2
II	A	1
	B	0

Tabla 7.3: Código IBC, Resistencia al fuego requerida según pisos construidos
Fuente: Guide 19- Fire Resistance of Structural Steel Framing - AISC

Resumen Tabla IBC601 RESISTENCIA AL FUEGO REQUERIDA PARA EDIFICIOS - ELEMENTOS ESTRUCTURALES		
Tipo de Construcción		Tiempo Requerido (Horas)
I	A	3
	B	2
II	A	1
	B	0

Tabla 7.4: Código IBC, Resistencia al fuego requerida según elementos estructurales
Fuente: Guide 19- Fire Resistance of Structural Steel Framing - AISC

A continuación, para dar claridad a la aplicación de estas normas del IBC, se plantean dos ejemplos proporcionados en las guías de diseño en acero de la AISC, “*Fire Resistance of Structural Steel Framing*” (Ref. 24, AISC, 2003), tanto para el uso de la Tabla 7.3 como para la Tabla 7.4.

Ejemplo 1: *Determinar la resistencia al fuego de la estructura de soporte en acero de la siguiente edificación:*

- *Medical Office Building (Edificio de servicios médicos)*
- *Height (Altura)* = 50 pies (15,2 m), 4 pisos
- *Footprint (Área en planta)* = 200 ft x 250 ft = 50.000 pies²
(4.650 m²)
- *Área total* = 50.000 x 4 = 200.000 pies²
(18.600 m²)
- *Perímetro del Edificio, (P)* = 900 pies (274 m)
- *Frente sobre vía pública, (F)* = 450 pies (137 m)
- *Ancho de vía de acceso, (W)* = 25 pies (7.6 m) , *W* 20 pies (6,1 m).
- *Sistema de rociadores* = Automáticos
- *Clasificación según tipo de estructura* = Construcción incombustible (acero)

El artículo 304 del IBC enumera a los edificios que albergan servicios profesionales como los dentistas y médicos como “Oficinas Grupo B”.

Dada la superficie inicial (50.000 pies² ó 4.650 m²) y una altura del edificio (50 pies ó 15,2 m, para 4 pisos), sin consideraciones por área ó incrementos en altura, la construcción se clasificaría como del Tipo I-B, según la tabla IBC 503. Para la tabla IBC 601, y resumida en la **Tabla 7.5**, se requiere un sistema estructural (no solo compartimentación) en este edificio para lograr una calificación de 2 horas de resistencia al fuego (Ref. 26, IBC, 2000).

La presencia de un sistema de protección activa de incendios y un adecuado sistema de accesos a una vía pública, incrementan la seguridad contra incendios en el edificio. Estas

mejoras están plasmadas en las guías del IBC, permitiendo aumentos en áreas por planta para un tipo específico de la construcción.

Por lo tanto, un método de selección de un tipo de construcción aceptable está determinada por un área mínima en planta de la edificación, que se pueden definir directamente sobre las tablas dadas en la IBC (Ref. 26, IBC, 2000). Este enfoque se puede definir así:

Modificación del área de IBC (Sección 506) (Ec.7.2):

$$A_a = A_t + \left[\frac{A_t * I_f}{100} \right] + \left[\frac{A_t * I_s}{100} \right]$$

Donde,

- A_a = Área permitida por piso (pies²).
- A_t = Área tabulada por piso en la Tabla IBC 503 (pies²).
- I_f = Incremento de área debido a la fachada (en porcentaje), calculado de conformidad con el artículo IBC 506-2. (Ec.7.3)

$$I_f = 100 * \left[\frac{F}{P} - 0.25 \right] * \left[\frac{W}{30} \right]$$

- I_s = Incremento de área debido al uso de rociadores (en porcentaje), calculado de conformidad con el artículo IBC 506-3, donde se asumen valores de 200% para edificios con múltiples pisos y del 300% para edificios de un piso.

Por lo tanto, (Ec.7.4)

$$I_f = 100 * \left[\frac{450}{900} - 0.25 \right] * \left[\frac{25}{30} \right] = 0.20 \rightarrow 20\%$$

$$I_s = 2.0 \rightarrow 200\%$$

En resumen, se tiene

	Porcentaje
<i>Área en planta</i>	100%
<i>Incremento por fachada</i>	20%
<i>Incremento por rociadores</i>	200%
<i>Área después de incrementos</i>	320%

Los sistemas estructurales en acero que son aporricados se consideran como incombustibles y cumplen con los requisitos de construcción Tipo I y Tipo II. En la Tabla 7.5, se resumen las áreas tabuladas en el IBC, mostrando las áreas permitida y máxima del edificio para este ejemplo (Ref. 26, IBC, 2000).

Tipo de Construcción	Área Tabulada por Piso (pies²)	Área Admisible por Piso (a) (pies²)	Área Máxima del Edificio (b) (pies²)
<i>I A</i>	<i>limitada</i>	<i>ilimitada</i>	<i>ilimitada</i>
<i>I B</i>	<i>limitada</i>	<i>ilimitada</i>	<i>ilimitada</i>
<i>II A</i>	37.500	120.000	360.000
<i>II B</i>	23.000	73.600	220.800

Tipo de Construcción	Área Tabulada por Piso (m²)	Área Admisible por Piso (a) (m²)	Área Máxima del Edificio (b) (m²)
<i>I A</i>	<i>limitada</i>	<i>ilimitada</i>	<i>ilimitada</i>
<i>I B</i>	<i>limitada</i>	<i>ilimitada</i>	<i>ilimitada</i>
<i>II A</i>	3.480	11.100	33.300
<i>II B</i>	2.140	6.850	20.500

(a) Datos tabulados para un incremento del 320%

(b) Niveles estructurales según área admisible por piso (max. 3 pisos)

Tabla 7.5: Código IBC, Tabla resumen Ejemplo 1

Fuente: Guide 19- Fire Resistance of Structural Steel Framing – AISC

La construcción del Tipo II B satisface tanto las limitaciones por área por piso y del área máxima del edificio. Las limitaciones en altura del edificio también se prescriben aquí.

Los beneficios de los rociadores son reconocidos nuevamente en IBC permitiendo que la altura aumente. La sección 504-2 del IBC permite edificios protegidos con un sistema de rociadores automáticos certificados que han permitido un aumento de altura dada en las tablas de más de 20 pies (6,1 m) y un incremento de un 1 nivel estructural. Los datos dados en las tablas para limitaciones en niveles y altura para la construcción tipo II B, son de 4 niveles y 55 pies (16,8 m) respectivamente. Así para nuestro ejemplo, el ajuste de los límites son de 5 pisos (4 + 1) y 75 pies (55 + 20) o 22,9 m (16,8 + 6,1). Las limitaciones en altura del edificio son satisfechas con la construcción del Tipo II B.

Ejemplo 2: *Determinar la resistencia al fuego de la estructura de soporte en acero de la siguiente edificación:*

- *Apartment Building (Edificio de Apartamentos - Residencial)*
- *Height (Altura)* = 96 pies (29,3 m), 8 pisos
- *Height of highest occupied floor*
(*Altura de los pisos ocupados más altos*) = 84 pies (25,6 m)
- *Footprint (Área en planta)* = 150 ft x 150 ft = 22.500 pies²
(2.090 m²)
- *Área total* = 50.000 x 4 = 200.000 pies²
(18.600 m²)
- *Sistema de rociadores 1* = Automáticos
- *Sistema de rociadores 2* = Controlados por válvulas acordes al IBC 403-3

El IBC en su sección 403 clasifica a la mayoría de los edificios, incluido el grupo residencial R-2. Para edificios con pisos ocupados y situados a más de 75 pies (22,9 m) por encima del nivel acceso de los vehículos de bomberos los define como edificios altos o "High-Rise buildings" (Ref. 26, IBC, 2000). Este tipo de edificios deben cumplir con los requisitos de la sección 403 del IBC, además de tener incluidos un sistema automático de rociadores, detectores automáticos de fuego, sistema de energía de reserva, etc. Además, cabe destacar que en el Grupo R-2, los edificios de construcción tipo II A no

clasifican como edificios altos o “High-Rise”, aunque deben cumplir con los requisitos de la IBC 508-7, teniendo una limitación de mayor altura de 9 pisos y de 100 pies (30.48 m).

En el ejemplo 2 (Ref. 24, AISC, 2003), dada la superficie inicial (22.500 pies² ó 2.090 m) y la altura del edificio (96 pies o de 29,3 m, para 8 pisos), según la Tabla IBC 503 (Ref. 26, IBC, 2000), se requiere una construcción inicial de Tipo I B dado el grupo de ocupación Tipo R-2, como se muestra en la Tabla 7.6, se presenta como resumen de la Tabla IBC 503. Tabla IBC 601 y resumida en la Tabla 7.5 (Ref. 26, IBC, 2000), de la presente sección, donde se observa que se requiere un sistema estructural específico para este edificio, para lograr 2 horas de resistencia al fuego. Para edificios de gran altura, como en este ejemplo, el IBC reconoce una protección adicional dada a la construcción y por ende permite una reducción de los niveles admisibles de la resistencia al fuego, debido a las disposiciones de seguridad requeridas para edificios de gran altura. Para grupos de ocupación del Tipo R-2, en la sección 403-3-1 del IBC, se permite una reducción de tipo I B a construcción tipo II A. Por tanto, para el sistema estructural de la construcción es necesario tener un requisito de resistencia al fuego de una hora (Ref. 26, IBC, 2000).

Resumen Tabla IBC 503				
Alturas y Areas Construidas Admisibles para Tipo de Ocupación R-2				
Tipo de Construcción		Altura (Pies)	No. Pisos (Ud)	Área (Pies²)
I	A	Ilimitada	Ilimitada	Ilimitada
	B	160	11	Ilimitada
II	A	65	4	24.000
	B	55	4	16.000
III	A	65	4	24.000
	B	55	4	16.000
IV	HT	65	4	20.500
V	A	50	3	12.000
	B	40	2	7.000

Tabla 7.6: Código IBC, Resumen Tabla IBC 503, unidades sistema inglés.

Fuente: Guide 19- Fire Resistance of Structural Steel Framing - AISC

Resumen Tabla IBC 503 Alturas y Areas Construidas Admisibles para Tipo de Ocupación R-2				
Tipo de Construcción		Altura (m)	No. Pisos (Ud)	Área (m ²)
I	A	Ilimitada	Ilimitada	Ilimitada
	B	48,8	11	Ilimitada
II	A	19,8	4	2.230
	B	16,8	4	1.490
III	A	19,8	4	2.230
	B	16,8	4	1.490
IV	HT	19,8	4	1.910
V	A	15,2	3	1.120
	B	12,2	2	650

Tabla 7.7: Código IBC, Resumen Tabla IBC 503, unidades sistema internacional.

Fuente: Guide 19- Fire Resistance of Structural Steel Framing - AISC

7.4. Códigos y normas en Europa: Eurocódigos.

Las reglamentaciones y normatividades que se utilizan para el diseño estructural en Europa son detalladas en los Eurocódigos. Los Eurocódigos estructurales, definidos por el Ministerio de Fomento de España como *“un conjunto de normas europeas de carácter voluntario, encargadas por la Comisión Europea al Comité Europeo de Normalización (CEN), y en que se recogen los métodos comunes en todos los Estados Miembros de la Unión Europea para el cálculo y dimensionado de estructuras y de productos prefabricados estructurales”*.

Como respuesta a este encargo de la Comisión, se creó en CEN en 1990 un Comité Técnico, el CEN/TC250 "Eurocódigos Estructurales", La vigilancia y seguimiento del desarrollo del programa de los Eurocódigos corresponde al Comité Permanente de la Directiva 89/106/CEE, de Productos de Construcción. El seguimiento de estos trabajos de normalización en el plano nacional, lo realiza el organismo español de normalización miembro del CEN, (AENOR), a través del AEN/CTN140 como Comité paralelo del CEN/TC250.

La Comisión Europea aprobó el 11 de diciembre de 2003 una Recomendación relativa a la aplicación y uso de los Eurocódigos para obras de construcción y productos de construcción, notificada con el número C(2003) 4639, y de referencia 2003/887/CE (publicada en el DOUE serie L 332/62 de 19 de diciembre de 2003 (Ref. 8, Eurocodigos, 2006).

A continuación, se presenta el listado de normas europeas EN previstas en el programa de Eurocódigos relacionadas con la edificación.

Eurocódigo 0: Bases de proyecto.

- EN1990. Bases de proyecto. Define las reglas generales que gobiernan el diseño estructural por estados límite, que es la filosofía básica de los Eurocódigos

Eurocódigo 1: Acciones sobre las estructuras. Se dan los valores de diseño de las acciones.

- EN1991-1-1. Densidades, pesos propios y cargas impuestas.
- EN1991-1-2. Acciones en estructuras expuestas al fuego.
- EN1991-1-3. Cargas de nieve.
- EN1991-1-4. Acciones del viento.
- EN1991-1-5. Acciones térmicas.
- EN1991-1-6. Acciones durante la construcción.
- EN1991-1-7. Acciones accidentales.
- EN1991-3. Acciones inducidas por grúas y maquinaria.

En los Eurocódigos 2 a 6 y 9, se define el diseño de estructuras hechas de materiales diferentes, entre los que encontramos:

Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de concreto.

- EN1992-1-1. Reglas generales y reglas para edificación.
- EN1992-1-2. Reglas para el proyecto de estructuras de hormigón frente al fuego.

Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.

- EN1993-1-1. Reglas generales y reglas para edificación.
- EN1993-1-2. Reglas para el proyecto de estructuras de acero frente al fuego.

- EN1993-1-3. Chapas y piezas delgadas conformadas en frío.
- EN1993-1-4. Estructuras de acero inoxidable.
- EN1993-1-5. Estructuras de placas planas sin cargas transversales.
- EN1993-1-6. Estructuras laminares.
- EN1993-1-7. Estructuras de placas planas con cargas transversales.
- EN1993-1-8. Proyecto de uniones.
- EN1993-1-9. Resistencia a fatiga de las estructuras de acero.
- EN1993-1-10. Resistencia a la fractura de las estructuras de acero.
- EN1993-1-11. Cables de acero de alta resistencia.

Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.

- EN1994-1-1. Reglas generales y reglas para edificación.
- EN1994-1-2. Reglas para el proyecto de estructuras mixtas frente al fuego.

Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera.

- EN1995-1-1. Reglas generales y reglas para edificación.
- EN1995-1-2. Reglas para el proyecto de estructuras de madera frente al fuego.

Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica.

- EN1996-1-1. Reglas Generales y Reglas para Edificación.
- EN1996-1-2. Reglas para el proyecto de estructuras de fábrica frente al Fuego.
- EN1996-2. Reglas para la selección de materiales y la ejecución.
- EN1996-3. Métodos de cálculo simplificados.

Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico.

- EN1997-1. Reglas generales.
- EN1997-2. Proyecto asistido por ensayos.

Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras frente a SISMO.

- EN1998-1. Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.
- EN1998-3. Refuerzo y reparación de edificios.
- EN1998-5. Cimentaciones, depósitos y aspectos geotécnicos.

Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio.

- EN1999-1-1. Reglas generales y reglas para edificación.
- EN1999-1-2. Reglas para el proyecto de estructuras de aluminio frente al fuego.
- EN1999-1-3. Resistencia a fatiga de las estructuras de aluminio.
- EN1999-1-4. Chapas de espesor reducido.
- EN1999-1-5. Estructuras laminares.

Cada Eurocódigo es designado por un número en la clasificación CEN, comenzando a partir de 1990 (bases teóricas del diseño estructural) hasta 1999 para estructuras de aleación de aluminio.

La numeración de los Eurocódigos no tienen nada que ver con la fecha de publicación o año de elaboración, dado que es solamente fortuito que estos números se parezcan o coincidan con el año o período cuando estos documentos fueron publicados. Antes de que los Eurocódigos fueran adoptados por el CEN y llegaran a ser documentos EN, simplemente fueron designados por un número, por ejemplo, el Eurocódigo 1 o el Eurocódigo 5. Fue casual que el último dígito de los números en la designación de CEN fuera el mismo que el número del Eurocódigo correspondiente, por ejemplo, EN 1993 es el Eurocódigo 3.

7.4.1 Principios fundamentales de los Eurocódigos.

La filosofía de diseño de los Eurocódigos (principales normas internacionales en cuanto al diseño estructural para fuego), se basa en el concepto de los estados límites, es decir, el límite más allá del cual la estructura ya no satisface los requisitos de rendimiento de diseño. Los Eurocódigos tratan la exposición de las estructuras al fuego como una situación accidental y esto sólo requiere la verificación contra el Estado Límite Último (en contraposición al estado límite de mantenimiento o preventivo). El Estado límite último está asociado con el colapso estructural u otras formas similares de falla estructural como pérdida de equilibrio, la falla por exceso de deformación, la formación de mecanismos, rotura o pérdida de estabilidad (Ref. 8, Eurocódigos, 2006).

En el enfoque semi-probabilístico del diseño contra el Estado Límite Último se basa en la comparación entre la resistencia de la estructura calculada con los valores de diseño

de las propiedades del material, por un lado, y los efectos de las medidas calculadas con el valor de diseño de acciones, de otro lado. Esto se representa como (Ec.7.5):

$$R_{f,a,t} \geq E_{f,a,t}$$

Donde,

- R_{fi,d,t}** Valor de cálculo de la resistencia del elemento en situación de incendio.
- X_{d,fi}** Valor de cálculo de las propiedades del material en situación de incendio.
- E_{fi,d}** Valor de cálculo de los efectos pertinentes de las acciones en situación de incendio.
- F_{fi,d}** Valor de cálculo de la acción en situación de incendio.

La resistencia y los efectos de las medidas de protección, se basan en los valores de las características de los datos geométricos, generalmente las dimensiones especificadas en el diseño, el tamaño de la sección transversal, por ejemplo. Las imperfecciones geométricas tales como pandeos de los elementos, inclinaciones iniciales que están representadas por valores de diseño.

Los valores de diseño de las propiedades del material, **X_{d,fi}**, se describen para cada material en los EUROCODIGOS, según sea este acero, concreto, etc. De igual manera en los Eurocódigos se describen resistencia **R_{fi,d,t}**, basada en las propiedades de los materiales. En el EUROCODE 1, se describe el valor de diseño de acciones, valores **F_{fi,d}**.

El método del factor parcial considera que los valores de diseño se derivan de las características, valores que son escalados o factorados (Ref. 8, Eurocódigos, 2006). Las ecuaciones generales son:

Para acciones o cargas permanentes (Ec.7.6),

$$G_{J,a} = \gamma_G * G_K$$

Para acciones o cargas variables (Ec.7.7),

$$Q_{J,a} = \gamma_Q * Q_K, \gamma_Q * \psi_0 * Q_K, \psi_1 * Q_K, \text{ ó }, \psi_2 * Q_K,$$

Para acciones o cargas presforzadas (Ec.7.8),

$$P_{J,a} = \gamma_P * P_K$$

Donde

$G_K, Q_K, P_K,$ Son valores característicos de cargas permanentes, variables y presforzadas.

$G_{fi,d}, Q_{fi,d}, P_{fi,d},$ Son valores de diseño característicos de cada cargas en caso de incendio.

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ Son factores parciales para cada carga.

ψ_0 Es el coeficiente del valor de la combinación de una carga variable, teniendo en cuenta la reducida probabilidad de ocurrencias simultáneas de los valores más desfavorables de varias cargas independientes.

ψ_1 Es el coeficiente del valor frecuente de una carga variable, generalmente representada por valores que son excedidos con una frecuencia de 0.05, ó 300 veces por año.

ψ_2

Es el coeficiente por valores casi permanentes de una carga variable, generalmente representada por valores que son excedidos con una frecuencia de 0.05, ó el valor promedio en un período de tiempo.

Diferentes cargas generalmente ocurren simultáneamente en la estructura. En una situación accidental, se deben combinar así:

- Valor de diseño de las cargas permanentes.
- Valor de diseño de las cargas accidentales.
- Valor más frecuente de la carga variable dominante.
- Valores de otras cargas variables cuasi-permanentes.

Cuando no es obvio para determinar cuál de las cargas variables es la dominante, cada carga variable debe ser considerada a su vez como la dominante, que conduce muchas combinaciones diferentes a ser consideradas.

En caso de cargas por temperatura en caso de un incendio (situación de diseño accidental), y si la variabilidad de la acción permanente es pequeña (aplicable en la mayoría de los casos), las siguientes ecuaciones se deben aplicar (Ec.7.9):

$$E_{J,a} = G_K + P_K + \psi_{1,1} * Q_{K1} + \sum \psi_{2,i} * Q_K \quad (a)$$

$$E_{J,a} = G_K + P_K + \sum \psi_{2,i} * Q_K \quad (b)$$

En estas ecuaciones los factores de parcial, permanente y de pre-esfuerzo de las cargas variables son iguales a 1,0 en combinación con las cargas accidentales.

ACCION		ψ_1	ψ_2
I) Cargas en Edificios			
Categoría A	Doméstico, Residencial	0,5	0,3
Categoría B	Oficinas	0,5	0,3
Categoría C	Áreas de reunión	0,7	0,6
Categoría D	Comercio	0,7	0,8
Categoría E	Almacenamiento	0,9	0,8
II) Cargas de Tráfico en Edificios			
Categoría F	Vehículos ligeros ($W_v \leq 30\text{kN}$)	0,7	0,6
Categoría G	Vehículos pesados (W_v), $30\text{kN} \leq (W_v) \leq 160\text{kN}$	0,5	0,3
Categoría H	Techos	0,0	0,0
III) Cargas de Nieve			
Para lugares geográficos con altitud $H \leq 1000\text{ m}$		0,2	0,0
Para lugares geográficos con altitud $H \geq 1000\text{ m}$		0,5	0,2
IV) Cargas de Viento			
		0,2	0,0

Tabla 7.8 - Factores ψ para edificios en situación de incendio

Fuente: Steel Structures for Fire Safety

En la **Tabla 7.8**, suministrada en EUROCODIGO - EN 1990 da Los factores correspondientes (factor de combinación para el valor característico de una acción variable) para la situación del incendio en edificios. La elección si el valor frecuente dado en la ecuación (Ec.12.5.a) o el valor cuasi permanente dado en la ecuación (b), tiene que ser usado para la acción variable dominante es un parámetro determinado según cada país en que se utilice la Euronorma (Ref. 8, Eurocódigos, 2006).

La ecuación (a), se utiliza normalmente porque lleva la mayoría de combinaciones de carga, más sin embargo la ecuación (b), para valores casi-permanentes se recomienda para acciones variables como pueden ser el sismo o el fuego, que son acciones accidentales.

7.4.2 Las acciones en el caso de fuego

7.4.2.1 Respuesta mecánica

Las acciones que se deben tener en cuenta en caso de que se presente una situación de incendio en un edificio son las combinaciones de diferentes acciones mecánicas y térmicas; dicho de otro modo entender la situación como un problema mecánico (análisis

de cargas), pero adicional a ello aparece un problema de la temperatura (como influye, propiedades); donde una vez analizados estos dos factores e identificando que efectos tienen sobre las estructuras se hace una superposición en donde se combinan ambos efectos y se plantea una adecuada solución. Usando los coeficientes de seguridad y coeficientes de combinación.

Según EC-0 (Ref. 8, Eurocódigos, 2006), se debe considerar el fuego como una acción accidental, así que solo se tienen que considerar los estados límites últimos.

Las combinaciones accidentales se describen así (Ec.7.10):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ o } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

En donde:

k : Valores característicos

G: cargas permanentes.

Q_1 : La carga variable dominante.

Q_i : Las cargas variables concomitantes.

ψ_1 : El factor de combinación valor frecuente de las cargas variables.

ψ_2 : El factor de combinación para valor casi permanente de las cargas variables.

A todos los factores de seguridad parciales se asigna el valor 1. La elección entre $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ o $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ es un parámetro determinado nacionalmente y tendrá que usarse en función de la situación de diseño accidentalmente relevante.

Por ejemplo el Eurocódigo prefiere el uso del valor casi permanente ψ_2 para las cargas variables.

7.4.2.2 Respuesta térmica

Cuando la estructura está sometida al fuego se sabe que la temperatura de los gases (θ_g) aumenta y con esto la temperatura de la edificación también; se puede asumir una temperatura uniforme cuando se ha calentado de manera uniforme, debido a que se pueden ignorar los gradientes térmicos en el interior de la sección transversal de los elementos estructurales ya que si se tiene en cuenta la alta conductividad térmica del acero y el poco espesor de los perfiles de acero que se suelen utilizar en la construcción esto es suficientemente preciso (Ref. 8, Eurocódigos, 2006).

Por el contrario, las secciones de hormigón tienden a ser más masivas y por ende en calentamiento no será uniforme en la sección.

Haciendo uso de las leyes de la termodinámica y dependiendo de los materiales utilizados se puede hacer una descripción del transporte de calor en estos y a partir de esto hacer suposiciones y simplificaciones.

Utilizando la ecuación diferencial de Fourier se puede describir el transporte del calor dentro de un elemento de construcción (Ec.7.11):

$$\frac{\partial(\rho c \theta)}{\partial t} + \frac{\partial(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x})}{\partial x} = 0 \quad (\text{si } \theta \text{ es la temperatura en } x)$$

Dónde:

θ : Temperatura en el punto x [$^{\circ}\text{C}$].

ρ : Densidad de la masa [K / m^3].

c : Calor específico [J/K].

λ : Coeficiente de conductividad térmica en [W/m].

Según la ecuación anterior se puede ver que la variación de la temperatura de un elemento de construcción expuesto a fuego se ve afectada en mayor parte por las siguientes propiedades:

Calor específico (c)

Conductividad Térmica (λ)

se puede observar en la ecuación que se usa la expresión ρc lo cual es el calor específico multiplicado por la densidad de la masa, lo que da como resultado la capacidad calorífica, la cual es la energía necesaria para elevar en un 1 grado la temperatura de 1 kg de masa. Sus unidades en el Sistema Internacional son [J/kg K]. Por lo anterior, se puede inferir que tanto la capacidad calorífica como la conductividad térmica dependen principalmente de la temperatura en los materiales más usuales de construcción.

8. NORMAS DE PROTECCION ESTRUCTURAL CONTRA EL FUEGO EN COLOMBIA

Debido al rápido proceso de urbanización de las grandes ciudades, al crecimiento económico continuado del país, a la apertura económica y a la expedición de la norma NSR-10, fue necesario tener en cuenta la acción del fuego sobre las edificaciones, acción ya normalizada en los países desarrollados.

La NSR-10 en el Título J, señala los requisitos de protección contra el fuego en edificaciones, más sin embargo en su Título F de estructuras metálicas, en su literal F.2.18, impone premisas básicas pero obligatorias del diseño de la protección contra el fuego en este tipo de estructuras. Los requisitos dados en las NSR10 para la protección contra el fuego se basan en:

- Reducir en todo lo posible el riesgo de incendios en edificaciones.
- Evitar la propagación del fuego tanto dentro de las edificaciones como a las estructuras aledañas.
- Facilitar las tareas de evacuación de los ocupantes de las edificaciones en caso de incendio.
- Facilitar el proceso de extinción de incendios en las edificaciones.
- Minimizar el riesgo de colapso de la estructura durante las labores de evacuación y extinción.

La nueva terminología dada por la ingeniería de fuego generó nuevas expresiones y conceptos a los cuales el cuerpo de ingenieros y constructores colombianos, no estaban acostumbrados, por lo cual se generaron confusiones, dado que el estado del arte del diseño de la resistencia estructural para condiciones de fuego es aún muy incipiente en el país, por tal motivo se explica a continuación lo prescrito en los títulos F (literal F.2.18) y J (literal J.3) de las NSR10.

8.1 Requisitos de resistencia contra incendios en las edificaciones según las NSR10

Entre los primeros conceptos que debe determinar el diseñador estructural es la clasificación de su edificio según diferentes conceptos tales como grupos de ocupación mencionados en el literal J.1.1.1 y definidos según el tipo de función que ha de cumplir la edificación, como se muestra en la Tabla 8.1

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación
A	ALMACENAMIENTO
A-1	Riesgo moderado
A-2	Riesgo bajo
C	COMERCIAL
C-1	Servicios
C-2	Bienes
E	ESPECIALES
F	FABRIL E INDUSTRIAL
F-1	Riesgo moderado
F-2	Riesgo bajo
I	INSTITUCIONAL
I-1	Reclusión
I-2	Salud o incapacidad
I-3	Educación
I-4	Seguridad pública
I-5	Servicio público
L	LUGARES DE REUNION
L-1	Deportivos
L-2	Culturales y teatros
L-3	Sociales y recreativos
L-4	Religiosos
L-5	De transporte
M	MIXTO Y OTROS
P	ALTA PELIGROSIDAD
R	RESIDENCIAL
R-1	Unifamiliar y bifamiliar
R-2	Multifamiliar
R-3	Hoteles
T	TEMPORAL

Tabla 8.1: Grupos y subgrupos de ocupación

Fuente: NSR10 – Título J.1.1.2.

Basados en los conceptos dados en capítulos anteriores de este trabajo de grado, en cuanto a modelos prescriptivos, podemos ver que la normatividad Colombiana en su

Título J se acoge a dichos modelos, e implementa requisitos generales tales como las configuraciones arquitectónica, estructural, eléctrica e hidráulica necesarias para determinar la protección adecuada contra incendios en edificaciones y las especificaciones mínimas que deben cumplir los materiales utilizados con el propósito de dar protección contra la propagación del fuego en el interior de la edificación y a las estructuras aledañas.

En cuanto al uso de redes eléctricas, de gas, y otros fluidos combustibles, inflamables o carburantes en su literal J.2.2, la norma refiere a otras normas tales como el Reglamento Técnico de Instalaciones Eléctricas, RETIE, el Código Eléctrico Colombiano–NTC 2050, las normas específicas de seguridad reglamentadas por el Decreto Nacional 4299 de 2005 y la reglamentación específica del Ministerio de Minas y Energía.

Las configuraciones arquitectónica y estructural están definidas en el literal J.2.3 y J.2.4, definiendo los principales requisitos así:

1. **Acceso a la edificación**, sean estos principales con acceso por las fachadas frontales a el nivel del terreno o bajo este (acceso por sótanos).
2. **Sistemas preventivos contra la propagación del fuego hacia el exterior**, tales como la separación vertical (entre aberturas) y parapetos sobre de muros de fachadas, construcciones sobre techos.
3. **Instalación de hidrantes**, según su capacidad, tal como se muestra en la Tabla 8.2.

Se deben proveer escaleras contrafuego o ascensores para la evacuación del edificio y el acceso de los bomberos o brigadas contra incendio. Sin embargo, las escaleras contra el fuego son imposibles para un edificio de gran altura.

Edificación	Área / hidrante, m ²	Caudal / hidrante, L/s
Edificios cuya altura de evacuación descendente sea más de 28 metros o ascendente de más de 6 metros.	500	32
Cines, teatros, auditorios y discotecas.	500	63
Recintos deportivos.	500	63
Locales comerciales.	1 000	63
Estacionamientos.	1 000	63
Hospitales	500	63
Residencias	5 000	32
Atención al público	500	63
Educación	1 000	63
Almacenamiento	500	63

Tabla 8.2: Área construida y caudal mínimo requerido por cada hidrante que debe instalarse

Fuente: NSR10 – Título J.2.4.4.

Se han diseñado pisos especiales o compartimentaciones contra el fuego protegidas por muros corta fuego, en ciertos niveles, a donde son llevados los ocupantes; su resistencia al fuego debe ser tal, que las personas deben estar seguras aún durante un incendio excepcional que afectara los pisos vecinos. Además, la estructura del edificio debe tener una resistencia al fuego superior a la requerida para soportar el incendio más severo, que pueda presentarse en las peores condiciones, sin colapsar, aunque algunos pisos individualmente pudieran ser destruidos por el fuego.

Prescriptivamente también se definen sistemas preventivos contra la propagación del fuego hacia el exterior dados por las características arquitectónicas de la edificación según la cantidad de pisos (más de 5), en busca de un mejor desarrollo de las acciones activas en caso de incendio, como son la instalación de redes contra incendio (bajo características técnicas dadas en las Normas Técnicas NFPA 14 y NTC 1669). Estas redes deben poseer características específicas como válvulas de retención para uso exclusivo del cuerpo de bomberos, así como por lo menos una salida por piso, de fácil acceso a la boca de entrada para conexión de los carros de bomberos, así como de mangueras en cada piso. De igual manera estas redes deben cumplir e implementar lo definido en el Capítulo 2, “*Componentes y Accesorios del Sistema*”, en su numeral sobre Tubería y Accesorios, de la norma técnica NFPA 13 (para su uso y limitaciones), relacionadas con tipo de riesgo, tipo de protección requerida y todos los requisitos particulares de instalación.

Para efecto de los incendios se consideran “altas” o de más de 5 pisos, las edificaciones cuya altura es superior al máximo alcance de las escaleras de los bomberos, casi nunca superiores a 30 m; en este caso es imposible evacuar las personas por las ventanas del piso superior.

En cuanto a la propagación del fuego en el interior de edificaciones, se prescriben normas con respecto a los tamaños de áreas que deben ser obligatoriamente compartimentadas (mayores a 1000 m²), permitiendo el uso exclusivo de la protección activa (rociadores y extintores), en caso que este tipo de áreas no puedan compartimentarse dado su uso. Para estas áreas se define varios tipos de protecciones pasivas como muros cortafuegos, localización de espacios (entre particiones, muros, pisos, techos o escaleras), tipos de materiales constructivos (con resistencia al fuego de más de 1 hora) y características especiales de tipo y localización de ductos.

Como en otras normatividades, la NSR10 prescribe en su literal J.2.5.2, las características de propagación de llama o fuego de los materiales se han de utilizar en los acabados interiores, en especial hace énfasis en no emplear materiales que al ser expuestos al fuego produzcan, por descomposición o combustión, sustancias tóxicas en concentraciones superiores a las provenientes del papel o de la madera, bajo las mismas condiciones.

En las Tabla 8.3 y 8.4, se muestra la clasificación según el índice de propagación de llama en los materiales utilizados para acabados interiores de acuerdo a las Normas Técnicas Colombianas - NTC 1691 (Ref. 32, NTC, 2000) y ASTM E84 (Ref. 33, ASTM, 2003), así como la clasificación de acuerdo al grupo de ocupación.

El tipo y características de los cielos rasos, salas de máquinas y calderas también están prescritos en cuanto a la propagación del fuego en el interior de edificaciones, en los literales J.2.5.3 y J.2.5.4, de las NSR10.

8.2 Clasificación de edificaciones en función del riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión

El concepto de resistencia requerida al fuego el cual se define prescriptivamente en el título J como la propiedad de los sistemas que les permite prevenir o retardar el paso excesivo del calor, gases calientes o llamas bajo condiciones de uso y seguir cumpliendo la función requerida, define las edificaciones en función de los grupos de ocupación definidos en la Tabla 8.1, en 3 categorías según el riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión, como lo muestra la Tabla 8.3

Clase	Materiales
<p>1</p> <p>Índice de propagación de la llama</p> <p>0 a 25</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Pañetes de cemento • Cartón de Fibro - cemento • Fibro – asfalto • Placas planas de fibrocemento • Placas planas de fibrosilicato • Ladrillo • Baldosas de cerámica • Lana de vidrio sin aglutinantes ni aditivos • Vidrio • Algunos azulejos anticústicos
<p>2</p> <p>Índice de propagación de la llama</p> <p>26 a 75</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Hoja de aluminio sobre respaldo apropiado. • Cartón de fibra o yeso con revestimiento de papel. • Madera tratada mediante impregnación. • Algunos paneles antisonoros. • Algunos azulejos anticústicos.
<p>3</p> <p>Índice de propagación de la llama</p> <p>76 a 225</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Madera de espesor nominal de 2,5 cm o más. • Planchas de fibra con revestimiento a prueba de fuego. • Azulejo anticústicos, combustible, con revestimiento a prueba de fuego. • Cartón endurecido. • Algunos plásticos.
<p>4</p> <p>Índice de propagación de la llama</p> <p>Más de 225</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Papel asfáltico • Tola • Viruta • Superficies cubiertas con aceite o parafina • Papel • Plásticos, sin grado que permita asignarlos a otras clases • Algodón

Tabla 8.3: Clasificación de los materiales según sus características de propagación de llama

Fuente: NSR10 – Título J.2.5.2

De igual forma debe clasificarse la edificación en una de las categorías de riesgo (según su grupo de uso), en función del área construida o en función del potencial combustible estimado. Dicha clasificación se muestra en las Tablas 8.6 y 8.7 dadas a continuación.

Grupo de Ocupación	Ubicación del acabado interior				
	Medios de Salida Normales	Corredores	Espacios con áreas < 170 m ²	Espacios con áreas > 170 m ²	
ALMACENAMIENTO	(A-1)	1	1	2	3
	(A-2)	1	1	2	3
COMERCIAL	(C-1)	1	1	3	3
	(C-2)	1	1	2	3
ESPECIAL	(E)	1	1	2	2
FABRIL E INDUSTRIAL	(F-1)	1	2	2	2
	(F-2)	1	2	2	3
	(I-1)	1	1	2	2
	(I-2)	1	1	2	2
INSTITUCIONAL	(I-3)	1	1	2	3
	(I-4)	1	2	2	3
	(I-5)	1	2	3	3
	(L)	1	2	2	2
MIXTO Y OTROS	(M)	1	1	2	3
ALTA PELIGROSIDAD	(P)	1	1	2	2
RESIDENCIAL	(R-1)	2	2	4	4
	(R-2)	1	1	2	2
	(R-3)	1	1	2	2
TEMPORAL	(T)	1	2	3	3

Tabla 8.4: Clasificación requerida del índice de propagación de llama para acabados interiores de acuerdo con el grupo de ocupación de cada edificación.

Fuente: NSR10 – Título J.2.5.2

Categoría	Grupo de Edificaciones
I	Edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas o con alta amenaza de combustión
II	Edificaciones de riesgo intermedio
III	Edificaciones con baja capacidad de combustión

Tabla 8.5: Clasificación según categoría de riesgo de pérdida de vidas humanas o riesgo de combustión.

Fuente: NSR10 – Título J.3.3.1

Como se ve la resistencia al fuego especificada por los códigos modelo e implementados en la NSR10, depende de la carga de fuego y de la altura y finalidad de la construcción. Las reglamentaciones se basan en dos conceptos en los cuales debe ser posible evacuar todos los ocupantes de la edificación o que el incendio se extinga autónomamente sin causar ninguna catástrofe, aún si los bomberos no son capaces de hacerlo.

Grupos y subgrupos de ocupación	Área total construida, A_T m ²	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	$A_T > 1500$	III	III	II	II	II	I	I
	$A_T < 1500$	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	$A_T > 500$	II	I	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$			II	I	I	I	I
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	$A_T > 1000$	III	II	II	I	I	I	I
	$500 < A_T < 1000$	III	III	II	II	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	$A_T > 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 1000$		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	$A_T > 1000$	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	$500 < A_T < 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m ²				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140 m ²				III	II	II	I
(R-3)	$A_T > 5000$	III	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 5000$	III	II	II	II	I	I	I

Tabla 8.6: Clasificación de resistencia contra el fuego de una edificación según su uso, área construida y número de pisos.

Fuente: NSR10 – Título J.3.3.2

Grupos de ocupación de las edificaciones	Potencial combustible C_f (MJ / m ²)	Requieren protección				
		Número de pisos				
		1	2	3	4	≥ 5
(A-1), (A-2)	$C_f > 8 000$	II	II	I	I	I
	$4 000 < C_f < 8 000$	III	II	II	I	I
	$C_f < 4 000$	III	III	III	II	I
(F-1), (F-2)	$C_f > 8 000$	I	I	I	I	I
	$4 000 < C_f < 8 000$	II	II	II	I	I
	$2 000 < C_f < 4 000$	III	II	II	I	I
	$C_f < 2 000$	III	III	II	II	I
(P)	$C_f > 8 000$	I	I	I	I	I
	$4 000 < C_f < 8 000$	II	I	I	I	I
	$C_f < 4 000$	III	II	II	I	I

Tabla 8.7: Clasificación de resistencia contra el fuego de una edificación según su uso, densidad de carga de combustible y número de pisos.

Fuente: NSR10 – Título J.3.3.2

En cuanto a las excepciones de las estructuras que no requieren cuantificación de la resistencia al fuego dadas en el literal J.3.3.3, se definen para edificaciones aisladas de un solo piso en general y limitadas a 2, (excepto cuando almacenan materiales altamente inflamables), según su uso, área o ventilación, siempre y cuando se cumpla la finalidad de preservar la vida humana logrando que los ocupantes pueden salir del edificio fácil y

rápidamente. En cuanto a las edificaciones de dos o tres pisos, se estima como ya se ha visto que requieren una resistencia al fuego baja si son residenciales, más sin embargo si la edificación corresponde a un hospital o a un hotel, la resistencia al fuego debe considerada.

8.3 Resistencia requerida contra el fuego

Básicamente la resistencia requerida de una edificación contra la acción del fuego se basa prescriptivamente en la carga de fuego, la cual se relaciona con la cantidad de material combustible por unidad de área y que se puede expresar como la cantidad de material en kg o la energía térmica total del material en MJ (mega-Joules) o BTU, y definida en las NSR10 así:

J.3.2 — DEFINICIONES

Carga de fuego ó potencial combustible — Se refiere al efecto ocasionado por un material combustible, debido a la energía calorífica que puede liberar, en función de su calidad y de su volumen. La energía disponible se mide en MJ (1 MJ = 0,28 kw/h = 0,239 Mcal), expresada como la suma del poder calorífico de todos los materiales contenidos en un recinto, dividida por el área del piso. Es usual expresarla en función de su equivalencia en masa de madera por unidad de área, sabiendo que 1 kg tiene una energía calorífica equivalente a 18 MJ.

Este potencial combustible se especifica según el tipo de ocupación de la edificación; por ejemplo, un almacén de telas contiene más material combustible que una escuela. Para algunos casos en que se presentan materiales peligrosos, tales como solventes orgánicos, puede ser necesario determinar el volumen de material combustible y multiplicarlo por la energía térmica del material combustible liberada por el incendio; ésta última puede determinarse quemando el material en un calorímetro y se define en las NSR10 así:

J.3.4 — DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA REQUERIDA CONTRA FUEGO

J.3.4.1 — POTENCIAL COMBUSTIBLE — El potencial combustible, o carga de fuego, se determinará sumando en los recintos el producto de la masa de cada objeto, según el uso previsto de la estructura, por el poder calorífico del respectivo material. Se expresará en términos de energía por unidad de área de piso.

J.3.4.1.1 — Alternativamente, el potencial combustible se podrá expresar en términos de masa equivalente de la madera por unidad de área de piso. La conversión se hará con base en que 1 kg de madera tiene un poder calorífico de 18 MJ.

J.3.4.2 — En ausencia de datos analíticos o experimentales sobre los materiales del proyecto, para el cálculo del potencial combustible el diseñador puede referirse a los valores consignados en las tablas J.3.4-1 y J.3.4-2.

Prescriptivamente la NSR10 en su literal J.3.4, define el potencial combustible por unidad de masa para los diferentes materiales constitutivos de los elementos de la estructura, así como la resistencia requerida en horas basado en el fuego normalizado dado en la norma técnica NTC 1480 (Ref. 34, NTC, 2000) o ISO 834 (Ref. 28, ISO, 2002), y mostrados en la Tabla 8.8.

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2 ½	2
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación	2	2	1 ½
Muros divisorios entre unidades	2	1 ½	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Columnas, vigas, viguetas, losas, y muros portantes de cualquier material, y estructuras metálicas en celosía	2	1 ½	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1 ½	1

Tabla 8.8: Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación.

Fuente: NSR10 – Título J.3.4.3

Una vez definida la resistencia requerida, para la provisión de resistencia contra fuego en elementos de edificaciones, la NSR10 permite en su literal J.3.5 el uso de la metodología del tiempo equivalente la cual se explicara en detalle en el capítulo 9 de este trabajo.

En cuanto a la definición de la resistencia de los elementos estructurales con respecto al fuego, la NSR10 prescribe (muy básicamente), dimensiones y tiempos de resistencia en horas para elementos de concreto en su literal J.3.5. En cuanto a los elementos de acero define algunos limitantes de protección pasiva con productos adheridos, morteros de protección interna o externa. Los elementos de acero bajo estas limitantes prescriptivas obligan al calculista estructural a realizar procedimientos de análisis más exactos definidos en el Título F.2.18, **“DISEÑO PARA CONDICIONES DE FUEGO”**.

Como idea general en el actual Título J de la NSR10, se clasifican los materiales según su combustión, se fija la resistencia requerida de las edificaciones al fuego, los requisitos

de los accesos para los bomberos, las recomendaciones para prevenir la propagación del fuego exterior e interior y las metodologías para medir el potencial combustible y el tiempo equivalente.

8.4 Resistencia requerida para elementos de acero estructural según la NSR10

En cuanto a la resistencia estructural las NSR10 en su literal F.2.18, proporciona los criterios básicos para el diseño y evaluación de componentes en sistemas de acero para condiciones de incendio. Con estos criterios se determinará la temperatura de diseño, la expansión térmica y la degradación en las propiedades mecánicas de los materiales a temperaturas elevadas, que causan la disminución progresiva en la resistencia y la rigidez de los componentes y sistemas estructurales sometidos a temperaturas elevadas y la presencia de deformaciones significativas.

Debido a la problemática expuesta anteriormente, por el desconocimiento de los conceptos básicos del diseño estructural para condiciones de fuego, en especial para estructuras de acero y en aras de hacer una mayor claridad a lo expresado en el título F, en su literal F.2.18, se harán claridad a ciertos conceptos necesarios para su buen entendimiento dando las principales generalidades de este tipo de diseño estructural. Varios de los conceptos expresados a continuación se desarrollarán con mayor claridad en el capítulo 9 de este trabajo.

8.4.1 Métodos de dimensionamiento estructural

Para el dimensionamiento de una estructura es necesario conocer el campo de temperaturas a los que la misma está sometida, con el fin de determinar los esfuerzos resistentes. La seguridad en incendios se habrá conseguido si los esfuerzos resistentes son mayores o iguales a los correspondientes esfuerzos solicitantes. Es así como el dimensionamiento se compone de dos fases: El análisis térmico y el dimensionamiento propiamente, definido como análisis mecánico.

8.4.1.1 Análisis térmico

El campo de las temperaturas puede ser determinado por medio de métodos analíticos simplificados, numéricos o experimentales.

8.4.1.1.1 Métodos analíticos simplificados

Los métodos analíticos simplificados son por lo general los descritos en las normas; son fáciles de aplicar, aunque no siempre económicos. La temperatura es considerada uniforme en todo el volumen del elemento estructural.

En el caso de elementos aislados de acero, a partir de la curva temperatura vs tiempo de los gases calientes se puede determinar la temperatura en el elemento estructural por medio de expresiones de transferencia de calor, vistas en capítulos anteriores.

En estas expresiones o fórmulas matemáticas se destaca la importancia de las características geométricas que definen propiedades de resistencia ante el fuego, por ejemplo, la masividad, que cuanto mayor sean las propiedades geométricas definidas, esta se incrementa y térmicamente será un elemento estructural más resistente y por consiguiente llegará a resistir temperaturas más altas en el tiempo que dure expuesto. Al aplicar esas expresiones a la curva natural puede encontrarse la máxima temperatura del elemento de acero (Figura 8.1).

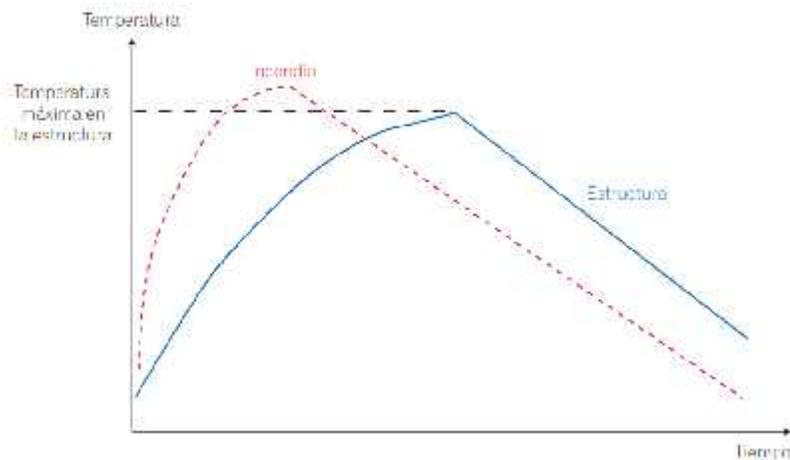


Figura 8.1: Curva temperatura vs tiempo del incendio según la curva natural de la estructura.

Fuente: Estructuras de acero en situación de incendio, Valdir Pignatta e Silva

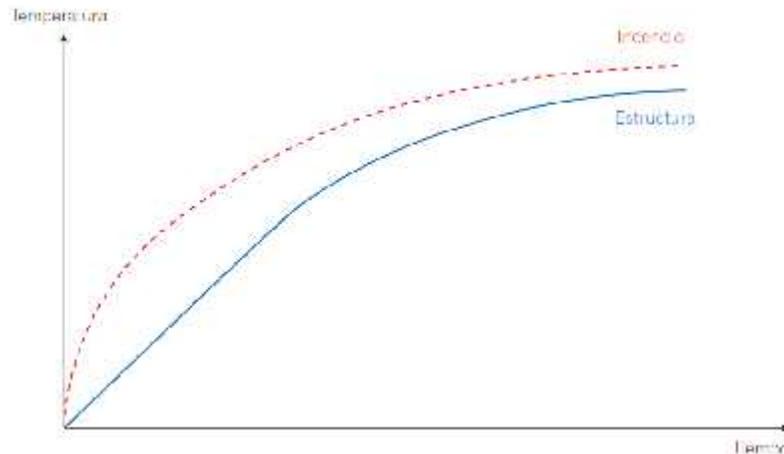


Figura 8.2: Curva temperatura vs tiempo del incendio y de la estructura según la curva patrón.

Fuente: Estructuras de acero en situación de incendio, Valdir Pignatta e Silva

El dimensionamiento del elemento estructural para esa temperatura, sobre la base de un modelo de incendio correctamente construido, asegura una adecuada resistencia al fuego durante la vida útil de la estructura. Pero cuando en la práctica se emplea la curva patrón, surge una dificultad operacional. En este caso, la curva temperatura vs tiempo del elemento estructural no presenta el punto máximo (Figura 8.2).

Este problema se soluciona habitualmente admitiendo un valor de «tiempo» en función del riesgo de incendio (tipo de ocupación y altura) evaluado para las edificaciones y en nuestro caso definido en el título J de las NSR10 y ya visto en la Tabla 8.6. Este «tiempo» se conoce como «tiempo requerido de resistencia al fuego» (internacionalmente definido en los códigos como TRRF) o simplemente «resistencia requerida» de las estructuras que es establecido en las normas o códigos, tales como el norteamericano (ICC, 2000), el británico (Building Regulation, 2002), el brasileño (Ref. 35, Pignatta, 1999) o el colombiano en las NSR10 (ver Tabla 8.7). A partir de ese tiempo, se puede determinar la temperatura en la estructura y dimensionarla.

Este tiempo (TRRF) es un tiempo asumido que asociado a la también asumida curva patrón (curva ISO834), conducen a la máxima temperatura en el elemento de acero en el incendio teórico y asumido como “real”. Generalmente, ese tiempo es preestablecido

por consenso y sin cálculos en cada código. Un método más científico de determinación de ese tiempo es el que tiene por base el método de tiempo equivalente asociado al concepto del valor de cálculo de carga de incendio específica ($q_{fi,d}$), y que será explicado en profundidad en el capítulo 9.

Los conceptos TRRF y tiempo equivalente pueden asociarse fácilmente a la curva natural en el caso de distribución uniforme de las temperaturas en el elemento estructural (Figura 8.3), o sea, acero o aluminio aislado sin protección. Sin embargo, en vista de la difusión y facilidad de empleo de esos métodos, se extienden a estructuras con temperaturas no uniformes, como es el caso de las estructuras de concreto o de acero en contacto con elementos robustos.

En cuanto a los elementos de acero en contacto con elementos robustos sean en concreto o mampostería, admitiendo que una distribución uniforme de la temperatura en elementos aislados de estructuras metálicas es una práctica que representa muy bien la realidad, ha de considerarse que los elementos de acero generalmente están en contacto con losas de concreto o paredes de mampostería. Estos materiales son muy robustos en relación a la estructura de acero y poseen una baja conductividad térmica, lo que facilita la absorción de calor («heat- sink»). El uso de los métodos analíticos simplificados en la forma aquí presentada puede favorecer la seguridad en forma exagerada.

Para resolver este caso, la literatura técnica propone métodos alternativos para calcular el factor de masividad de los elementos estructurales, los cuales serán explicados en los diferentes métodos de cálculo en los siguientes capítulos. Mas sin embargo las características como la masividad no son fáciles de calcular para todas las situaciones que se encuentran en la construcción civil, por lo tanto los resultados obtenidos con estos métodos generalmente están a favor de la seguridad, y en algunos casos pueden ser difíciles de evaluar. La mejor solución para estos casos está en los métodos numéricos o cálculos complejos.

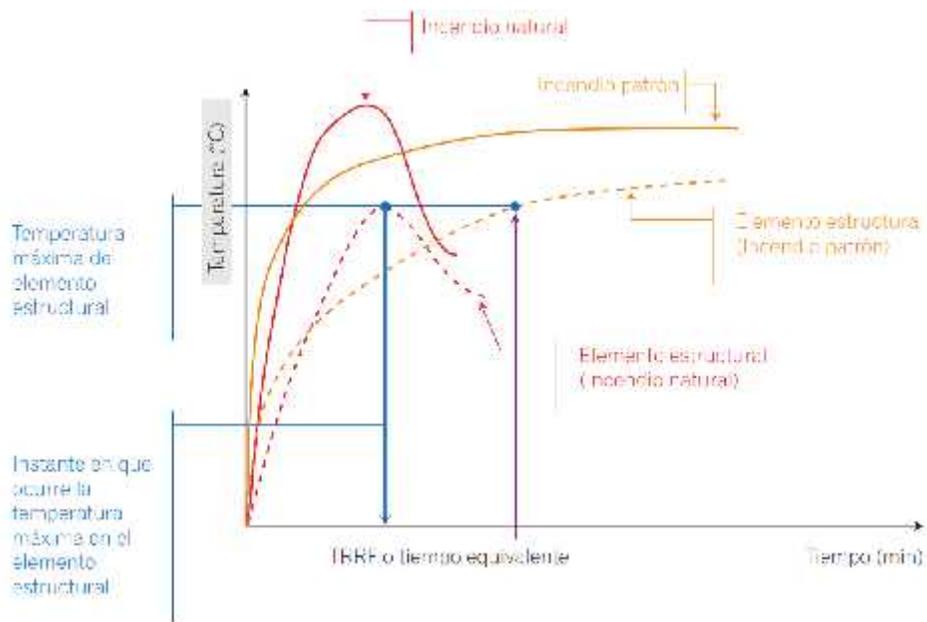


Figura 8.3: Representación del concepto de Tiempo Equivalente.
Fuente: Estructuras de acero en situación de incendio, Valdir Pignatta e Silva

8.4.1.1.2 Métodos numéricos

Los métodos numéricos dependen de softwares de análisis térmico y de la comparación con ensayos. Son tanto más económicos cuanto más precisas sean las modelaciones del incendio y de la estructura, revestida o no revestida. En el caso de elementos de acero en contacto con mampostería o concreto, las diferencias entre los resultados obtenidos por un medio simplificado y numérico pueden ser significativas. La Figura 8.4, presenta un ejemplo de resultados obtenidos por medio de software de análisis térmico, en este caso del POWER FRAME, de la firma Build Soft.

8.4.1.2 Dimensionamiento de la estructura o análisis mecánico

Al igual que en el análisis térmico, el dimensionamiento también puede ser efectuado empleando métodos analíticos simplificados, numéricos y experimentales, bajo la

premisa que las cargas de fuego no producen ningún esfuerzo en las estructuras, a menos que haya un incendio y por lo tanto se consideran accidentales.

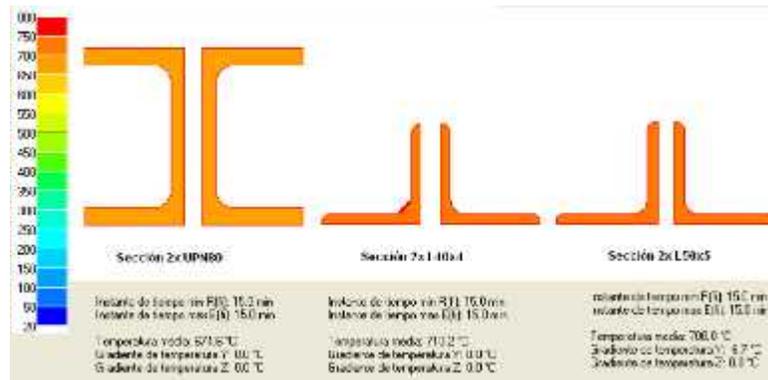


Figura 8.4: Resultados de análisis térmico numérico.

Fuente: Programa de análisis estructural POWER FRAME, Build Soft.

8.4.1.2.1 Métodos analíticos simplificados

Los métodos simplificados generalmente vienen descritos en normas, son de fácil aplicación, aunque no siempre son los más económicos. El cálculo estructural es individualizado por elemento.

En la determinación de los esfuerzos actuantes (momentos, fuerzas axiales, cortante, etc.), se definen los efectos de las acciones permanentes (peso propio de las estructuras, de la mampostería, de los revestimientos, etc.) y de las acciones variables (sobrecarga, viento, etc.), en las estructuras y definidas como cargas muertas y vivas en la NSR10. Los valores de las acciones variables como la carga viva, son de baja probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la edificación y son por regla general muy superiores a los valores medios encontrados en el uso diario de la construcción y en aras de la seguridad estructural deben ser utilizados por ley en el territorio nacional. Sin embargo, cuando hay necesidad de combinar más de una acción variable,

en temperatura ambiente, se considera la baja probabilidad de ocurrencia simultánea de los valores normalizados.

El valor de cálculo final de la acción variable (o de los esfuerzos actuantes), es inferior a la simple suma de los valores individuales de cada acción. En presencia de una acción térmica y por su excepcionalidad, el valor de cálculo de los esfuerzos solicitantes variables será aún menor (Figura 8.5). Debido a la variabilidad de la acción permanente, ésta también puede presentarse reducida en situación de incendio.

En cuanto a los esfuerzos resistentes, para su determinación se debe considerar la reducción de la resistencia y del módulo de elasticidad del material (Figuras 8.6 y 8.7).

En el código colombiano para condiciones de altas temperaturas, las expresiones para determinar los esfuerzos resistentes a la tracción, flexión y compresión son las mismas que las empleadas a temperatura ambiente, modificándolas con las reducciones de resistencia y de módulo de elasticidad del acero y del concreto en el caso de estructuras mixtas, en función de la temperatura.

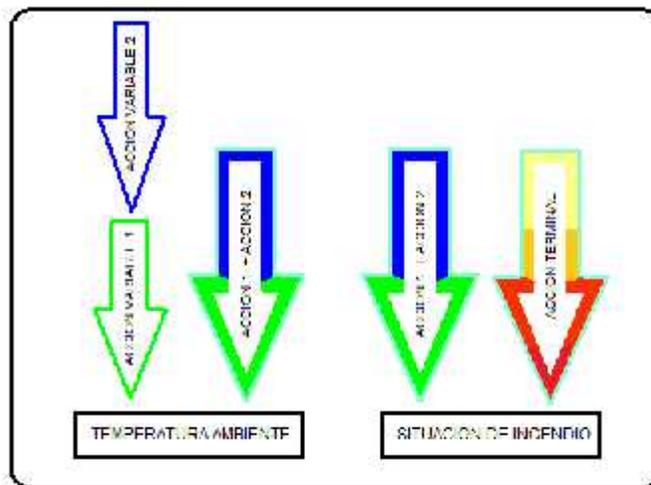


Figura 8.5: Valor del cálculo de la acción variable sobre las estructuras.
Fuente: Estructuras de acero en situación de incendio, Valdir Pignatta e Silva

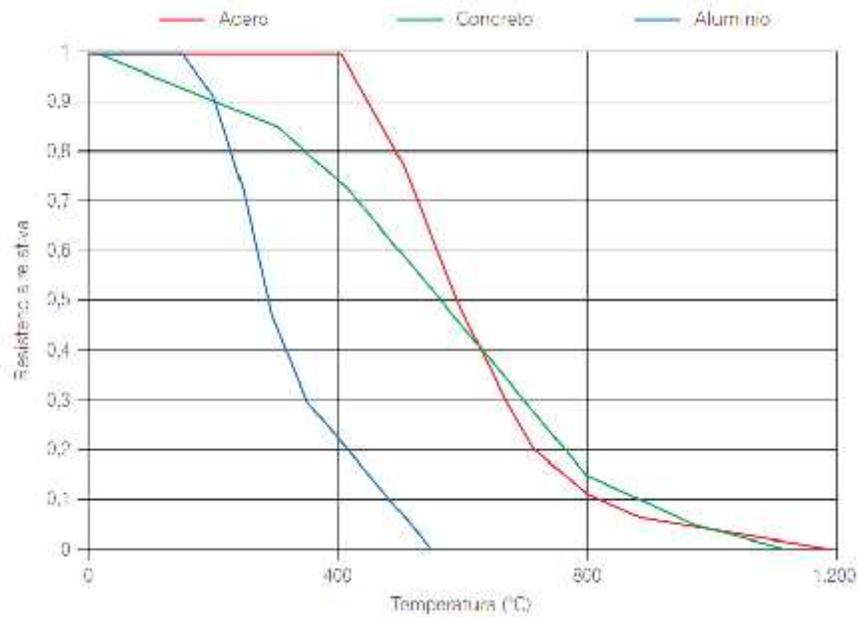


Figura 8.6: Variación de la resistencia de los materiales en función de la temperatura.

Fuente: Estructuras de acero en situación de incendio, Valdir Pignatta e Silva

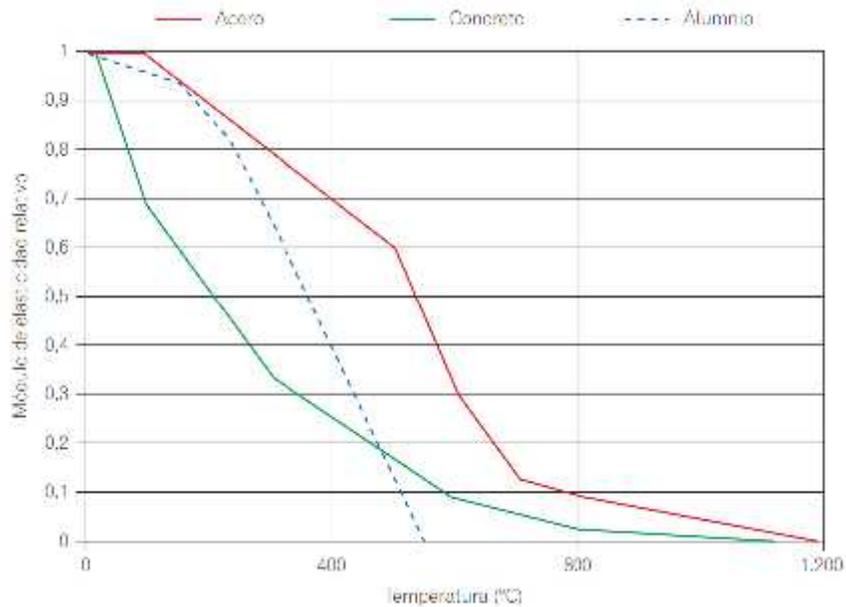


Figura 8.7: Variación del módulo de elasticidad de los materiales estructurales.

Fuente: Estructuras de acero en situación de incendio, Valdir Pignatta e Silva

Si por un lado la capacidad resistente de los elementos estructurales baja en situación de incendio, por otro también serán menores los valores de cálculo de los esfuerzos solicitantes que los determinados a temperatura ambiente. La temperatura crítica t_{cr} (o

el campo crítico de temperaturas en caso de considerarse una distribución no uniforme de las temperaturas), es el valor para el cual los esfuerzos resistentes y solicitantes se igualan. En la Figura 8.8 se muestra el caso para el acero estructural.

Para el caso de temperatura uniforme, la seguridad podrá ser verificada en el campo de las resistencias o en el campo de las temperaturas, como se explicará en profundidad en el capítulo 9.

La temperatura en el elemento de acero revestido dependerá del espesor del revestimiento contra fuego. La temperatura crítica es independiente de si el acero está revestido o no. El dimensionamiento adecuado demostrará si la seguridad estructural en incendio se logra con o sin revestimiento.

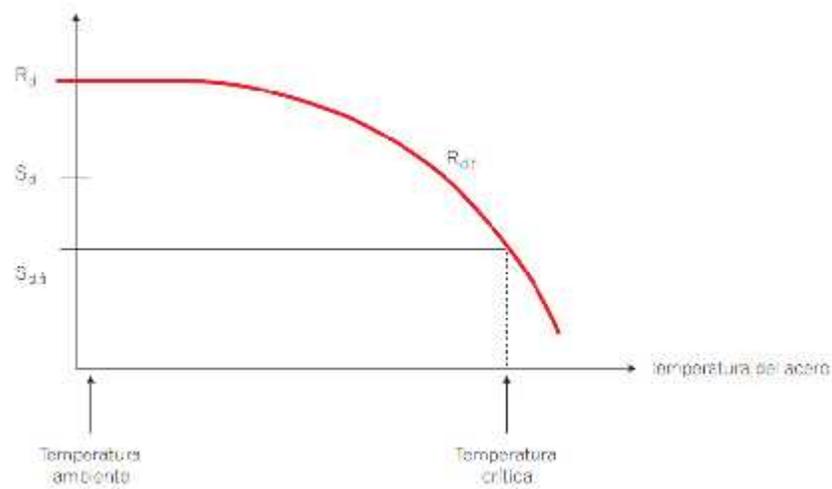


Figura 8.8: Determinación de la temperatura crítica.

Fuente: Estructuras de acero en situación de incendio, Valdir Pignatta e Silva

8.4.1.2.2 Métodos experimentales.

Habitualmente se usan resultados experimentales para el dimensionamiento de los revestimientos contra fuego de las estructuras de acero. Esos ensayos son dispendiosos y los resultados solamente pueden ser empleados en las situaciones en que fueron modelados. En el futuro, los métodos teóricos, analíticos o numéricos reemplazarán a los experimentales. Pero los ensayos continuarán siendo

imprescindibles para evaluar y entregar los parámetros a los métodos teóricos. Los métodos experimentales en uso procuran unir el análisis térmico al estructural y presentan resultados tanto más precisos, cuanto más realistas hayan sido los modelos adoptados y, naturalmente, dependen de las condiciones tecnológicas disponibles en el laboratorio de fuego. Pueden variar desde ensayos simples, donde se realiza solamente un análisis térmico hasta ensayos a gran escala. Los primeros los llamaremos simplificados y todos los demás, realistas

8.4.1.2.2.1 Ensayos simplificados

Ensayos simplificados son aquellos en los que se mide la temperatura media a que llega una probeta de acero revestido con un determinado espesor de material, sometida al incendio-patrón (norma ISO834 y ASTM E119 en las NSR10), y el tiempo para llegar a una temperatura límite preestablecida. No se tiene en cuenta la situación estructural, o sea, el nivel de carga, vinculación, etc. Para efectos de proyecto, se determina el espesor del revestimiento contra fuego a partir de tablas (carta de cobertura), suministradas en Colombia por firmas como Sika, Pintuco, etc., en función del factor de masividad y del tiempo que transcurre para llegar a la temperatura preestablecida. Este tipo de ensayo tiene la ventaja de ser bastante sencillo para la aplicación en proyectos, pero si las condiciones reales de contorno no fueran idénticas a las ensayadas (contacto con piezas robustas de concreto o mampostería) conduciría a una distribución de temperaturas diferente a la ensayada. Para resolver este caso, se emplea por lo general lo ya mencionado en el caso de los elementos de acero en contacto con elementos robustos, con las mismas dificultades que allí se han mencionado.

8.4.1.2.2.2 Ensayos realistas

Los ensayos considerados realistas son aquellos en los que la situación estructural es tenida en cuenta con más precisión, considerando una o más de las siguientes condiciones: de vínculo, cargas, subsistemas estructurales, contactos con elementos robustos, etc. Se considera que la resistencia al fuego ha sido alcanzada al sobrevenir un límite estructural preestablecido, generalmente, una deformación excesiva. Hay resultados de ensayos que son utilizados directamente en el proyecto, como es el caso

de los test del Underwriters Laboratorio (UL,2002) de Chicago, Estados Unidos y otros tantos mencionados en los códigos internacionales.

8.4.1.2.2.3 Métodos numéricos

Los métodos numéricos dependen de softwares de análisis térmico y estructural. Son tanto más seguros y económicos cuanto más precisas fueron las modelaciones del incendio y de la estructura, ya sea revestida o no. Estos son los que dominarán el proyecto en el futuro.

8.4.2 Diseño para condiciones de fuego según la NSR10, literal F.2.18

Una vez determinados los conceptos básicos generales del diseño estructural para condiciones de fuego, se desarrollara la normatividad plasmada en la NSR10, en su literal F.2.18

La NSR10 define que los componentes estructurales de una edificación deben diseñarse de tal forma que mantengan su función de soportar las cargas durante el incendio de diseño sea este una curva normalizada o una curva real de fuego, al tiempo que satisfagan los otros objetivos de desempeño requeridos para el uso del edificio bajo condiciones normales y no accidentales de fuego.

De igual forma establece que los criterios de deformación serán siempre los mismos (en condiciones de fuego o no) y que al presentarse situaciones de incendio, los medios que proporcionan la resistencia al fuego de la estructura los mantengan. Por lo tanto los criterios de diseño para las barreras contra incendio (protección activa o pasiva), dependerán de que se limiten las deformaciones de la estructura portante.

En cuanto a otros criterios estructurales determina que en el sitio donde se origina el fuego, las fuerzas y deformaciones asociadas al incendio de diseño no deben generar una brecha en la compartimentación horizontal o vertical de la estructura diseñada.

La NSR10 en su literal F.2.18, permite el uso de tres metodologías de diseño estructural para condiciones de fuego dadas por:

- Métodos analíticos avanzados y simplificados
- Ensayos de calificación.
- Combinaciones de carga y resistencia requerida.

8.4.2.1. Métodos analíticos

Para esta metodología de diseño (resumida en la Tabla 8.9), se debe definir tanto un incendio de diseño que represente las condiciones de calentamiento para la estructura como la carga de fuego definida en el título J. Las condiciones de calentamiento deberán derivarse de los materiales combustibles y de las características del recinto donde se presenta el incendio supuesto y se especificarán ya sea en términos de un flujo de calor o de temperatura en la capa superior de gas generada por el incendio. Deberá determinarse la variación de las condiciones de calentamiento con el tiempo a lo largo del incendio.

Al utilizar estos métodos analíticos para demostrar la equivalencia de materiales o métodos alternativos según lo permitido por la NSR10, el incendio de diseño deberá determinarse de acuerdo con la norma ASTM E119, la cual se explicará en el capítulo 9.

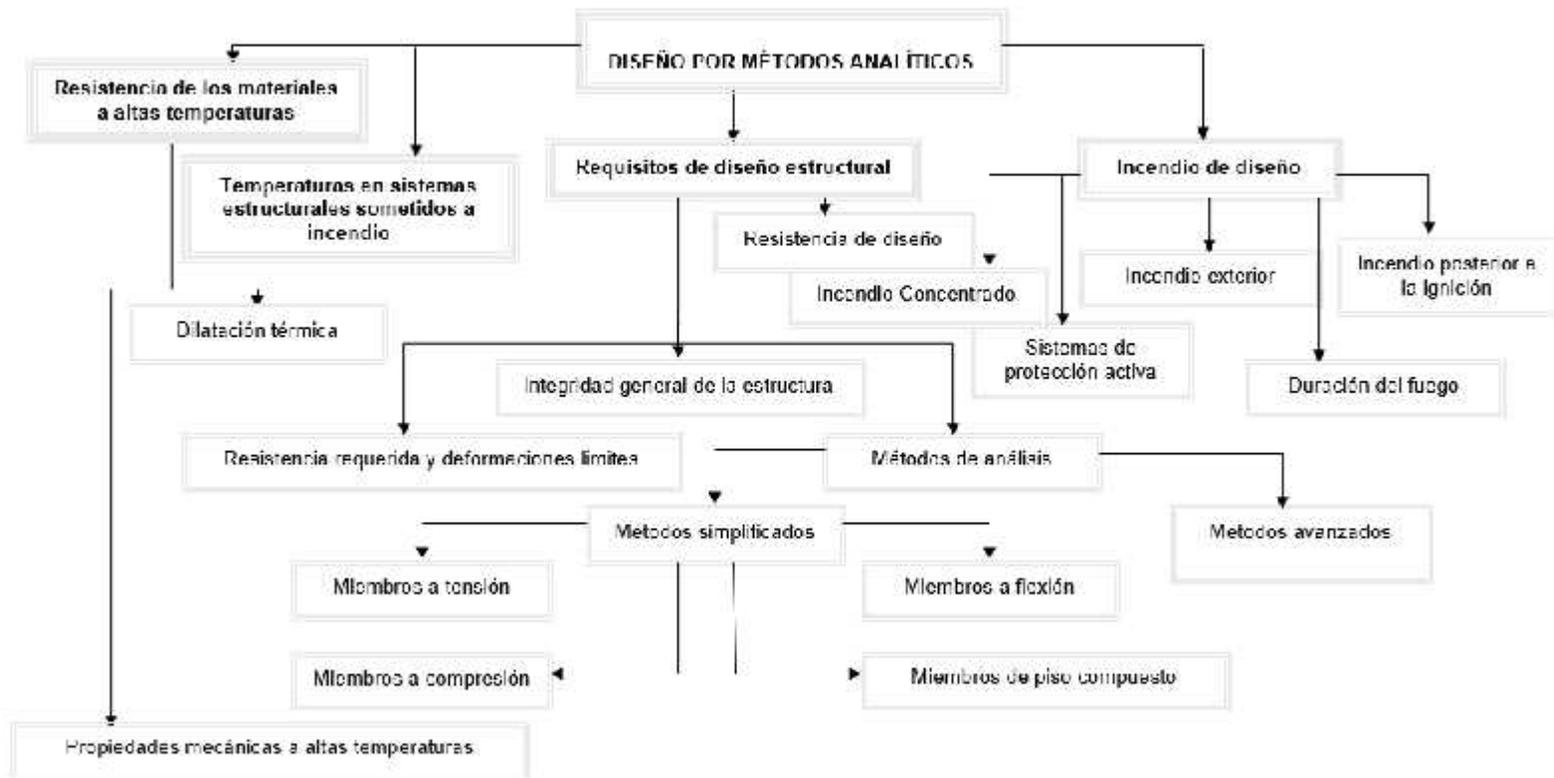


Tabla 8.9: Diseño por métodos analíticos.

Fuente: NSR10 – Título F.2.18.

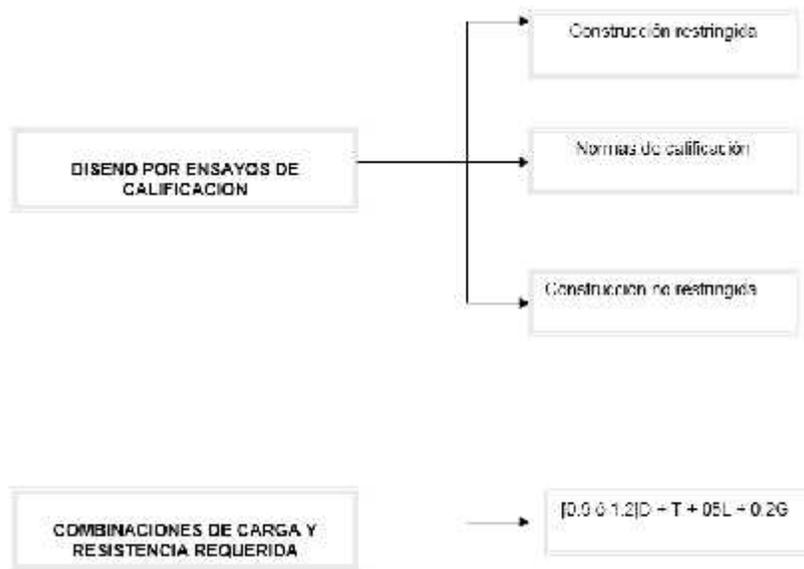


Tabla 8.10: Diseño por ensayos de calificación y combinaciones de carga y resistencia.

Fuente: NSR10 – Título F.2.18.

Para el incendio de diseño (base de este método de diseño), se deberán determinar si el incendio se puede considerar como concentrado (cuando la velocidad de transferencia de calor de un incendio es insuficiente para causar ignición), generador de posibles incendios posteriores a la ignición o de incendios exteriores. De igual forma los sistemas de protección activa harán parte del incendio de diseño.

Las temperaturas causadas por el incendio de diseño en los elementos estructurales, componentes y estructuras en general deberán ser determinadas por un análisis de transferencia de calor, el cual definirá la resistencia de los materiales a temperaturas elevadas, y definidas para el acero estructural con una resistencia a la fluencia superior a 448 MPa, en el literal F.2.18.2.1, en la Tabla 8.11 y para el concreto en la Tabla 8.12

Para la resistencia del acero y concreto a temperaturas elevadas, se definen coeficientes de dilatación térmica así las propiedades mecánicas donde se deberá tener en cuenta en el análisis estructural la degradación de la resistencia y rigidez de los elementos,

componentes y sistemas estructurales. Se permite utilizar en el análisis estructural tanto valores modificados de los límites de fluencia, plástico y de rotura, como de los módulos elásticos, de resistencia del concreto, así como el de deformación, a temperaturas elevadas, expresados como proporción de estas mismas propiedades a temperatura ambiente, supuesta de 20°C.

Temperatura del Acero °C	$k_E = E_{(T)} / E = G_{(T)} / G$	$k_P = F_{P(T)} / F_y$	$k_y = F_{y(T)} / F_y$	$k_u = F_{u(T)} / F_y$
20	1.00	1.00	1.00	1.00
93	1.00	1.00	1.00	1.00
204	0.90	0.80	1.00	1.00
316	0.78	0.58	1.00	1.00
399	0.70	0.42	1.00	1.00
427	0.67	0.40	0.94	0.94
538	0.49	0.29	0.66	0.66
649	0.22	0.13	0.35	0.35
760	0.11	0.06	0.16	0.16
871	0.07	0.04	0.07	0.07
982	0.05	0.03	0.04	0.04
1093	0.02	0.01	0.02	0.02
1204	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 8.11: Propiedades del acero a temperaturas elevadas.

Fuente: NSR10 – Título J.2.18.2.

Temperatura del Acero °C	$k_c = f'_{c(T)} / f'_c$		$E_{c(T)} / E_c$	$\epsilon_{cu(T)} \%$
	Concreto de peso normal	Concreto aligerado		Concreto de peso normal
20	1.00	1.00	1.00	0.25
93	0.95	1.00	0.93	0.34
204	0.90	1.00	0.75	0.46
288	0.86	1.00	0.61	0.58
316	0.83	0.98	0.57	0.62
427	0.71	0.85	0.38	0.80
538	0.54	0.71	0.20	1.06
649	0.38	0.58	0.092	1.32
760	0.21	0.45	0.073	1.43
871	0.10	0.31	0.055	1.49
982	0.05	0.18	0.036	1.50
1093	0.01	0.05	0.018	1.50
1204	0.00	0.00	0.00	1.50

Tabla 8.12: Propiedades del concreto a temperaturas elevadas.

Fuente: NSR10 – Título J.2.18.2.

Por otra parte se definen como requisitos para el diseño estructural para condiciones de fuego que se mantenga la integridad general de la estructura, la cual deberá proporcionar la resistencia y capacidad de deformación adecuadas para atender los efectos desarrollados durante el incendio cumpliendo con los límites de deformación prescritos para condiciones de fuego. El sistema estructural deberá diseñarse aceptando algún grado de daño local pero permaneciendo estable como un todo.

Dentro del alcance del diseño, se deben suministrar trayectorias de carga continuas que transfieran todas las fuerzas desde la región expuesta hasta el punto final de resistencia. La cimentación se diseñará para resistir las fuerzas y tolerar las deformaciones desarrolladas durante el incendio de diseño.

En cuanto a la capacidad de deformación, los límites para estas se demostrarán construyendo un modelo matemático de la estructura basado en los principios de la mecánica estructural y evaluando este modelo para las fuerzas internas y deformaciones que se desarrollan en los miembros de la estructura y como resultado de las temperaturas del incendio de diseño. Cuando para suministrar la resistencia al fuego se requieran criterios de deformaciones, éstas no deben superar los límites prescritos.

En los métodos analíticos se exige que los miembros individuales así como las conexiones, deberán resistir las fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos determinados de acuerdo con los requisitos de resistencia y deformación antes descritos, siendo capaces de desarrollar la resistencia o las fuerzas indicadas anteriormente.

8.4.2.1.1 Métodos de análisis avanzados

Basados en el incendio de diseño (el cual será definido ampliamente en el capítulo 9), se realizará un análisis definiendo las respuesta térmica y mecánica de la estructura. La primera producirá un cambio de temperatura con respecto al tiempo en cada elemento estructural y la segunda dará como resultado fuerzas y deflexiones en el sistema estructural.

8.4.2.1.2 Métodos de análisis simplificados

Los métodos analíticos simplificados son de fácil aplicación, aunque no siempre son los más económicos. El cálculo estructural es individualizado por elemento.

En los métodos simplificados se puede suponer que las restricciones y condiciones de apoyo (fuerzas, momentos y condiciones de frontera) aplicables a temperaturas normales se mantienen inalterables durante la exposición al incendio. Se da la salvedad que cuando la temperatura del acero sea inferior a 204°C, las resistencias de diseño de los miembros y conexiones podrán calcularse sin entrar a considerar los efectos de temperatura como la degradación de las propiedades del acero, sin embargo, sí se deben tener en cuenta las fuerzas y las deformaciones que resultan de las temperaturas elevadas.

En la metodología simplificada se definen para los elementos en tensión, compresión y flexión expuestos a temperaturas inferiores a 204°C, el cálculo de la respuesta térmica y mecánica de dichos elementos.

La resistencia de diseño para los métodos analíticos, deberá determinarse de acuerdo con los parámetros establecidos por la norma NSR10, donde la resistencia nominal, R_n , se calculará usando las propiedades de los materiales a la temperatura que desarrolle el incendio de diseño.

8.4.2.2. DISEÑO POR ENSAYOS DE CALIFICACIÓN

Se definen los ensayos de calificación que deberán cumplir los miembros estructurales y los componentes de un edificio de acero, calificándose para una determinada resistencia al fuego de acuerdo con la norma ASTM-E119 (Ref. 22, ASTM, 2002). Se permite demostrar el cumplimiento de estos requisitos usando los procedimientos que para construcción en acero que se especifican en la Sección 5 de la norma SEI/ASCE/SFPE 29-05 (Ref. 14, ASCE, 2006), Métodos Estándar de Cálculo para Protección de las Estructuras contra Incendios.

La NSR-10 califica los miembros estructurales y los componentes de un edificio de acuerdo con la norma ASTM E119 y discrimina las construcciones como restringidas y no restringidas, considerándolas restringidas cuando la estructura que las rodea y soporta es capaz de resistir las acciones causadas por la expansión térmica en el rango de las temperaturas esperadas. Las edificaciones que ha sido específicamente diseñadas y detalladas para resistir las acciones causadas por expansión térmica se consideran como no restringidas y se definen para estructuras con vigas de acero, viguetas o estructuras portantes, las cuales no soportan placas de concreto y que no estén atornilladas o soldadas a una estructura de borde.

Habitualmente se usan resultados experimentales o ensayos de calificación para el dimensionamiento de los revestimientos contra fuego de las estructuras de acero. Esos ensayos son costosos y sus resultados solamente pueden ser empleados en las situaciones similares para las cuales fueron modelados. En el futuro, los métodos teóricos, analíticos o numéricos reemplazarán a los experimentales. Pero los ensayos continuarán siendo imprescindibles para evaluar y entregar los parámetros a los métodos teóricos. Los métodos experimentales en uso procuran unir el análisis térmico al estructural. Presentan resultados precisos, en función del realismo que haya alcanzado los modelos adoptados y naturalmente, depende de las condiciones tecnológicas disponibles en el laboratorio de investigación, lo cual en el caso de Colombia es una falencia dado que no existen este tipo de laboratorios en el país. Los laboratorios capacitados (siendo Brasil y Chile los únicos países en Latinoamérica que los poseen), pueden realizar desde ensayos simples, donde se realiza solamente un análisis térmico hasta ensayos a gran escala. Los primeros se definen como simplificados y todos los demás, realistas.

8.4.2.3 Diseño por combinaciones de carga y resistencia requerida

El esfuerzo actuante (momentos, fuerzas normal y cortante, etc.) es el efecto de las acciones permanentes (peso propio de las estructuras, de la mampostería, de los revestimientos, etc.) y de las acciones variables (sobrecarga, viento, etc.) en las estructuras. En Colombia se utilizan los valores definidos en las NSR10 en su título B, para los valores de cargas permanentes como temporales. Estos valores de baja

probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la edificación son por regla general muy superiores a los valores medios encontrados en el uso diario de la construcción, pero en aras de seguridad deben ser utilizados. Sin embargo, cuando hay necesidad de combinar más de una acción variable, en temperatura ambiente, se considera la baja probabilidad de ocurrencia simultánea de los valores normalizados. El valor de cálculo de la acción variable final (o de los esfuerzos solicitantes), es inferior a la simple suma de los valores individuales de cada acción. En presencia de una acción térmica y por su excepcionalidad, el valor de cálculo de los esfuerzos solicitantes variables será aún menor. Debido a la variabilidad de la acción permanente, ésta también puede presentarse reducida en situación de incendio. El título F.2.18 de las NSR10 prescribe la combinación de cargas para la cual se ha de realizar el diseño para condiciones de fuego. Esta combinación está basada en las combinaciones estipuladas por el AISC en el apéndice 4 de la especificación 360-10 y el código ASCE/SEI 7 comentario C2.5. Según la NSR-10, el diseño por combinaciones de carga se define así:

“La resistencia requerida de una estructura y sus elementos se puede determinar a partir de la siguiente combinación de cargas gravitacionales”, (Ec.8.1)

$$[0.9 \text{ o } 1.2]D + T + 0.5L + 0.2G$$

Donde

- D = Carga muerta nominal
- L = Carga viva nominal
- G = Carga de granizo
- T = Fuerzas y deformaciones nominales causadas por el incendio de diseño

“A la anterior combinación de carga deberá adicionarse una carga nodal lateral, $N_i = 0.002Y_i$, donde N_i es la carga nodal lateral aplicada a la estructura en el nivel i y Y_i es la carga gravitacional aplicada en el nivel i , obtenida de la combinación de carga”.

Esta metodología será explicada tanto en el capítulo 9 como en ejemplos de diseño del capítulo 12.

9. BASES TEORICAS PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA CONDICIONES DE FUEGO - ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL FUEGO

9.1. Introducción

Desde hace muchos años la ingeniería estructural se ha enfrentado al problema de la exposición de una edificación al fuego, siendo innumerables los esfuerzos y las investigaciones que han desarrollado cientos de ingenieros para realizar un análisis y una evaluación a los efectos individuales y globales en una estructura, a tener en cuenta bajo las terribles acciones de un incendio.

El diseño estructural para condiciones de altas temperaturas originadas por el fuego en caso de incendio es conceptualmente similar al diseño estructural para condiciones de temperatura ambiente, aunque presenta un grado de mayor dificultad debido a los diversos factores adicionales a considerar, tales como las fuerzas internas inducidas por dilatación térmica, la reducción de capacidad estructural debido a las temperaturas elevadas, las grandes deflexiones y muchos otros factores. Por lo anteriormente descrito antes de la elaboración de cualquier diseño es esencial establecer objetivos claros y determinar la severidad del fuego de diseño.

En los inicios de la seguridad contra incendios en estructuras se usaban normas de diseño simplificadas y aproximativas, en las últimas décadas este arte y esta ciencia de diseñar estructuras para la seguridad contra el fuego han crecido dramáticamente, tanto así que han sido acompañados por el desarrollo de códigos profesionales sofisticados como los Eurocódigos y las normas o códigos estándar Americanos. En el caso de los Eurocódigos, estos documentos se han venido desarrollando desde hace décadas y ahora representan el mejor acuerdo internacional sobre reglas generales de diseño para estructuras expuestas a fuego, por este motivo la normatividad Colombiana, plasmada en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR10, en sus títulos F y J, se basó en ellas y fijo las premisas básicas del diseño estructural y protección para condiciones de fuego.

El riesgo de incendio es una constante en todo tipo de edificaciones y depende de una gran variedad de aspectos, entre otros, la estructura y sus materiales predominantes, la forma y la ventilación, el contenido del edificio y la carga combustible o no combustible que él mismo representa. Siendo por ejemplo el acero un material de construcción considerado "no combustible", presenta sin embargo algunas características que hacen necesaria su protección frente a la acción del fuego. En general, toda la legislación relativa a la protección de las estructuras frente al fuego, responde a los criterios de proteger la vida de los ocupantes, las construcciones y las edificaciones vecinas, así como el espacio público.

El cálculo de la seguridad y la resistencia de los materiales en una edificación son utilizados principalmente en grandes edificios dado que se considera que las estructuras más pequeñas y las poco densas con relación a su ocupación (fabricas, grandes áreas con pocos operarios), son fáciles de evacuar y no siempre necesitan que se verifique la seguridad contra incendio sobre la estructura.

Se pueden determinar dos niveles mínimos de seguridad:

- Activos: Personal del equipo de bomberos, extintores y aparatos de detección de humo.
- Pasivos: resistencia al fuego de las estructuras y la compartimentación.

Un fuego real en un edificio varía según el balance de masa y energía dentro del local donde se produce (**Figura 9.1**). La energía desprendida depende de la cantidad y tipo del combustible y de las condiciones de ventilación presentes. Se desarrolla en tres fases, que son: crecimiento, desarrollo máximo y decaimiento. El incremento más rápido de la temperatura se produce en un período posterior al punto de inflamación, punto en el que todos los materiales se queman espontáneamente.

9.2 Procedimientos de cálculo para el análisis de la resistencia al fuego

En el cálculo estructural para condiciones de fuego, un procedimiento plenamente analítico debiera tener en cuenta el comportamiento del sistema estructural a temperaturas elevadas, la exposición potencial al calor y los efectos favorables de los sistemas activos y pasivos de protección contra incendios, así como las incertidumbres asociadas a estos tres factores y la importancia de la estructura para evitar el colapso.

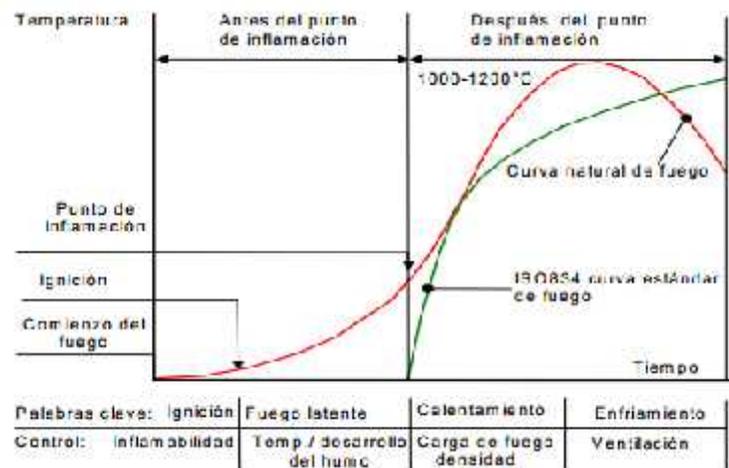


Figura 9.1: Fases de un fuego natural, temperaturas atmosféricas vs curva estándar de fuego ISO 834.

Fuente: NFPA Notebook – 5ta Ed.

Actualmente es posible abordar el análisis estructural por medio de dos procedimientos. El primer procedimiento se fundamenta en un fuego nominal (normalizado), el sistema de clasificación, que requiere tiempos específicos de resistencia ante el fuego, tiene en cuenta (aunque no explícitamente) los factores e incertidumbres antes citados. El segundo procedimiento se basa en determinar el desempeño adecuado que incorpora algunos de dichos parámetros, si no todos, para demostrar que la estructura o sus elementos tendrán un comportamiento adecuado frente a un incendio real.

La aplicación de estos dos procedimientos se ilustra en las **Figuras 9.2 y 9.3**, diferenciando el enfoque prescriptivo y el enfoque basado en desempeño o prestaciones. El enfoque prescriptivo utiliza fuegos nominales para generar acciones térmicas. El enfoque basado en desempeño se refiere a acciones térmicas basadas en parámetros físicos y químicos, utilizando la ingeniería de protección contra incendios.

Según los Eurocódigos, en un análisis completo del cálculo estructural en situación de incendio, se deberían considerar los siguientes parámetros generales:

- Selección de los escenarios de fuego, definidos por la ingeniería de fuego (análisis por prestaciones o desempeño).
- Definición del tipo de fuego, igualmente definida por la ingeniería de fuego (análisis por prestaciones o desempeño), o aplicación de fuegos nominales (análisis por prescriptivo).
- Cálculo de la evolución de la temperatura en el interior de los elementos estructurales.
- Cálculo del comportamiento mecánico de la estructura expuesta al fuego, el cual 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.
- Las cargas sobre estructuras expuestas al fuego se clasifican como cargas accidentales como el sismo y el impacto.

PROCEDIMIENTOS DE CALCULO

Reglas prescriptivas
(acciones térmicas generadas por fuegos nominales)

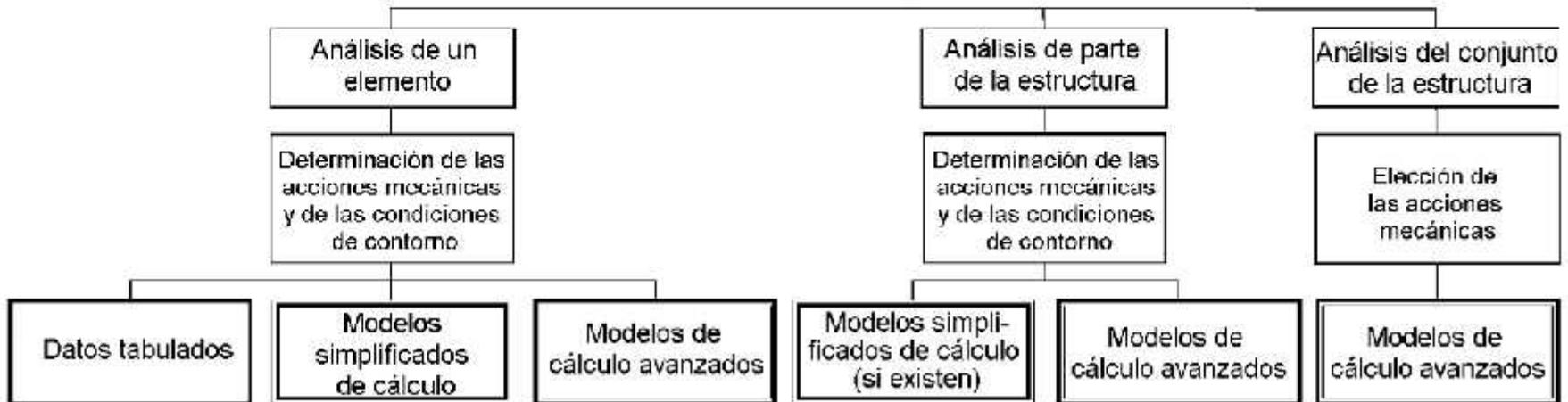


Figura 9.2: Procedimiento de cálculo prescriptivo.

Fuente: Norma UNE-EN 1991-1-2.

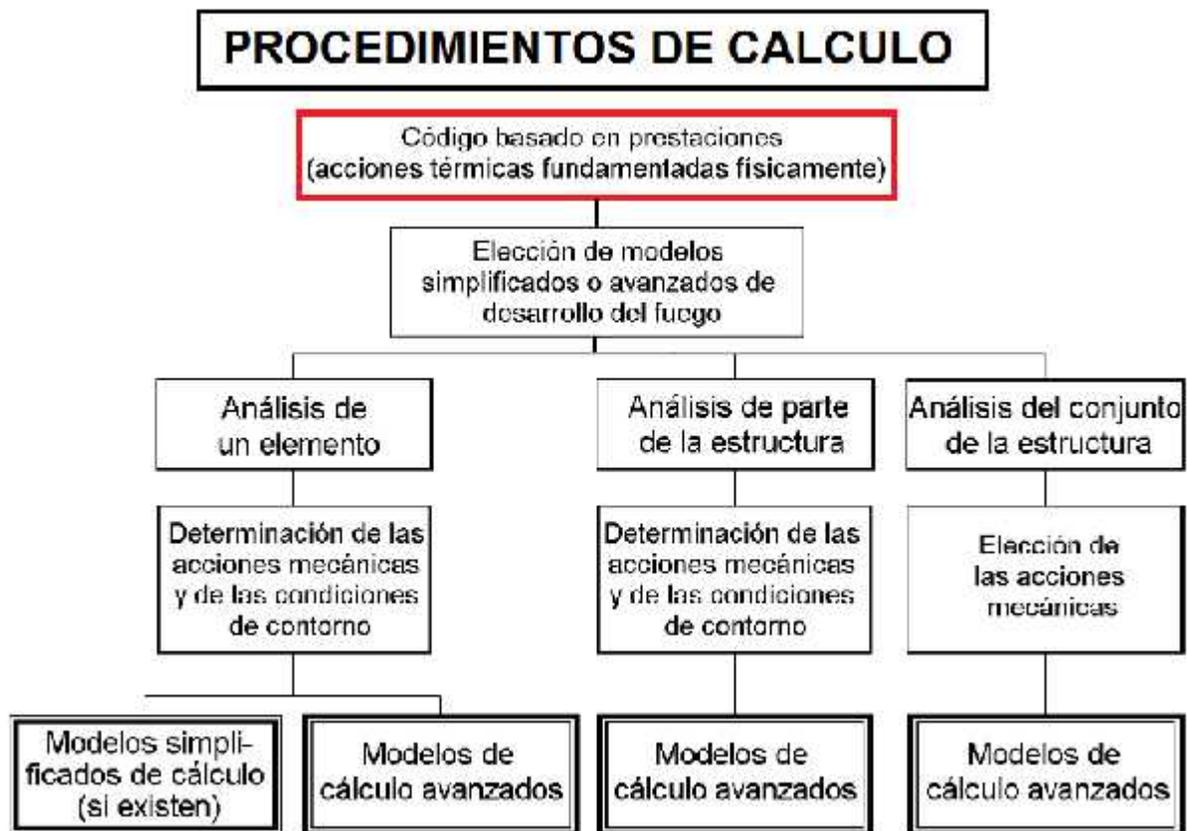


Figura 9.3: Procedimiento de cálculo basado en desempeño o prestaciones

Fuente: Norma UNE-EN 1991-1-2.

En la Norma EN-1991, base de la gran mayoría de códigos y legislaciones internacionales para el diseño y construcción resistente al fuego, el análisis estructural para esta condición, supone aplicar en conjunto acciones y reacciones relacionadas tanto con el análisis térmico como con el análisis mecánico de la estructura.

9.3 Parámetros de análisis de la resistencia al fuego de estructuras

En el análisis estructural de la resistencia al fuego según la EN-1991, se deben considerar los siguientes parámetros y procedimientos:

9.3.1 Calculo del escenario de fuego

- Por medios de cálculos analíticos se determinan los escenarios de fuego y calculan los fuegos asociados a ellos, a partir de una evaluación del riesgo de incendio.
- En estructuras en las que el riesgo particular de incendio como carga accidental, aparece como consecuencia de otras cargas accidentales (sismo o impacto), debería considerarse dicho riesgo cuando se determine el concepto de seguridad integral.
- El comportamiento de la estructura en función del tiempo y de la carga antes de la carga accidental por fuego, precisa ser considerada, solo cuando se considere el riesgo particular de un incendio como consecuencia del sismo o impacto en la estructura.

9.3.2 Calculo del fuego

- En cada escenario teórico debe calcularse el fuego para cada sector de incendio.
- El fuego calculado debe aplicarse únicamente a un sector de incendio del edificio individualmente, salvo cuando se especifique otra cosa en el escenario de dicho fuego.

- Para aquellas estructuras para las que las autoridades especifiquen exigencias de resistencia al fuego, puede suponerse que el fuego de cálculo apropiado es el fuego normalizado (fuego más crítico que el calculado), excepto cuando se especifique otra cosa.

9.3.3 Análisis térmico

- En el análisis térmico de un elemento se debe tener en cuenta la posición del fuego calculado respecto a dicho elemento.
- Para elementos exteriores se debería considerar la exposición al fuego a través de las aberturas de las fachadas y de las cubiertas.
- Para los muros delimitadores de un sector de incendio se debería considerar, cuando sea exigible, la exposición a un fuego en el interior de dicho sector y, alternativamente, a un fuego exterior en otros sectores de incendio.
- Dependiendo del fuego calculado o asumido, se deberían utilizar los siguientes procedimientos:
 - Utilización de una curva nominal tiempo-temperatura, el análisis térmico de los elementos estructurales se aplica para un periodo de tiempo especificado, sin considerar la fase de enfriamiento
 - Utilización de un modelo de fuego, el análisis térmico de los elementos estructurales se hace para toda la duración del incendio, incluida la fase de enfriamiento.

9.3.4 Análisis mecánico

- La duración considerada para el análisis mecánico debe ser la misma que para el análisis térmico.

- La verificación de la resistencia al fuego debería realizarse en términos de tiempo (Ec.9.1):

$$t_{f,d} \geq t_{f,r}$$

o en términos de resistencia (Ec. 9.2):

$$R_{f,d,t} \geq E_{f,d,t}$$

o en términos de temperatura(Ec.9.3)

$$\theta_d \leq \theta_{c,d}$$

Donde,

$t_{f,d}$ Valor de cálculo de la resistencia al fuego.

$t_{f,requ}$ Tiempo de resistencia al fuego exigido.

$R_{f,d,t}$ Valor de cálculo de la resistencia del elemento en situación de incendio en el instante t .

$E_{f,d,t}$ Valor de cálculo de los efectos pertinentes de las acciones en situación de incendio en el tiempo t .

θ_d Valor de cálculo de la temperatura del material.

$\theta_{cr,d}$ Valor de cálculo de la temperatura crítica del material.

9.4 Cargas para el análisis térmico – cargas térmicas

Según EN-1991, en el análisis térmico de las estructuras bajo la acción del fuego, se consideran cargas térmicas accidentales, definidas por las siguientes reglas generales:

- Las cargas térmicas vienen dadas por el flujo neto de calor h_{net} [W/m²], sobre la superficie del elemento.
- El flujo neto de calor h_{net} [W/m²], sobre las superficies expuestas al fuego debería determinarse considerando la transmisión de calor por convección y por radiación (Ec.9.4)

$$h_{n} \geq h_{n,c} + h_{n,r} \quad \left[\frac{W}{m^2} \right]$$

Donde

- $h_{net,c}$ Componente de convección del flujo térmico.
- $h_{net,r}$ Componente de radiación del flujo neto de calor por unidad de superficie.

La componente de convección del flujo térmico se debería determinar con (E.C.9.5)

$$h_{n,c} = \alpha_c * (\theta_g - \theta_m) \quad \left[\frac{W}{m^2} \right]$$

donde

- α_c Coeficiente de transferencia de calor por convección [W/m²].

- θ_g Temperatura del gas en la proximidad del elemento expuesto al fuego dada en °C.
- θ_m Temperatura de la superficie del elemento dada en °C.

Los coeficientes de transferencia de calor por convección h_c correspondientes a las curvas nominales tiempo-temperatura

La componente de radiación del flujo neto de calor por unidad de superficie $h_{net,r}$ se determina mediante (Ec.9.6):

$$h_{net,r} = \Phi * \epsilon_m * \epsilon_f * \sigma * [(\theta_r + 273) - (\theta_m + 273)^4] \quad \left[\frac{W}{m^2} \right]$$

Donde

- Factor de forma.
- ϵ_m Emisividad de la superficie del elemento.
- ϵ_f Emisividad del fuego.
- Constante de Stephan Boltzmann (= $5,67 \cdot 10^{-8}$ [W/m² K⁴]).
- θ_r Temperatura efectiva de radiación del fuego dada en °C.
- θ_m Temperatura de la superficie del elemento dada en °C.

Por lo expuesto anteriormente, es necesario conocer las cargas de fuego para poder calcular la respuesta térmica a un incendio. En EN 1991-1-2 se definen una serie de modelos de fuego diferentes, para los cuales la complejidad de su análisis estará en función de la complejidad de dichos modelos. En el **Figura 9.4** se presentan los diferentes tipos de modelos de fuego posibles:

La descripción, forma y comportamiento de estos modelos de fuego son diferentes en función al tiempo, como por ejemplo en los modelos de fuego parametrizados y modelos de fuego nominal, los cuales se definen por medio de una curva que describe la relación de la temperatura del ambiente en función del tiempo (Curva de Temperatura – Tiempo). De igual manera estos modelos de fuego describen la magnitud y el peligro de un incendio completamente desarrollado y suponen una temperatura uniforme en cada instante de tiempo dentro del sitio.

Las curvas de fuego nominales sólo requieren un conocimiento limitado de la conducta del fuego dentro del sitio, mientras que el cálculo de las temperaturas de los modelos básicos y avanzados dependen de:

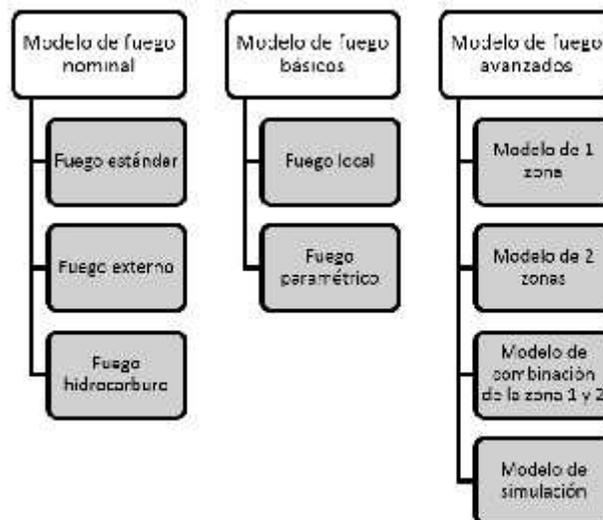


Figura 9.4- Modelos de fuego posibles
Fuente: Manual PowerFrame - BuildSoft

- Las dimensiones y la composición de muros (incluyendo las aberturas que tenga).
- Las condiciones de ventilación que posee.

- Carga de fuego y la capacidad calorífica de todos los materiales inflamables, expresados en M /m^2 .

Cabe aclarar que estos modelos de fuego consideran un “ciclo de vida” de un peligro de fuego, incluyendo su fase de decrecimiento.

9.4.1 Curvas de fuego nominales

El Euro código (EN 1991-1-2) proporciona tres curvas de fuego nominal y define las relaciones tiempo - temperatura de un gas arbitrario caliente, en las que no se tienen en cuenta los parámetros físicos de la carga de fuego ni del recinto de incendio. Del uso de estos métodos resultaran diseños un poco conservadores al usar reglas estrictas tales como en el caso de que la resistencia al fuego calculada deba ser de 60 o 120 minutos. Las tres curvas de fuego nominal tiempo - temperatura son:

9.4.1.1 Curva estándar tiempo-temperatura (fuego estándar ISO 834):

Esta curva parametrizada pertenece a la normatividad dada por la Organización Internacional de Normalización (International Organization for Standardization - ISO), que para el caso en mención es la norma ISO-834, aceptada a nivel internacional como una curva convencional de elevación de temperatura en un horno de ensayo. Esta curva existe desde principios de siglo XX (1903) y fue adoptada en 1918 por la ASTM, siendo retomada a continuación por las numerosas normas de ensayos a nivel europeo e internacional.

La norma ISO-834 (Ref. 28, ISO, 2002), fija los criterios para determinar la resistencia al fuego de los diferentes tipos de estructuras y elementos de la construcción basada en un incendio tipo o incendio normalizado que considera la variación de la temperatura dentro del horno o sector de incendio. Los resultados empíricos variables en el tiempo, se parametrizaron y responde a la ecuación(Ec.9.7):

$$\theta_g = 20 + 345 \sqrt{t} \quad (8t + 1)$$

Donde

- T_g Temperatura del gas en el sector de incendio dada en °C.
- t Tiempo dado en minutos.

La curva representa un incendio con las siguientes características:



Figura 9.5: Curva parametrizada ISO834.

Fuente: NFPA Notebook – 5ta Ed.

- El fuego se considera totalmente desarrollado (sin considerar fase PRE-FLASHOVER). este, el cual nunca decrece, ni siquiera cuando todos los materiales inflamables están agotados.
- Sin importar el tamaño del recinto, se considera una temperatura uniforme en toda su extensión y que varía según el tiempo (dado en minutos).

- La carga de fuego y la ventilación no son criterios de análisis (no existe diferencia entre almacenar papel o rocas, en caso de incendio).
- No se considera fase de enfriamiento, por lo tanto la temperatura siempre ira en aumento.

En este modelo no se tiene en cuenta la fase antecedente al incendio, y se deberá usar cuando no hay información extra sobre el fuego. Es uno de los más usados gracias a su facilidad, aunque se consideran situaciones extremas de temperatura.

9.4.1.2 Curva de fuego Exterior:

La curva de fuego exterior está definida por(Ec.9.8):

$$\theta_g = 660 (1 - 0,687e^{-0,3 t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20$$

Donde

- θ_g Temperatura del gas en la proximidad del elemento, dada en °C.
- t Tiempo dado en minutos.

La curva está pensada para los elementos de fachada externa del muro de separación que está expuesta al humo proveniente del fuego interior. Este modelo no puede usarse para elementos estructurales que se encuentren al exterior del compartimiento que puedan ser expuestos a temperaturas altas, ya que este modelo se caracteriza por temperaturas más bajas.

9.4.1.3 Curva de Fuego de Hidrocarburos:

La curva tiempo-temperatura de hidrocarburos está definida por(Ec.9.9):

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,325e^{-0,1 t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20$$

Donde

- θ_g Temperatura del gas en el sector de incendio, dada en °C.
- t Tiempo dado en minutos.

Este modelo se caracteriza por presentar temperaturas muy altas y se puede usar para incendios causados por la ignición de hidrocarburos tales como combustibles, diésel, o también un combustible de tipo líquido.

Tanto para la curva estándar tiempo-temperatura (fuego estándar ISO 834), como para la curva de fuego exterior, se asume un coeficiente de transferencia de calor por convección $\epsilon_c = 25 \text{ W/m}^2$. Para la curvas de hidrocarburos se asumirá $\epsilon_c = 50 \text{ W/m}^2$. En la **figura 9.6** se relacionando las tres curvas antes descritas, para las siguientes variables:

θ_g : Temperatura del gas en el recinto del incendio [°C] vs t : Tiempo [m].

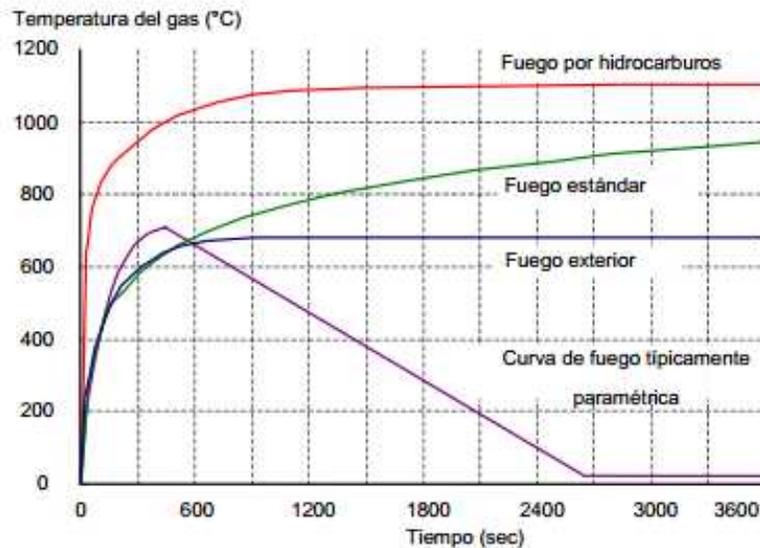


Figura 9.6: Curvas nominales de temperatura – tiempo
Fuente: NFPA Notebook – 5ta Ed.

De la **Figura 9.6** se puede observar que la curva del fuego por hidrocarburo y la curva de fuego externo alcanzan su máximo muy rápido en temperaturas de 1100°C o 680°C respectivamente.

Si se compara la curva de fuego estándar con la curva de fuego por hidrocarburo se aprecia que esta sigue creciendo en función del tiempo donde aproximadamente después de los 10.800 segundos (180 min) alcanzará temperaturas mayores que la curva de fuego por hidrocarburo.

Es importante tener en cuenta que las curvas indicadas son curvas ilustrativas. No representan el efecto térmico real de un incendio. Las temperaturas indicadas por estas curvas siempre aumentan con el tiempo, sin tener en cuenta la carga de fuego limitada. La clasificación estándar de resistencia al fuego requerida por los elementos estructurales (expresada como tiempo) no indica, por lo tanto, el tiempo real durante el que sobrevivirán en un edificio en llamas.

9.4.2. Curvas de fuego paramétricas

Los modelos de fuego paramétrico proporcionan un método de cálculo bastante sencillo para calcular 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 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. Lo que ofrece una aproximación más realista de cómo evoluciona el fuego.

Al igual que en el caso de las curvas nominales tiempo-temperatura, las curvas paramétricas tiempo-temperatura proporcionan relaciones tiempo-temperatura del gas requeridas para el cálculo; donde se tiene en cuenta la fase de disminución del fuego, permitiendo así una disminución de temperatura cuando la carga del fuego se ha agotado.

Se parte de la hipótesis que la temperatura es uniforme en el recinto, algo que restringe su campo de aplicación a fuegos post-flashover (incendios que se han extendido a todo el recinto tras una inflamación súbita generalizada) 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 descendiente 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 adoptó como los parámetros centrales en las fórmulas de cálculo de fuegos paramétricos.

En el Anexo A de la norma EN 1991-1-2 puede hallarse un modelo de este tipo. Dicho modelo es válido para compartimentos con una superficie de hasta 500 m², sin aberturas en la cubierta, y una altura máxima de 4 m, para revestimientos de compartimentación con una inercia térmica de entre 100 y 2200 J/m² s^{1/2}K, para un coeficiente de abertura que esté en el rango de 0,02 y 0,20 y para sectores de incendio con cargas de fuego principalmente de tipo celulósico. Debido a estas limitaciones, el modelo se utiliza principalmente para la parte de oficinas de los edificios de una sola planta.

9.4.3. El transporte de calor

9.4.3.1 El transporte de calor en el concreto reforzado

Como se dijo anteriormente las secciones de concreto tienden a ser masivas y el calentamiento en estas no es uniforme, ya que su conductividad es bastante baja; es por eso que se usa la ecuación diferencial de Fourier para calcular la temperatura en cada punto de la sección. Una vez se conoce la distribución de la temperatura, se calcula un incremento de temperatura uniforme y un gradiente de temperatura (lineal) según ambos ejes de inercia principales.

Si la temperatura sigue incrementando y con esta los gradientes, esto causará deformaciones adicionales en el caso en que estas no estén restringidas externamente, o dado el caso contrario causarán esfuerzos y tensiones internas.

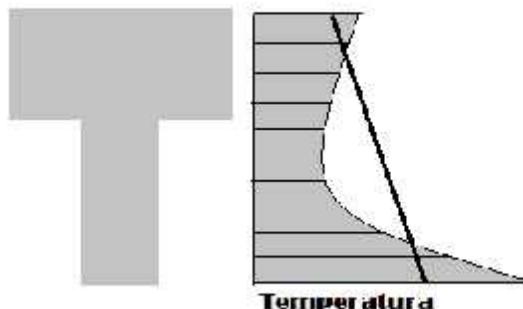


Figura 9.7: Distribución de la temperatura dentro de la sección de concreto

Fuente: Manual PowerFrame – BuildSoft

Cuando existen temperaturas muy altas, los gradientes pueden ser motivo de momentos internos muy grandes.

Las propiedades térmicas de los elementos de concreto, se calculan a partir del incremento medio de la temperatura:

El calor específico (c) aumenta con el aumento de la temperatura, tiene un valor aproximadamente constante de $1000 \text{ J/Kg}^\circ\text{K}$.

La conductividad térmica disminuye con el aumento de la temperatura:

- Granulación silícea 1.60 W/mK .
- Granulación calcárea 1.30 W/mK .
- Granulación ligera 0.80 W/mK .

Cabe destacar que, si la temperatura del concreto excede los 500°C , este ya no aporta resistencia a la sección, además esto está justificado en el hecho en que si se incrementa altamente la temperatura en el concreto este corra el riesgo de explotar de repente y por tanto se reduzca la sección efectiva disponible durante el incendio. Esta sección de concreto reducida se emplea en el cálculo de las armaduras y, además, se tiene en cuenta que esta no exceda los 500°C pues se considera que así mantiene su resistencia original (a la temperatura ambiente).

9.4.3.2 El transporte de calor en el acero

El acero estructural pierde capacidad de carga rápidamente a medida que la temperatura supera los 400°C. Esta pérdida de capacidad se conoce como factor de reducción de resistencia o factor de retención de resistencia. El punto de falla puede ser interpretado de diferentes maneras. Generalmente la falla se define con base en el estado límite de deformación. La **Figura 9.8** muestra curvas típicas para el factor de resistencia del acero, en función de la deformación límite.

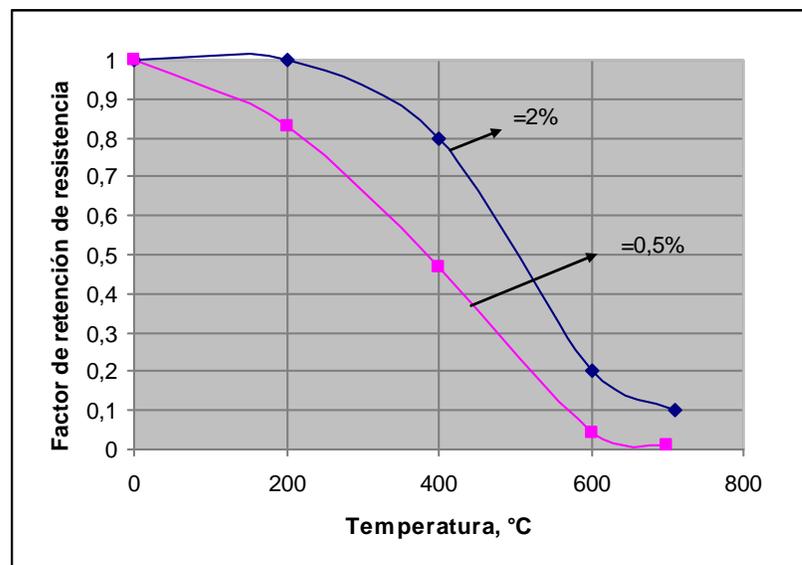


Figura 9.8: Factor de retención de resistencia en función de la deformación límite

Fuente: Structural Steel Designers Handbook

Así, para cada temperatura habrá un factor de reducción de resistencia que también se conoce en algunas publicaciones con el nombre de relación de carga, definida como:

$$\text{Relación de carga} = \frac{\text{Carga aplicada}}{\text{Capacidad del elemento}}$$

Mientras menor sea esta relación mayor será la temperatura que cause la falla (temperatura crítica). Por lo tanto, cuando se requiere protección contra el fuego, es poco

práctico dejar los elementos de acero desprotegidos, pues habría que utilizar una relación de carga muy baja, lo cual resultaría en un sobre-diseño de las secciones. En comparación con el concreto, en un elemento de acero la distribución de temperaturas en su interior es constante debido a la conductividad térmica de este; cabe resaltar que es mucho más alta que la del concreto.

Las deformaciones restringidas se delimitaran a deformaciones longitudinales ya que se supone una temperatura constante en la sección entera y se usan fórmulas analíticas para determinar la temperatura del acero.

Para elementos de acero protegido y no protegido se tienen las siguientes ecuaciones (Ec.9.10a)

$$\Delta\theta_a = k_{sh} * \frac{1}{\rho_a * c_a} * \frac{A_m}{V} * \dot{h}_n * \Delta t$$

Dónde:

$\Delta\theta_a$: Incremento de la temperatura del acero desde un tiempo t a un tiempo $t + \Delta t$.

k_{sh} : Factor de corrección por el efecto sombra

A_m : Área de superficie de la sección por unidad de longitud.

V : Volumen de la sección por unidad de longitud.

c_a : Calor específico del acero. ρ_a : Masa unitaria del acero

\dot{h}_n : Flujo de calor neto por unidad de área. Δt : Intervalo de tiempo. (Ec.9.10b).

$$\Delta\theta_a = \frac{\lambda_p}{d_p} * \frac{1}{\rho_a * c_a} * \frac{A_p}{V} * \left(\frac{1}{1 + \frac{\phi}{3}} \right) * (\theta_g - \theta_a) * \Delta t - (e^{\phi/1} - 1) * \Delta\theta_g$$

Las anteriores ecuaciones diferenciales describen el aumento de la temperatura en un elemento de acero durante un intervalo de tiempo Δt ; en los dos casos se supone que la temperatura ambiente es de 20 °C, y pueden solucionarse numéricamente si se conocen las condiciones iniciales y las del contorno.

En la ecuación (Ec.9.10b) se tiene en cuenta el almacenamiento de calor en el recubrimiento de protección y supone que la temperatura en la superficie exterior en la capa de protección equivale a la temperatura del gas.

9.4.4. Propiedades estructurales por temperatura

9.4.4.1 Flujo de calor neto (hnet)

Depende del modelo de fuego seleccionado y de las propiedades térmicas de la capa de protección.

Flujo de calor neto para secciones de acero no protegidas:

Se puede determinar de las siguientes formas:

Radiación (Ec.9.12):

$$h_{n,r} = 5,67 \cdot 10^{-8} * \Phi * \epsilon_r * ((\theta_r + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4)$$

Convección (Ec.9.13):

$$h_{n,c} = \alpha_c * (\theta_g - \theta_a)$$

Donde:

Φ : Factor de forma. ϵ_r : Coeficiente de emisión residual.

α_c : Coeficiente de convección. θ_a : Temperatura de acero.

θ_g : Temperatura del gas. θ_r : Temperatura efectiva de radiación.[°C] (r g)

Flujo de calor neto para secciones de acero protegidas:

En este caso se debe tener en cuenta el efecto de los materiales refractarios de protección, es decir el flujo de calor neto total depende del espesor de la capa de protección (d_p) y de las propiedades térmicas del material refractario (λ_p, ρ_p, c_p).

Dichas propiedades están incluidas en la ecuación (Ec.9.10b). Para elementos de acero protegido y no protegido en el factor ϕ el cuál es el factor de participación de la capa de protección, así (Ec.9.13):

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_u \rho_u} d_p \frac{A_p}{V}$$

En caso de que la capacidad térmica de la capa de protección sea muy baja en comparación con la del acero ($\phi \approx 0$), el cálculo del calor neto se reduce a (Ec.9.14):

$$h_{n,c} \approx \frac{\lambda_p}{d_p} * (\theta_g - \theta_s)$$

Es decir, se puede usar la ecuación (a) como una manera aproximada para secciones de acero protegidas.

9.4.4.2. Factor de forma (am/v)

Matemáticamente se define como el cociente entre la superficie perimetral del perfil que está expuesta al fuego (por donde se imprime el calor) y el área de la sección.

Las secciones que tienen un factor de forma más grande es porque tienen poca masa, por ende se calentarán mucho más rápido; así se puede adaptar una distribución de temperaturas uniforme.

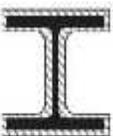
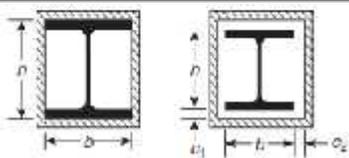
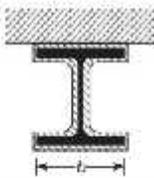
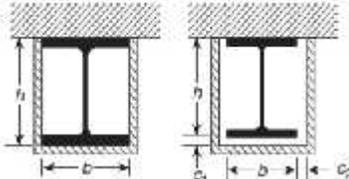
Cuando la sección tiene una masa mayor, tendrá un factor de forma pequeño y así una inercia térmica más grande, por lo que la variación en la temperatura en la sección se debe tener en cuenta.

Cuando un elemento de acero está por debajo de una losa de concreto, no se considera transferencia de calor entre estos dos materiales.

Cuando una sección está recubierta por una caja de protección, la superficie de acero se toma igual a la superficie interior de la capa de protección cuadrada.

Cuando se tiene la expresión $\frac{A_{pV}}{V}$ [m^{-1}], esta se refiere al factor de forma de elementos de acero protegido. En la **Tabla 9.2** se muestran estos factores, dependiendo del perímetro de acero con relación al área transversal de la sección.

En la **Tabla 9.1** se resumen los factores de forma de las secciones de acero no protegidas más utilizadas. Cabe anotar que este factor es netamente geométrico, sin importar si es protegido o no el elemento, se puede decir que este se incluye en los catálogos comerciales de estos productos.

Sketch	Description	Section factor A_p/V
	Contour encasement of uniform thickness	$\frac{\text{steel perimeter}}{\text{steel cross-section area}}$
	Hollow encasement of uniform thickness	$\frac{2(b + h)}{\text{steel cross-section area}}$
	Contour encasement of uniform thickness exposed to fire on three sides	$\frac{\text{steel perimeter} - b}{\text{steel cross-section area}}$
	Hollow encasement of uniform thickness exposed to fire on three sides	$\frac{2h + b}{\text{steel cross-section area}}$

¹ The clearance dimensions c_1 and c_2 should not normally exceed $h/4$.

Tabla 9.1: Factor de forma en secciones de acero protegidas
Fuente: DESIGNING STEEL STRUCTURES FOR FIRE SAFETY

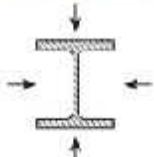
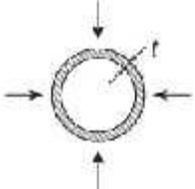
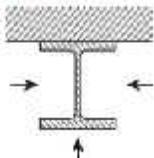
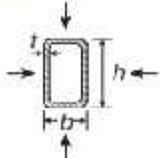
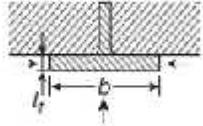
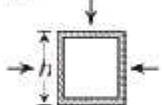
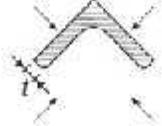
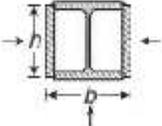
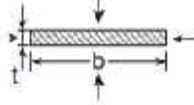
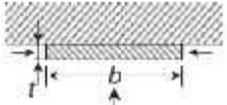
<p>Open section exposed to fire on all sides:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{perimeter}}{\text{cross-section area}}$ 	<p>Tube exposed to fire on all sides: $A_m/V = 1/t$</p> 
<p>Open section exposed to fire on three sides:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{surface exposed to fire}}{\text{cross-section area}}$ 	<p>Hollow section (or welded box section of uniform thickness) exposed to fire on all sides: If $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>I-section flange exposed to fire on three sides:</p> $A_m/V = (b + 2t)/(bt)$ <p>If $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t_f$</p> 	<p>Welded box section exposed to fire on all sides:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{cross-section area}}$ <p>If $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Angle exposed to fire on all sides:</p> $A_m/V = 2/t$ 	<p>I-section with box reinforcement, exposed to fire on all sides:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{cross-section area}}$ 
<p>Flat bar exposed to fire on all sides:</p> $A_m/V = 2(b - t)/(bt)$ <p>If $t \ll b$: $A_m/V \approx 2/t$</p> 	<p>Flat bar exposed to fire on three sides:</p> $A_m/V = (b + 2t)/(bt)$ <p>If $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 

Tabla 9.2: Factor de forma en secciones de acero no protegidas
Fuente: DESIGNING STEEL STRUCTURES FOR FIRE SAFETY

9.4.4.3. Calor específico (c_a)

Esta característica principalmente definida para los metales como en este caso el acero, sus unidades son $[J/(kg \cdot ^\circ K)]$ y se determina dependiendo de la temperatura del acero, entre $20^\circ C$ Y $600^\circ C$ (Ec.9.15):

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3$$

Para temperaturas entre $600^\circ C$ Y $735^\circ C$ (Ec.9.16):

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}$$

Para temperaturas entre $735^\circ C$ Y $900^\circ C$ (Ec.9.17):

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$$

Para temperaturas mayores a $900^\circ C$ (Ec.9.18):

$$c_a = 650$$

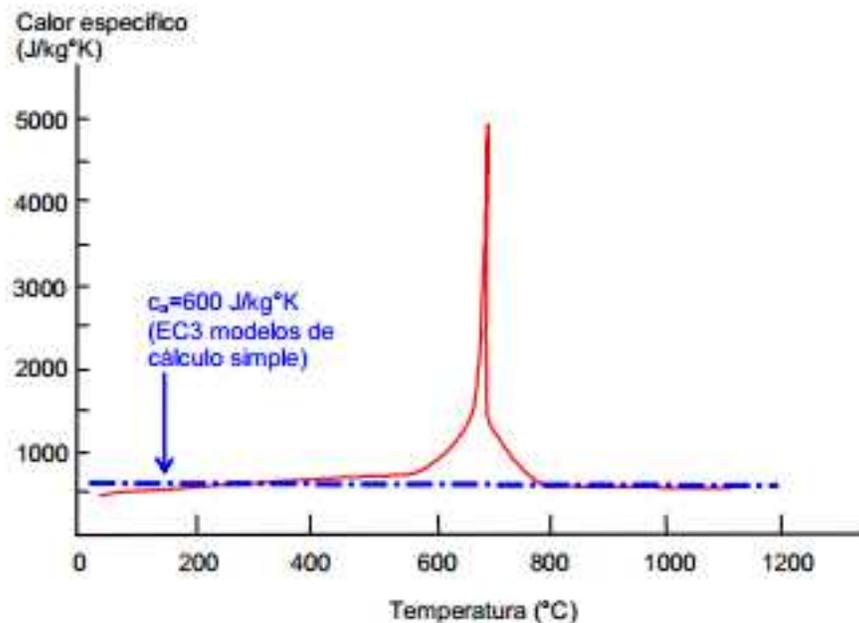


Figura 9.9 - Variación del calor específico del acero con la temperatura
Fuente: DESIGNING STEEL STRUCTURES FOR FIRE SAFETY

9.4.4.4. Coeficiente de sombra (ksh)

Es un factor de reducción que se utiliza para calcular temperaturas de secciones de acero no protegido expuesto a un fuego estándar. Para elementos de acero protegido este coeficiente no tiene mucha importancia por lo que se puede decir que equivale a 1. Este efecto es causado por el hecho de que ciertas partes de la sección debido a su localización se encuentra cubiertas de la fuente de calor; claro está que depende el tipo de perfil.

Cabe destacar que este efecto tiene importancia en los perfiles de sección abierta como por ejemplo los Tipo I, mientras que en los de sección cerrada como por ejemplo los perfiles tubulares este efecto no se manifestará.

Cálculo del efecto sombra (Ec.9.19):

Perfiles tipo I

$$k_{sh} = 0,9 \left[\frac{[A_m/V]_c}{[A_m/V]} \right]$$

Otro tipo de perfiles (Ec.9.20):

$$k_{sh} = \left[\frac{[A_m/V]_c}{[A_m/V]} \right]$$

En donde $[A_m/V]_c$ es el valor de la masividad que se define como una proporción existente entre la circunferencia imaginaria del perfil de acero y su superficie.

9.5. Cargas estáticas y dinámicas – Consideraciones en la respuesta mecánica

Se entiende como el conjunto de acciones mecánicas que sufre la edificación mientras está expuesta al fuego; mientras se incrementa la temperatura se espera que ocurra lo siguiente:

La edificación se dilatará y salvo en algunos casos se presentará una dilatación uniforme de la estructura, por lo tanto, la resistencia y la rigidez de los materiales de construcción disminuyen por lo cual se puede presentar deformaciones adicionales. Debido a la disminución de la resistencia y la rigidez puede ocurrir que la estructura no soporte las cargas de diseño, lo que implica que esta colapse.

Para determinar la respuesta mecánica de la estructura y más específicamente para las estructuras de acero en particular existen 3 métodos de diseño:

- Se considera por separado cada elemento estructural de la estructura completa, respetando las condiciones de contorno para elementos individuales.
- Se puede estudiar parte de la estructura completa simulando la interacción con el resto mediante la imposición de condiciones.
- Se analiza la estructura completa.

Cabe decir que la tercera opción es la más próxima a la realidad puesto que en ella se tiene en cuenta la interacción de todos los elementos y su comportamiento frente a la exposición al fuego. Además el Eurocódigo plantea 3 métodos para calcular la respuesta mecánica de la edificación:

- **Mediante el uso de tablas:** Se usa solamente para estructuras mixtas de acero y concreto.
- **Modelos de análisis simplificados:** Tales como el método de la temperatura crítica.
- **Modelos de análisis avanzados:** modelos numéricos avanzados que se basan en métodos de elementos finitos o aproximaciones finitas.

9.6. Variación de las propiedades mecánicas por temperatura

9.6.1. Reducción del límite elástico y módulo de Young para elementos de acero

Como ya se dijo anteriormente a medida que la temperatura aumenta las estructuras y los materiales que las conforman se debilitan; haciendo que las propiedades mecánicas se deterioren.

El límite elástico y módulo de elasticidad del acero mostrarán un descenso notable cuando la temperatura aumente.

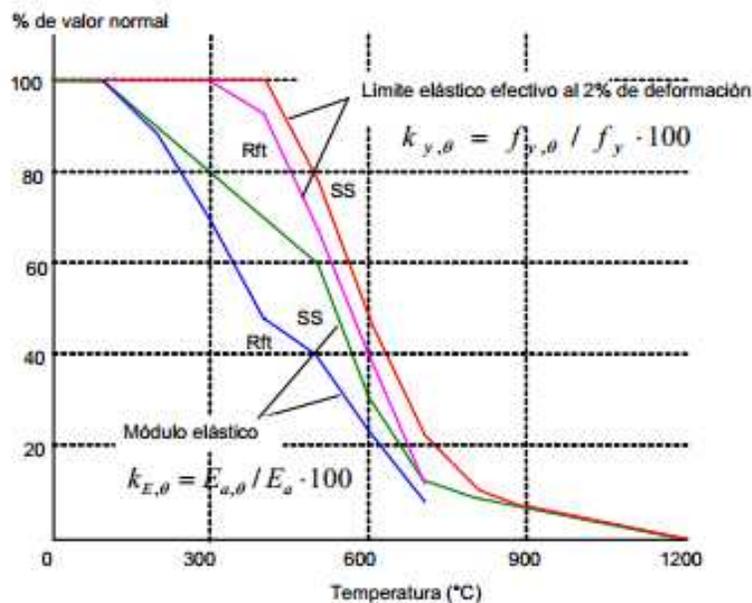


Figura 9.10 - Factores de reducción de resistencia para aceros estructurales a temperaturas elevadas.

Fuente: DESIGNING STEEL STRUCTURES FOR FIRE SAFETY

Los factores $k_{y,\theta}$ y $k_{E,\theta}$ son factores de reducción que representan la relación entre:

$$\frac{L t \quad \acute{o} n d f \quad a t e \quad \theta}{T \quad \acute{o} n d f \quad a t e \quad a}$$

y

$$\frac{M \acute{o} d \quad e \acute{a} s \quad a l i t e \quad \theta}{M \acute{o} d \quad e \acute{a} s \quad a l i t e \quad a}$$

Es interesante comentar que en el acero no se produce pérdida de límite elástico efectivo hasta los 400°C en que empieza a decrecer mediante una poligonal hasta los 1200°C.

9.6.2. Resistencia de compresión reducida para el concreto reforzado

El concreto también pierde propiedades resistentes al aumentar la temperatura, aunque contribuyen varios parámetros a la hora de definir las características más relevantes de un elemento cualquiera de concreto en una estructura.

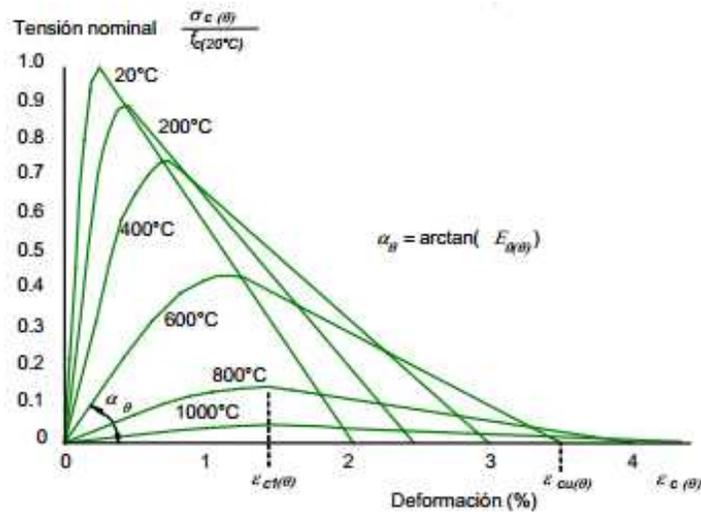


Figura 9.11 - Curvas tensión - deformación - temperatura, para concreto normal y ligero.
Fuente: DESIGNING STEEL STRUCTURES FOR FIRE SAFETY

El concreto tiene una conductividad térmica inferior a la del acero, por lo que es buen aislante para las armaduras o para las piezas embebidas. La resistencia al fuego de elementos de concreto armado se basa en la reducción de resistencia del armado, al aumentar su temperatura.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que, al calentarse la pieza, se ve afectada por una caída progresiva del concreto de la superficie expuesta (desconchado), donde la variación de temperatura es alta, lo que dejaría la armadura expuesta, a medida que el fuego progresa.

Su comportamiento a temperaturas elevadas depende principalmente del tipo de árido. Así, el árido silíceo (grava, granito) tiende a desprenderse más fácilmente que el árido calcáreo (caliza). También se observa que el concreto ligero posee mayores propiedades aislantes que el concreto normal. Las curvas tensión-deformación del concreto a diferentes temperaturas muestran una diferencia significativa en su forma con las del acero. Todas las curvas tienen una resistencia a compresión máxima.

Para concreto normales (densidad alrededor de 2500 kg/m³) solamente el rango más bajo de valores de resistencia, correspondiente al agregado tipo silíceo que se muestra en **Figura 9.12**. Estos valores también se usan para el concreto de agregado calcáreo, siendo inherentemente conservadores.

9.6.3. Dilatación térmica del acero y concreto reforzado

En los cálculos simples de diseño al fuego se desprecia la expansión térmica de los materiales, aunque para elementos estructurales que apoyan una losa de concreto en el ala superior la diferencia térmica, causada por el recubrimiento del ala superior y la función barrera del concreto, causan una deflexión térmica hacia el fuego. Cuando se usan modelos de cálculo avanzados es necesario reconocer que la expansión térmica de la estructura alrededor del recinto de fuego es resistida por la estructura fría exterior a la zona, causando un comportamiento muy distinto al de los elementos similares ensayados en horno, no restringidos. Por lo que es preciso apreciar el modo en que los coeficientes de expansión térmica del acero y del concreto varían entre sí con respecto a la temperatura. Estos se muestran en **Figura 9.13**; quizás el aspecto más significativo

es que los coeficientes de expansión térmica del acero y del concreto son de magnitudes similares en el rango de temperaturas de fuego.

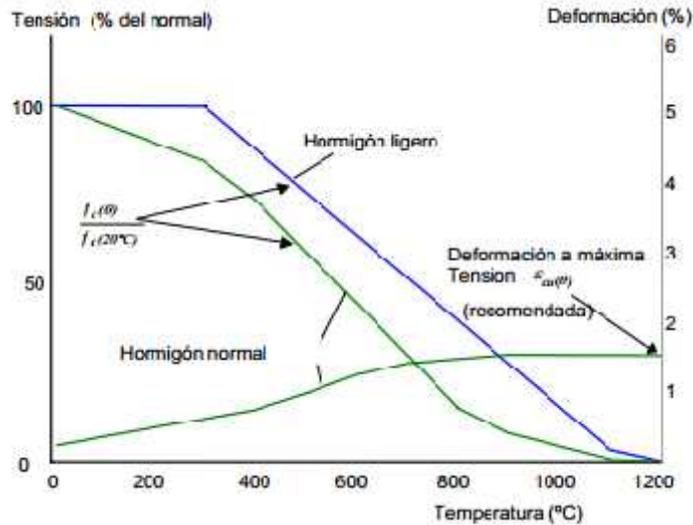


Figura 9.12 - Factores de reducción de resistencia para concreto Silíceo normal y ligero a temperaturas elevadas.
Fuente: DESIGNING STEEL STRUCTURES FOR FIRE SAFETY

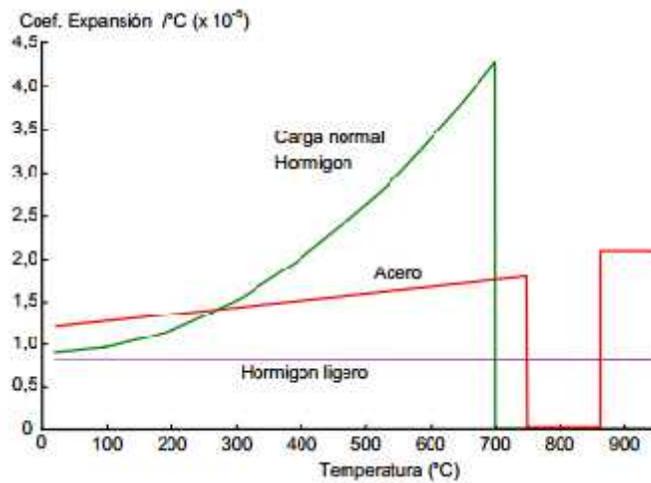


Figura 9.13 - Coeficientes de expansión térmica del acero y del concreto, con la temperatura.
Fuente: DESIGNING STEEL STRUCTURES FOR FIRE SAFETY

9.7. Parámetros especiales para el diseño estructural para condiciones de fuego en edificaciones.

9.7.1 Resistencia al fuego teórica de los principales materiales estructurales.

Como ya se mencionó, la resistencia al fuego es el período de tiempo en que un edificio o los componentes de este mantienen su función estructural o dan la posibilidad de confinar el fuego y se mide con base en el tiempo que resiste un material expuesto directamente al fuego, sin producir llamas, gases tóxicos ni deformaciones excesivas. Se considera también como la propiedad de los sistemas que les permite prevenir o retardar el paso excesivo del calor, gases calientes o llamas bajo condiciones de uso y seguir cumpliendo la función requerida.

En la normatividad colombiana dada en el título J.3.5 de las NSR10, trata la resistencia al fuego para edificaciones basada en la normatividad americana, donde una característica tradicional sobre de la protección contra incendios en estructuras, es especificar en el código de construcción las clasificaciones de resistencia al fuego para las clases de construcciones identificadas. Cada conjunto y cada elemento estructural son sometidos a su respectiva prueba normalizada de incendio NFPA 251 (Ref. 27, NFPA, 2003), para así establecer las clasificaciones de resistencia al fuego de manera individual.

En las últimas décadas, se han realizado varias investigaciones sobre el comportamiento estructural bajo condiciones de incendio. Iniciando con modelos computarizados de comportamiento de incendios, transferencia de calor y desempeño de estructuras a temperaturas elevadas. Estos estudios produjeron predicciones más realistas del comportamiento de las estructuras en incendios comparado con la posibilidad de elaboración de pruebas de incendio de los códigos y normas tradicionales del pasado.

El último adelanto sucedió en 1977 cuando la ASCE (American Society of Civil Engineers) y la SFPE (Society of Fire Protection Engineers) elaboraron una norma en conjunto que podía calcular la resistencia al fuego de elementos estructurales. La ASCE/SFPE 29, (*Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection*),

proporciona los métodos para calcular la clasificaciones de resistencia equivalente al fuego, con base a los resultados obtenidos por determinados métodos normalizados de pruebas de incendio (NFPA 251). Los métodos de cálculo en la ASCE/SFPE 29 son utilizados como alternativas basados en los resultados de pruebas de laboratorio. También hay que aclarar que los métodos solo aplican al acero estructural, concreto reforzado o sencillo, madera y troncos, mampostería de arcilla y mampostería de concreto, los cuales inclusive se encuentran limitados.

Estos métodos otorgan una ventaja económica y una mejor predicción respecto al sistema tradicional de prueba. Los métodos de cálculo pueden agruparse en (1) cálculo de resistencia el fuego obtenido también en la prueba de incendio y (2) cálculo del desempeño estructural o término en el compartimiento de incendio de un edificio real. Hay que ser muy cuidadosos con la categoría de una pared, ya que para un determinado tiempo la carga de kW liviana y un cambio en la ocupación debe volver a calcularse con la nueva ocupación.

Las normas de los códigos de construcción detallan la resistencia al fuego de acuerdo a la prueba normativa de incendio, por lo cual ha sido más productivo elaborar métodos para calcular la resistencia al fuego que se hubiera obtenido en la prueba normativa de incendio. Al final del capítulo se hace una breve descripción de los procedimientos para el cálculo del desempeño en incendios reales de edificios.

9.7.1.1 Resistencia al Fuego Equivalente del Acero Estructural

Han sido muchos los años que se han realizado dichas pruebas, otorgando una valiosa información y experiencia. Los procedimientos que se describen aquí reflejan el tipo de métodos que permitirán calcular la resistencia equivalente al fuego. Hay que notar que muchos de estos cálculos se obtienen de datos de pruebas. Por lo anterior hay que tener cuidado al aplicar estos métodos a materiales que no se mencionen en las pruebas ya realizadas.

La resistencia al fuego de las vigas estructurales y columnas de acero puede mejorarse siendo aislados. La ecuación 1 calcula la resistencia al fuego de vigas y columnas de

acero protegidas con aislamiento liviano. Se pueden proteger los elementos encofrando el declive o con una protección de contorno. Dicha ecuación es(Ec.9.21):

$$R = \left(C_1 \frac{M}{D} + C_2 \right) l$$

(1)

Donde

R = resistencia al fuego (minutos)

M = masa del elemento (lb/pies)

D = perímetro calentado (pulg.)

l = espesor de la protección (pulg.)

C₁, C₂ = constantes derivados empíricamente para las unidades de aislamiento

En unidades SI (Ec.9.22):

$$R = \left(0.672 C_1 \frac{M}{D} + 0.039 C_2 \right) l \quad (1m)$$

Donde:

R = resistencia al fuego (minutos)

M = masa del elemento (Kg/m)

D = perímetro calentado (mm)

l = espesor de la protección (mm)

C₁, C₂ = constantes empíricos, los mismos usados para las unidades acostumbradas en EEUU

Para materiales de aislamiento, como fibras minerales, vermiculados (ignífugos) y perlitas son densidades, r, en el rango de 32 a 80 Kg/m³ (20-50 lb/pie³), los factores C₁ y C₂ son(Ec.9.23):

$$C_1 = \frac{1200}{r}$$

$$C_2 = 30$$

Para materiales de aislamiento del mismo rango de densidades pero que contienen pastas de cemento o yeso, los factores C1 y C2 son(Ec.9.24):

$$C_1 = \frac{1200}{r}$$

$$C_2 = 72$$

Las columnas pesadas, sin protección se pueden presentar resistencia considerable al fuego. Las ecuaciones 2, 3, 2m y 3m se pueden usar para predecir la resistencia de columnas de acero sin protección(Ec.9.25).

$$R = 75,1 \left[\frac{M}{D} \right]^{0,7} \quad p \quad \frac{M}{D} < 171 \quad (2m)$$

$$R = 60,5 \left[\frac{M}{D} \right]^{0,7} \quad p \quad \frac{M}{D} > 171 \quad (3m)$$

Donde,

R = resistencia al fuego (minutos)

M = masa del elemento (kg/m)

D = perímetro calentado (mm).

9.7.1.2 Resistencia Equivalente al Fuego del Concreto Reforzado

Las propiedades térmicas y mecánicas varían en todos los materiales con la temperatura del material. Sabiendo que la transmisión de calor en el concreto es lenta, la variabilidad de las propiedades no es uniforme. Sin embargo, se han diseñado ecuaciones para predecir la resistencia de columnas de concreto expuestas al fuego. La resistencia depende del peso y el agregado, la dimensión mínima de la columna, el área de refuerzo y la longitud efectiva de la columna.

La longitud efectiva equivale a la misma multiplicada por un factor, el cual varía entre 0.65 a 2.1. Si no se tiene conocimiento exacto de aseguramiento, se puede usar un factor de 1.0. Cuando la columna está construida con agregados silíceos de peso normal, se usan las columnas 1 y 3 en la Tabla 9.4 y se aplica la ecuación (4). Si está construida con agregados ígneos de peso normal, se usan exclusivamente las columnas 1 y 3 en la Figura 9.14 y se debe usar la ecuación (Ec.9.26.5). Si la columna tiene agregado de sílices o carbonados de peso normal, se utiliza la columna 2 en la Figura 9.14, aplicando la ecuación (Ec.9.26.6). En caso de usar agregados livianos, se usa cualquier columna en la Figura 9.14, aplicándose la ecuación (Ec.9.26.7).

$$R = \frac{t}{3.2} - 1 \quad (\text{Ec.9.26.4})$$

$$R = \frac{t}{3.2} - 0.75 \quad (\text{Ec.9.26.5})$$

$$R = \frac{t}{4} - 1 \quad (\text{Ec.9.26.6})$$

$$R = \frac{t}{3} - 1 \quad (\text{Ec.9.26.7})$$

Donde:

R = resistencia al fuego (horas) t = dimensión mínima de la columna

f = factor que considere el sobre-diseño (ver en la Tabla 9.3)

En unidades SI (Ec.9.26)

$$R = \frac{t}{8.3} - 1 \quad (\text{Ec.9.26.4})$$

$$R = \frac{t}{8.3} - 0.75 \quad (\text{Ec.9.26.5})$$

$$R = \frac{t}{1.6} - 1 \quad (\text{Ec.9.26.6})$$

$$R = \frac{t}{7.2} - 1 \quad (\text{Ec.9.26.7})$$

Valores por f

Factor fuera de diseño	Longitud efectiva, kL ($kL_{max} = 12$ pies)	Longitud efectiva, kL 12 pies < kL < 24 pies	
		$\rho \leq 0,03$ $t \leq 12$ pulg. otros casos	Todos los
Columna	1	2	3
1,00	1,0	1,2	1,0
1,25	0,9	1,1	0,9
1,50	0,8	1,0	0,8

Para Unidades SI: 1 pulg.= 25,4 mm; 1pies= 0,305 m.

Tabla 9.3: Factores f

Fuente: Manual de Protección Contra incendios, NFPA 5a edición

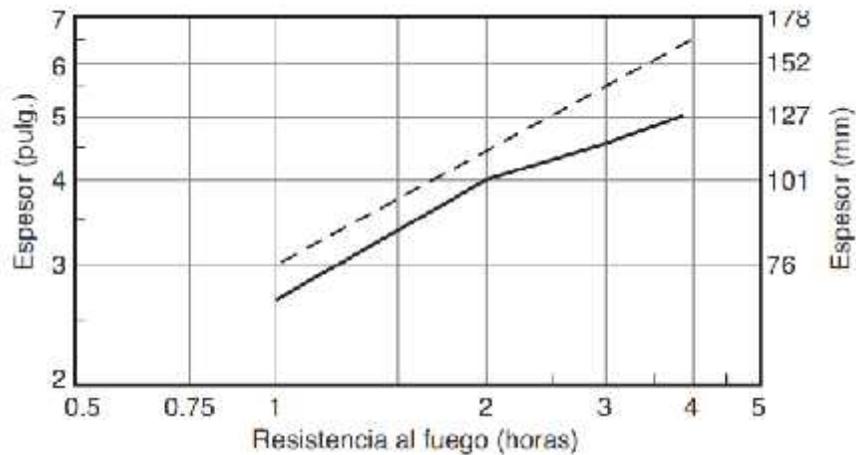


Figura 9.14. Clasificaciones de resistencia al fuego de pisos de concreto reforzado de varios espesores. La línea punteada representa pisos de concreto de agregados comunes la línea sólida representa concretos livianos.
Fuente: Manual de Protección Contra incendios, NFPA 5a edición

Donde,

R = resistencia (*endurance*) (horas).

t = dimensión mínima de la columna (mm).

f = factor que considere el sobrediseño (la Tabla 9.3 provee valores para f)

La ecuación (Ec.9.27) da la resistencia al fuego calculada para losas de concreto de peso normal:

$$R = 0.031p^{1.2} * L^{1.8}$$

Donde,

R = resistencia al fuego (horas)

p = densidad del concreto (lb/pie³)

L = espesor de la losa (pies)

La ecuación (Ec.9.27) da la resistencia al fuego calculada para losas de concreto de peso normal, en sistema SI:

$$R = 0.031p^{1.2} * L^{1.8}$$

Donde,

R = resistencia al fuego (min)

= densidad del concreto (kg/m³)

L = espesor de la losa (m)

9.7.1.3 Resistencia Equivalente al Fuego de la Madera

Cuando es necesario poner a prueba elementos de madera, deben quemarse. Durante la quema, una capa de carbón se forma, reduciendo así la resistencia aplicable de éstos elementos. La prolongación de tiempo que transcurre previo al límite de carga crítica de falla es la resistencia al fuego.

La resistencia de estos elementos se calcula determinando la carga de ruptura de la sección transversal sin carbonizar. Luego, para las columnas expuestas en su totalidad, úsese la ecuación (Ec.9.28); si nada más estuvo expuesta por tres de sus lados, úsese la ecuación (Ec.9.29):

$$t_c = \frac{(D-d)}{\beta} \quad (\text{Ec.9.28})$$

$$t_c = \frac{(D-d)}{2} \quad (\text{Ec.9.29})$$

Donde:

t_c = tiempo de resistencia al fuego (min)

D = profundidad original de la viga (pulg. [mm])

d = profundidad residual crítica de la viga (pulg. [mm])

\dot{d} = tasa de carbonización para la madera (pulg. [mm])

(Una tasa promedio de carbonización en la madera es 1/40 pulg. [0.6 mm] por minuto)

La profundidad residual crítica, d , puede obtenerse a partir de las Figuras 9.8 y 9.9.9

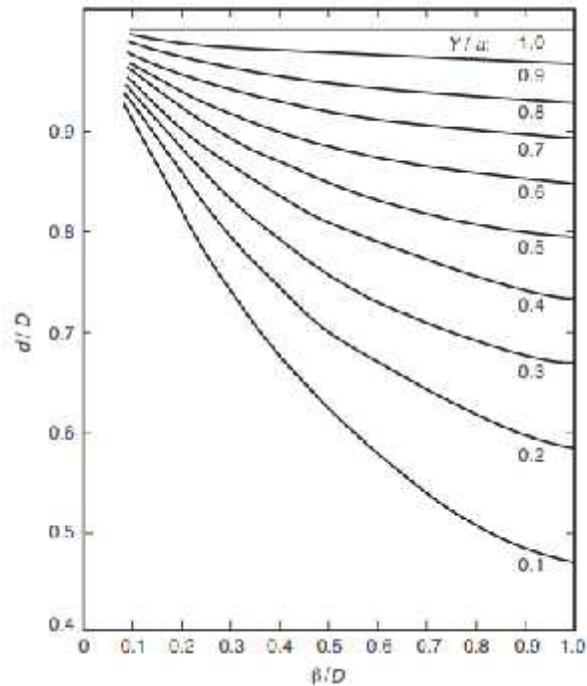


Figura 9.15. Altura crítica de corte transversal de vigas de madera sólida expuestas al fuego por tres lados.

Fuente: Manual de Protección Contra incendios, NFPA 5a edición

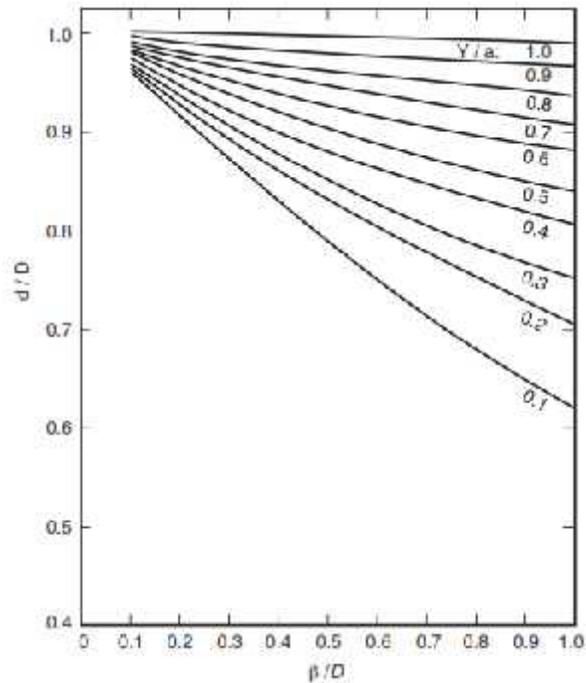


Figura 9.16. Altura crítica de vigas de madera sólida de corte transversal rectangular expuesto a fuego por cuatro lados

Fuente: Manual de Protección Contra incendios, NFPA 5a edición

9.8 Método del Tiempo equivalente de exposición al fuego

En el análisis estructural del diseño para condiciones de fuego, se establece un procedimiento alternativo de diseño dado por el evaluó del tiempo equivalente de exposición al fuego que puede usarse como una alternativa de la duración de incendio a soportar, tanto a efectos estructurales como en los diferentes compartimientos que se analicen.

Dado que el tiempo equivalente por definición es el tiempo que tarda un elemento determinado en alcanzar en la prueba normalizada de incendio el máximo calentamiento que experimentaría en un incendio real, por lo tanto se puede considerar como el tiempo de exposición en la curva normalizada tiempo-temperatura que se supone que tiene un efecto térmico igual al de un fuego real en el sector de incendio considerado.

El tiempo equivalente se obtiene teniendo en cuenta las características geométricas y térmicas del sector analizado y el valor de cálculo de la carga de fuego. En la NSR10, se define su utilización en su literal **J.3.5 'EVALUACIÓN DE LA PROVISIÓN DE**

RESISTENCIA CONTRA FUEGO EN ELEMENTOS DE EDIFICACIONES” y definida por:

“La resistencia de los elementos estructurales y de compartimentación de las edificaciones se expresa en unidades de tiempo en función del concepto de tiempo equivalente, o tiempo que tarda un elemento determinado en alcanzar, en una prueba normalizada de incendio, el máximo calentamiento que experimentaría en un incendio real. El tiempo equivalente de un elemento podrá determinarse experimental o analíticamente para el fuego normalizado estipulado en la norma NTC 1480 (ISO 834). Alternativamente se puede utilizar la norma NFPA 259 – Método de prueba normalizado para el potencial de calor de materiales de construcción. La determinación experimental se hará por medio de ensayos ajustados a la norma ASTM E119”.

Debido a que en Colombia no se cuenta con un horno de pruebas de resistencia al fuego (ver Figura 9.17), la calificación experimental de la resistencia al fuego de un elemento o sistema estructural se debe hacer en laboratorios localizados en Brasil o Chile, lo cual incrementa notablemente los costos del proceso. Por tal motivo dicha evaluación nos conduce al método analítico, el cual será explicado en sus elementos constitutivos y etapas, definidas en el “Documento Básico SI – Seguridad en caso de incendio” del Ministerio de Fomento del Gobierno de España. Este Documento Básico (DB) tiene por objeto establecer reglas y procedimientos que permiten cumplir las exigencias básicas de seguridad en caso de incendio.

En este método y dada su importancia en él, se define lo estipulado en las normas ISO-834 (Ref. 28, ISO,2002) y ASTM-E119 (Ref. 22, ASTM,2002).

9.8.1 Curva normalizada tiempo-temperatura ISO-834

La norma ISO834 es aceptada a nivel internacional desde hace varios años (data de principios de siglo XX, año 1903), como una curva convencional de elevación de temperatura en un horno de ensayo. Esta norma fue adoptada en 1918 por la ASTM (American Societyfor Testing Materials) y después retomada a continuación por las

numerosas normas de ensayos a nivel internacional, en especial en los Eurocódigos en la norma UNE EN1363:2000 (Ref. 8, Eurocódigo,2006), la cual representa un modelo de fuego totalmente desarrollado en un sector de incendio.

Esta curva se especificó en el literal **9.4.1.1** y es base para el cálculo de la resistencia al fuego por medio del método del tiempo equivalente.



Figura 9.17. Horno de prueba de resistencia al fuego
Fuente: WWW.fire-testing.com

9.8.2 Norma ASTM-E119

La Sociedad Americana de Pruebas y Materiales con sus siglas en inglés ASTM (American Society For Testing And Materials), es la asociación internacional que define estándares de características de los materiales para construcción. Asociada a su norma ASTM-E119 (Ref. 22, ASTM,2002), se define el método de prueba que evalúa en términos de tiempo de resistencia, la capacidad de un sistema de contener el fuego o de conservar su integridad estructural, o ambos, durante las condiciones de prueba impuestas por la norma.

Esta norma publicada desde 1918 y contemporánea de la ISO 834 (1903), no evalúa los materiales o productos individuales por sus características de resistencia al fuego, más sin embargo produce resultados que pueden utilizarse para evaluar la resistencia

al fuego en general de sistemas hechos de múltiples componentes (muros, columnas, losas, y sistemas de pisos y cielo rasos), en condiciones de laboratorio en hornos de pruebas de resistencia al fuego.

Debido a que los hornos de pruebas están sujetos a variaciones debido a las características individuales de construcción y diseño, ventilación, condiciones atmosféricas y tendencias térmicas generales, la norma ASTM-E119 no contiene detalles específicos para construcción de dichos hornos.

Los resultados de las pruebas E119 (que no pronostican con precisión el desempeño a futuro de los sistemas probados), comúnmente no son repetibles por completo de un laboratorio a otro, esto debido a las diferencias en los componentes de los sistemas y métodos de construcción que generan diferencias en las características del diseño y control de cada horno individual, así como otras variables con respecto al régimen de pruebas, pueden originar amplias variaciones en los resultados de la prueba ASTM E119.

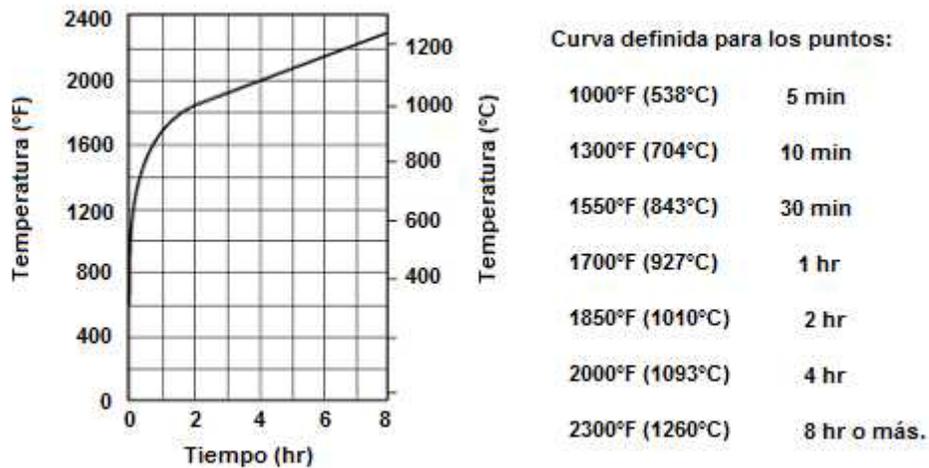
Las pruebas basadas en la norma ASTM-E119, son para un caso de fuego instantáneo e individual de un sólo sistema analizado en un momento dado, que incluye la medición del desempeño de un sistema específico, compuesto de materiales específicos, construido en un horno para pruebas específico, en un día específico.

El método de prueba de la ASTM-E119 no incorpora todas las dinámicas esenciales para el análisis de riesgo de incendio o evaluación de riesgo de incendio de los sistemas en condiciones reales de una situación de incendio, por lo tanto, los resultados de una prueba de ASTM-E119, deben considerarse como un componente entre una variedad de factores utilizados para evaluar el potencial de un sistema para desempeñarse como parte de una estructura.

El método de prueba contenido en la norma ASTM-E119 no debe considerarse como representativa de todas las condiciones de incendio, dado que la exposición al fuego varía con cambios en una amplia variedad de factores, incluyendo la cantidad,

naturaleza y distribución del combustible disponible; la ventilación; y el tamaño, configuración y otras características del compartimento, etc.

Las clasificaciones del tiempo de resistencia al fuego creadas mediante el uso del método de prueba ASTM-E119 reflejan una medida relativa del desempeño comparativo de un sistema en condiciones específicas de prueba de fuego y definidas según control de temperatura y tiempo en el horno de pruebas, como se ve en la Figura 9.18.



**Figura 9.18. Curva Tiempo vs Temperatura
Control del fuego en horno de prueba de resistencia según ASTM E119
Fuente: Norma ASTM E119-00a**

Los resultados de la prueba ASTM-E119 no deben interpretarse como que han determinado el desempeño de un sistema en condiciones diferentes.

Las clasificaciones numéricas del tiempo de resistencia al fuego creadas por las pruebas ASTM-E119 pueden considerarse como parámetro para propósitos de comparación. Entre más alta sea la clasificación numérica (por ejemplo, uno, dos, tres

o cuatro horas), mayor es la duración de la resistencia comparativa del ensamble/sistema. Las clasificaciones por hora de resistencia al fuego contenidas en los códigos de construcciones comerciales y residenciales que hacen referencia a una prueba ASTM-E119 no implican que un sistema específico permanecerá intacto durante el tiempo estipulado de la clasificación por hora en una situación de incendio real. Las clasificaciones del tiempo de resistencia al fuego se basan en resultados de pruebas realizadas en sistemas creados con materiales específicos y construidos en forma específica; por lo tanto, las variaciones en las condiciones de prueba o en las especificaciones de construcción (incluyendo, sin limitaciones, el tipo y tamaño de materiales y el método de construcción) afectarán los resultados de las pruebas de fuego.

Los códigos de construcción internacionales, así como las NSR10 hacen referencia al método de prueba de la norma ASTM-E119, dado que al tomar como referencia los mismos métodos de prueba de los códigos de construcción facilita las descripciones y comparaciones de clasificación del tiempo de resistencia al fuego de sistemas que han sido evaluados de manera objetiva.

9.8.3 Cálculo analítico del tiempo equivalente de exposición al fuego

En el cálculo del tiempo equivalente destacando los dos materiales principales en la construcción de sistemas estructurales, para elementos de concreto reforzado o acero puede tomarse como valor de cálculo del tiempo equivalente, en minutos así (Ec.9.30):

$$t_{e,d} = k_b * w_f * k_c * q_{f,a}$$

Donde:

K_b coeficiente de conversión en función de las propiedades térmicas de la envolvente del sector. Cuando no se realice una evaluación detallada de las propiedades térmicas de la envolvente, el factor de conversión k_b puede tomarse (Ec.9.31),

$$k_b = 0.07 \left[\text{min} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{M}} \right] \quad \text{para} \quad q_{f,d} \left[\frac{\text{M}}{\text{m}^2} \right]$$

En otro caso k_b puede ser función de las propiedades térmicas de la envolvente dadas por la densidad (ρ), el calor específico (c) y la conductividad térmica (λ) así (Ec.9.32),

$$b = \sqrt{\rho c \lambda}$$

$b = \sqrt{\rho c \lambda}$ [J/m ² s ^{1/2} K]	k_b [min · m ² /MJ]
$b > 2\,500$	0,04
$720 \leq b \leq 2\,500$	0,055
$b < 720$	0,07

Tabla 9.4 Factor de conversión k_b
Función de las propiedades térmicas de la envolvente
Fuente: Norma UNE-EN 1991-1-2:2004

w_f coeficiente de ventilación en función de la forma y tamaño del sector.

El coeficiente de ventilación w_f se calcula como (Ec.9.33)

$$w_f = \left(\frac{6}{H} \right)^{0.3} * \left[0.62 + \frac{90(0.4 - a_v)^4}{(1 + b_v * a_n)} \right] \geq 0.5$$

Donde:

$v = A_v / A_f$ relación entre la superficie de las aberturas en fachada y la superficie

del piso del sector, con los límites $0,025 < v < 0,25$

$h = A_h / A_f$ relación entre la superficie de las aberturas en el techo, A_h , y la superficie construida del suelo del sector

$$b_v = 12,5 (1 + 10 v - v^2) - 10$$

H altura del sector de incendio [m]

Para sectores pequeños ($A_f < 100 \text{ m}^2$), sin aberturas en el techo, el coeficiente w_f se puede calcular aproximadamente como (Ec.9.34):

$$w_f = \frac{A_f / A_t}{\sqrt{O}} \quad p \quad O = A_v * \sqrt{h} / A_t$$

Donde:

O Coeficiente de aberturas con los límites $0,02 \leq O \leq 0,20 \text{ [m}^{1/2}\text{]}$;

A_t Superficie total de la envolvente del sector (paredes, suelo y techo), incluyendo aberturas [m^2]

h Altura promedio de los huecos verticales, [m]

Como aberturas en fachada o en techo se deben considerar los huecos, lucarnas, ventanas (practicables o no) superficies acristaladas y en general toda zona susceptible de facilitar la entrada de aire a la zona en la que se desarrolle el incendio.

De forma simplificada, para casos de sectores de una sola planta con aberturas únicamente en fachada, el coeficiente de ventilación w en función de la altura de la planta y de la superficie de dichas aberturas respecto de la superficie en planta del sector, puede tomarse como se define en la Tabla 9.5:

Coeficiente de ventilación w					
Altura de planta (m)	Superficie relativa de huecos en fachada				
	0,05	0,10	0,15	0,20	≥ 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 9.5 Coeficiente de ventilación w
Fuente: Norma UNE-EN 1991-1-2:2004

k_c Coeficiente de corrección según el material estructural se toman de la Tabla 9.6

Valores de k _c según el material estructural	
Material de la sección transversal	k _c
Hormigón armado	1,0
Acero protegido	1,0
Acero sin proteger	13,7 · 0

Tabla 9.6 Coeficiente Kc según el material estructural
Fuente: Norma UNE-EN 1991-1-2:2004

q_d Valor de cálculo de la densidad de carga de fuego

El valor de cálculo de la densidad de carga de fuego se determina en función del valor característico de la carga de fuego del sector, así como de la probabilidad de activación y de las previsibles consecuencias del incendio, como(Ec.9.35):

$$q_{f,d} = q_{f,k} * m * \delta_{q1} * \delta_{q2} * \delta_{rl} * \delta_c$$

Donde:

q_{f,k} valor característico de la densidad de carga de fuego.

Las densidades de carga de fuego deberían clasificarse según la actividad, estar referidas a la superficie del suelo y utilizarse como densidades de carga de fuego características q_{f,k} [MJ/m²], dados en la Tabla 9.7.

Densidades de carga de fuego q_{f,k} [MJ/m²] para diferentes actividades

Actividad	Media	Fracil 80%
Vivienda	780	948
Hospital (habitación)	230	280
Hotel (habitación)	310	377
Biblioteca	1 500	1 824
Oficina	420	511
Aula de escuela	285	347
Centro comercial	600	730
Teatro (cine)	300	365
Transporte (espacio público)	100	122

NOTA — Para el fractil 80% se supone aplicada la ley de Gamma.

Tabla 9.7 Densidades de carga de fuego q_{f,k} según la actividad
Fuente: Norma UNE-EN 1991-1-2:2004

Donde:

m 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.

q₁ Coeficiente que tiene en cuenta el riesgo de iniciación debido al tamaño del sector,

q2 Coeficiente que tiene en cuenta el riesgo de iniciación debido al tipo de uso o actividad.

Coeficientes δ_{q1} , δ_{q2}

Superficie de suelo del sector A_T [m ²]	Riesgo de inicio del incendio δ_{q1}	Riesgo de inicio del incendio δ_{q2}	Ejemplos de tipos de actividad
25	1,10	0,78	galería de arte, museo, piscina
250	1,50	1,00	oficina, residencia, hotel, industria papelera
2 500	1,90	1,22	fábrica de maquinaria y de motores
5 000	2,00	1,44	laboratorio químico, taller de pintura
10 000	2,13	1,66	fábrica de fuegos artificiales o de pinturas

Tabla 9.8 Coeficientes $q1$ y $q2$
Fuente: Norma UNE-EN 1991-1-2:2004

n Coeficiente que tiene en cuenta las diferentes medidas activas de lucha contra incendios i (rociadores, detección, transmisión automática de alarma, equipo de bomberos, ...). Estas medidas activas son generalmente implantadas por razones de protección de las personas.

Para las medidas habituales de lucha contra incendios, que deberían estar siempre presentes, tales como vías seguras de acceso, equipo de lucha contra incendios y sistema de extracción de humos en cajas de escalera, los valores n_i de la Tabla 9.8 deberían considerarse iguales a 1,0.

Sin embargo, si dichas medidas no han sido previstas, el correspondiente valor de n_i debería considerarse igual a 1,5.

c Coeficiente de corrección según las consecuencias del incendio.

Coeficientes $\delta_{n,i}$

$\delta_{n,i}$ Función de las medidas activas de lucha contra incendios												
Extinción automática			Detección automática			Extinción manual						
Sistema automático de extinción por agua	Fuentes independientes de suministro de agua			Detección y alarma automática		Transmisión automática de la alarma a los bomberos	Equipos propios de bomberos	Bomberos ajenos	Vías seguras de acceso	Equipo de lucha contra incendios	Sistema de control de humos	
	0	1	2	de calor	de humo							$\delta_{n,3}$
$\delta_{n,1}$	$\delta_{n,2}$			$\delta_{n,3}$	$\delta_{n,4}$	$\delta_{n,5}$	$\delta_{n,6}$	$\delta_{n,7}$	$\delta_{n,8}$	$\delta_{n,9}$	$\delta_{n,10}$	
0,61	1,0	0,87	0,7	0,87 ó 0,73		0,87	0,61 ó 0,78		0,9 ó 1 ó 1,5	1,0 ó 1,5	1,0 ó 1,5	

Tabla 9.9 Coeficientes $\delta_{n,i}$
Fuente: Norma UNE-EN 1991-1-2:2004

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

Tabla 9.10 Coeficientes δ_c según la altura de evacuación del edificio
Fuente: Norma UNE-EN 1991-1-2:2004

El valor característico de la densidad de carga de fuego, $q_{f,k}$, se obtiene sumando el valor característico de la densidad de carga de fuego permanente, estimado por su valor promedio o esperado, y el valor característico de la densidad de 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 revestimientos y otros elementos combustibles permanentes incluidos en proyecto. Puede obtenerse a partir de los valores específicos aportados el fabricante de cada producto o, en su defecto, a partir de tablas de valores para materiales genéricos.

La densidad de carga de fuego variable puede evaluarse elemento a elemento, según se indica en la norma UNE EN 1991-1-2: 2006 (Ref. 8, Eurocódigos, 2006), pudiendo en este caso tener en cuenta las cargas protegidas, o bien obtenerse en la Tabla 9.11, para zonas que no presenten acumulaciones de carga de fuego mayores que las propias del uso previsto, como es el caso de zonas de almacenamiento, archivos intensivos de documentación, depósitos de libros, etc.

Valores de densidad de carga de fuego variable	
característica según el uso previsto	Valor característico [MJ/m²]
<i>Comercial</i>	730
<i>Residencial Vivienda</i>	650
<i>Hospitalario / Residencial Público</i>	280
<i>Administrativo</i>	520
<i>Docente</i>	350
<i>Pública Concurrencia (teatros, cines)</i>	365
<i>Aparcamiento</i>	280

Tabla 9.11 Densidades de carga de fuego q_f, k según la actividad
Fuente: Norma UNE-EN 1991-1-2:2006

10. EJEMPLOS DE APLICACIÓN Y CÁLCULOS MATEMÁTICOS SEGÚN LOS EUROCODIGOS

Para un mejor entendimiento de los conceptos explicados en capítulos anteriores se realizarán ejemplos explicativos bajo las dos metodologías que pueden ser aplicadas bajo la normatividad plasmada en las NSR10 en sus títulos F y J, y plasmadas en los Eurocódigos, así como los procedimientos dados en las normas Norte Americanas. Los siguientes ejemplos están basados en las ayudas educativas dadas por la firma “Access Steel, Eurocodes Made Easy” y revisados por el ingeniero español Albert Jiménez de la firma “Builtsoft”, colaboradores de este trabajo de grado.

La simbología a utilizar en los ejemplos a desarrollar será la siguiente:

Letra	Descripción	Dimensión
	Coeficiente de la longitud de pandeo de los soportes dado un caso de incendio	
	Parámetro adimensional solo para inestabilidad local y global	
	Inercia térmica relativa del material aislante	
M	Coeficiente parcial de material a una temperatura ambiente = 1	
M,fi	Coeficiente parcial del material en caso de incendio = 1	
	Coeficiente corrector en la distribución no uniforme de temperatura	
1	Coeficiente corrector del gradiente de temperatura en la sección	
2	Coeficiente corrector del gradiente de temperatura por toda la longitud de la longitud del elemento	
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa a temperatura ambiente	
fi,0	Esbeltez relativa dado que ocurra un incendio en t=0	
P	Es la conductividad térmica del material que está protegiendo (Tabla 11.4)	$\left[\frac{W}{m \cdot K} \right]$
μ_0	Es el grado de uso	
μ_{pl}	Es el grado de uso plástico	

a	Correspondiente a la densidad del acero= 7850	$\left[\frac{K}{m^3} \right]$
p	Es la densidad del material de protección (Tabla 11.4)	$\left[\frac{K}{m^3} \right]$
cr	Temperatura crítica	[°C]
2,i	Es el coeficiente de minoración de una sobrecarga casi-permanente i	
A	Área superficial del acero expuesto al fuego	$[m^2]$
A _a	Área de la sección transversal del perfil del acero	$[m^2]$
E _{fi,d}	Efecto de cálculo de las acciones durante un incendio	
G _{k,i}	Valor representativo de las cargas permanentes i	
L _{cr}	Es la longitud de pandeo bajo temperaturas ambiente	[m]
M _{fi,Ed}	Resultante del Momento flector solicitante bajo efectos de incendio	$[K \cdot m]$
M _{fi,Rd}	Equivalencia del momento resistente en un incendio	$[K \cdot m]$
P	Factor de sección	$[m^{-1}]$
P _{mod}	Factor de sección adaptado a un perfil bajo protección	$\left[\frac{W}{m^3 \cdot K} \right]$
Q _{k,i}	Valor representativo de cargas variables i	
R _d	Resultado de la resistencia en temperatura ambiente	
R _{fi,d,0}	Resultado de la resistencia en t=0 durante un incendio	
V	Volumen del perfil del acero a usar	$[m^3]$
b	Ancho del perfil	[m]
c	Altura del alma dada la clasificación de su sección respectiva	[m]
c _a	Calor específico del acero (aprox. 600)	$\left[\frac{J}{K \cdot K} \right]$
c _p	Calor específico del material protector (Tabla 11.4)	$\left[\frac{J}{K \cdot K} \right]$
d	Diámetro del tubo	[m]
d _p	Espesor seco del material protegido	[m]
f _y	Limite elástico del acero bajo temperaturas ambiente	$\left[\frac{N}{mm^2} \right]$
h	Altura del perfil	[m]
i	Radio de giro (sobre el eje principal o el eje débil)	[m]

k_E ,	Coeficiente de minoración durante un incendio del módulo de deformación	
k_p ,	Coeficiente de minoración durante un incendio del límite de proporcionalidad	
k_y ,	Coeficiente de minoración durante un incendio del límite elástico	
l_{fi}	Longitud de pandeo dado un incendio	[m]
n	Cantidad de plantas solicitadas por el soporte	
$q_{fi,Ed}$	Sobrecarga lineal repartida uniformemente dado un incendio	$\left[\frac{K}{m} \right]$
t	Tiempo ocurrido desde el inicio del incendio	[m]
t	Espesor de la pared para clasificación de la respectiva sección	[m]

10.1 Ejemplos de diseño bajo los Eurocódigos.

10.1.1 Ejemplo No.1

DISEÑO POR FUEGO DE UNA SECCIÓN HEB DE COLUMNA EXPUESTA A LA CURVA DE FUEGO PARAMÉTRICA

Una columna hecha de sección laminada en caliente HEB soporta dos pisos y es protegido contra el fuego mediante una pasarela de yeso. Requieren que la columna alcance resistencia de fuego de 60 minutos.

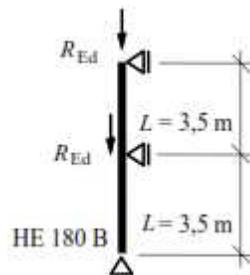


Ilustración 10.1: Sistema Estático

Datos básicos:

Propiedades de los materiales:

- Grado del acero: S 355 según Eurocódigos
- Esfuerzo de fluencia: $f_y = 355 \text{ N/m}^2$
- Densidad: $\rho_a = 7850 \text{ k/m}^3$

Cargas:

La Reacción de Cargas en cada piso nivel debido a acciones permanentes:

$$R_{G,K} = 185 \text{ k}$$

La Reacción de Cargas en cada piso nivel debido a acciones variables:

$$R_{Q,K} = 175 \text{ k}$$

Factores parciales de seguridad:

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

Propiedades del material de protección contra el fuego:

Tablero de Yeso:

- Espesor total: $d_p = 12 \text{ m}$
- Densidad: $\rho_a = 800 \text{ k/m}^3$
- Calor específico: $c_p = 1700 \text{ J} \text{ }^{-1}\text{K}^{-1}$
- Conductividad Térmica: $\lambda_p = 0,20 \text{ W} \text{ }^{-1}\text{K}^{-1}$

Acciones mecánicas a temperatura normal:

El valor de diseño de la carga en la parte inferior de la columna es:

$$N_E = 2R_E = (R_{G,K} * \gamma_G + R_{Q,K} * \gamma_Q) = 2 * (185 * 1,35 + 175 * 1,5) = 1024,5 \text{ k}$$

Diseño a temperatura normal:

La sección HE 180 B es diseñada para resistir la carga aplicada; esta es clasificada como sección clase 1.

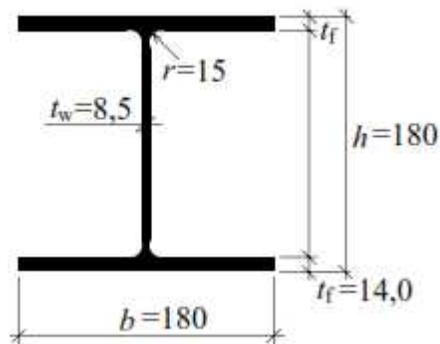


Ilustración 10.2 - Corte transversal

La longitud de pandeo de la columna es igual a:

$$L_{c,y} = L_{c,z} = 3,5m$$

La compresión perpendicular al eje de altura (z) es crítico.

La fuerza elástica crítica para el diseño normal es:

$$N_c = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{c,z}^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 1363 \times 10^4}{3500^2} = 2306 \text{ k}$$

La esbeltez adimensional a temperatura normal es:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_y}{N_c}} = \sqrt{\frac{6530 * 355}{2306 * 10^3}} = 1,003$$

El factor de reducción para lo que se tuerce en secciones I laminadas en caliente con una relación $h/b < 1,2$ es evaluada en la curva c (el factor de imperfección = 0,49).

$$\phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,5 * (1 + 0,49 * (1,003 - 0,2) + 1,003^2) = 1,200$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,200 + \sqrt{1,200^2 - 1,003^2}} = 0,538$$

La sección es chequeada en el estado último límite.

$$N_{d,R} = \chi_z * \frac{A_y}{\gamma_{M1}} = 0,538 * \frac{6525 * 355}{1,0} = 1246,2 \text{ kN} > 1024,5 \text{ k} = N_E$$

La sección cumple a temperatura normal.

Diseño en situación de fuego:

Acciones mecánicas para una situación de diseño por fuego

Usando la regla de simplificación EN 1991-2, acciones en situación de fuego pueden ser determinadas a partir de acciones en el diseño normal.

La situación accidental es usada para la combinación de acciones mecánicas durante la exposición al fuego, donde el factor es tomado como $\psi_{z,1} = 0,3$ para edificios de oficinas. El factor de reducción para la carga del nivel es igual a:

$$\eta_f = \frac{G_R + \psi * Q_R}{G_R * \gamma_G + Q_R \gamma_Q} = \frac{185 + 0,3 * 175}{185 * 1,35 + 175 * 1,5} = 0,464$$

$$N_{f,E} = \eta_f * N_E = 0,464 * 1024,5 = 475,0 \text{ k}$$

Evaluación de la temperatura del gas:

La temperatura del gas es calculada con la curva paramétrica temperatura – tiempo. Los parámetros de la curva en este ejemplo fueron calculados como:

- $\Gamma = 1,372$
- $t_m = 33,6 \text{ m}$ (0,56 horas)
- $x = 1$

El tiempo modificado t^* (en horas) es usado en la curva paramétrica.

$$t^* = t * \Gamma = 1,372 * t$$

La temperatura máxima del gas es alcanzada en el tiempo t_m^*

$$t_m^* = t_m * \Gamma = 0,56 * 1,372 = 0,768 \text{ horas.}$$

La parte de calentamiento de la curva de temperatura es dada por:

$$\theta_{y,t} = 20 + 1325 * (1 - 0,324 * e^{-0,2t^*} - 0,204 * e^{-1,7t^*} - 0,472 * e^{-1 t^*})$$

La temperatura máxima del gas alcanzada en el compartimento de fuego es

$$\theta_m = 20 + 1325 * (1 - 0,324 * e^{-0,2*0,7} - 0,204 * e^{-1,7*0,7} - 0,472 * e^{-1 * 0,7})$$

$$\theta_m = 904^\circ\text{C}$$

Cuando $0,5 < t_m^* < 2$ la curva en la fase que se enfría está dada por:

$$\theta_{y,t} = \theta_m - 250 * (3 - t_m^*) * (t^* - t_m^* * x)$$

$$\theta_{y,t} = 904 - 250 * (3 - 0,768) * (t^* - 0,768 * 1) = 1332,5 - 558 * t^*$$

Evaluación de la temperatura de la columna

El factor de sección $\frac{A_F}{V}$, que se refiere al factor de forma de elementos de acero protegido, es calculado como sigue:

$$\frac{A_F}{V} = \frac{2 * b + 2 * h}{A} = \frac{2 * 180 + 2 * 180}{6525} = 0,110m^{-1} = 110m^{-1}$$

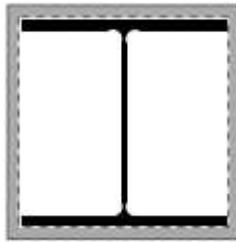


Ilustración 10.3: Evaluación del factor de forma A_F/V

El incremento de la temperatura en la sección de acero es calculado paso por paso utilizando el siguiente procedimiento:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_F * A_F/V}{d_F * c_a * \rho_a} * \frac{\theta_{g,t} - \theta_{a,t}}{1 + \frac{\phi}{3}} \Delta t - \left(e^{\frac{\phi}{3}} - 1 \right) * \Delta\theta_{g,t} \quad p \quad \Delta\theta_{a,t} \geq 0$$

Donde:

$$\phi = \frac{c_F * \rho_F}{c_a * \rho_a} * d_F * \frac{A_F}{V}$$

Intervalo de tiempo $\Delta t = 30 \text{ s}$, es usado en el cálculo de la temperatura.

La temperatura máxima del acero alcanzada durante este diseño por fuego ocurre después de 77 minutos.

$$\Delta\theta_{a,m} = 427^\circ\text{C}$$

min	sec	t' hour	θ_0 °C	c_a J/kg°C	ϕ	$\Delta\theta_{a,t}$ °C	$\theta_{a,t}$ °C
	0	0	148,3	440			20,0
	30	0,01143	252,6	440	0,867	0,0	20,0
1	00	0,02287	337,7	440	0,867	0,0	20,0
1	30	0,03430	407,2	440	0,867	0,0	20,0
2	00	0,04573	464,2	440	0,867	0,0	20,0
2	30	0,05717	511,1	440	0,867	0,0	20,0
3	00	0,06860	549,9	440	0,867	0,0	20,0
3	30	0,08003	582,1	440	0,867	0,0	20,0
4	00	0,09147	609,0	440	0,867	0,4	20,4
4	30	0,10290	631,6	440	0,866	1,3	21,7
5	00	0,11433	650,8	441	0,864	1,9	23,6
5	30	0,12577	667,1	442	0,862	2,5	26,0
6	00	0,13720	681,2	444	0,858	2,9	28,9
74	00	1,69213	388,2	619	0,616	0,2	426,0
74	30	1,70357	381,8	619	0,616	0,2	426,2
75	00	1,71500	375,5	619	0,616	0,2	426,4
75	30	1,72643	369,1	619	0,615	0,1	426,5
76	00	1,73787	362,7	619	0,615	0,1	426,6
76	30	1,7493	356,3	619	0,615	0,0	426,6
77	00	1,76073	349,9	619	0,615	0,0	426,6
77	30	1,77217	343,6	619	0,615	0,0	426,6
78	00	1,78360	337,2	619	0,615	-0,1	426,5
78	30	1,79503	330,8	619	0,615	-0,1	426,4
79	00	1,80647	324,4	619	0,615	-0,1	426,3
79	30	1,81790	318,1	619	0,615	-0,2	426,1
80	00	1,82933	311,7	619	0,616	-0,2	425,9
88	00	2,01227	209,6	615	0,619	-0,7	417,9
88	30	2,02370	203,2	615	0,620	-0,8	417,1
89	00	2,03513	169,6	614	0,620	-0,8	416,3
89	30	2,04657	190,5	614	0,621	-0,8	415,5
90	00	2,05800	184,1	614	0,621	-0,9	414,6
90	30	2,06943	177,7	613	0,622	-0,9	413,7

Tabla 10.1: Cálculo de la temperatura del acero

Fuente: Eurocódigo 3

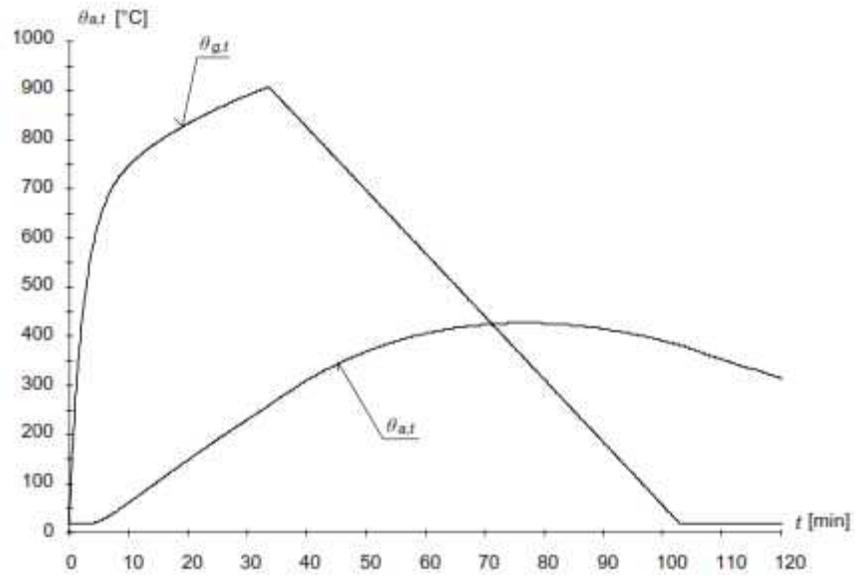


Figura 10.1: Curvas tiempo - temperatura del acero y del gas
Fuente: Eurocódigo 3

Verificación en el dominio de resistencia

Clasificación de la sección a temperatura elevada:

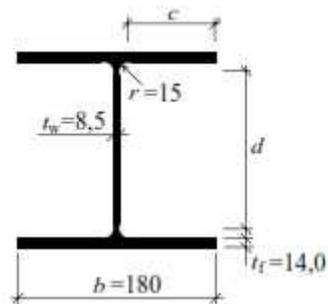


Ilustración 10.4: Clasificación de la sección transversal

La esbeltez de la aleta en compresión es:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{70,75}{14,0} = 5,05$$

El límite para secciones clase 1 es 9 . Para el caso de diseño por fuego se toma como 0,85 del usado para el diseño normal. Este límite para un acero S355 es:

$$9 * 0,85 * 0,814 = 6,22$$

El límite no es excedido, por tanto, la aleta es clase 1.

La esbeltez del alma en compresión es:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{122,0}{8,5} = 14,35$$

El límite para la clase 1 es 33 . En el caso del diseño por fuego se toma como 0,85 del usado en el diseño normal. Este límite es:

$$33 * 0,85 * 0,814 = 22,8$$

El límite no es excedido, por tanto, el alma es clase 1.

La sección a elevada temperatura es clase 1.

Los factores de reducción para la temperatura $\theta_{a,m} = 427^\circ\text{C}$ son:

$$k_{y,\theta} = 0,941 \quad k_{E,\theta} = 0,673$$

Como condición de que estos factores reduzcan la resistencia al fuego de la losa de concreto que separa los pisos y no sea menor que la resistencia al fuego de la columna, la longitud de pandeo está dada por:

$$L_{e,y,f} = L_{e,z,f} = 0,7 * L = 0,7 * 3,5 = 2,45 \text{ m}$$

La carga por compresión crítica a temperatura normal es dada por:

$$N_c = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{e,z}^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 1363 \times 10^4}{2450^2} = 4706 \text{ k}$$

La esbeltez adimensional a temperatura normal está dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_c}} = \sqrt{\frac{6530 * 355}{4706,3 \times 10^3}} = 0,702$$

El factor α es igual a:

$$\alpha = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,53$$

Y el factor de reducción para la torsión es:

$$\phi_{z,\theta} = 0,5 * (1 + \alpha * \bar{\lambda}_{z,\theta} + \bar{\lambda}_{z,\theta}^2) = 0,5 * (1 + 0,53 * 0,830 + 0,830^2) = 1,064$$

$$\chi_{z,f} = \frac{1}{\phi_{z,\theta} + \sqrt{\phi_{z,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{z,\theta}^2}} = \frac{1}{1,064 + \sqrt{1,064^2 - 0,830^2}} = 0,578$$

La resistencia de diseño a temperatura $\theta_{a,m} = 427^\circ\text{C}$ está dada por:

$$N_{b,f,\theta,R} = \chi_{z,f} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,f}} = 0,578 * 6525 * 0,941 * \frac{355}{1,0} = 1260 \text{ k}$$

Debido a la temperatura de diseño relativamente baja y la reducción de la longitud eficaz la resistencia que se tuerce es más alta que la capacidad de temperatura ambiente.

De cálculos anteriormente hechos a lo algo del desarrollo de este ejemplo tenemos:

$$N_{f,E} = 475,0 \text{ k}$$

$$N_{b,f,\theta,R} \geq N_{f,E}$$

Por tanto, la sección satisface el diseño en situación de fuego.

La comparación con el diseño para la resistencia de fuego estándar

Para exposición de 60 minutos a la curva de temperatura – tiempo, el espesor requerido de protección puede ser determinado usando tablas de diseño de fabricantes (protección contra incendios basada de yeso). Estas tablas de diseño están basadas suponiendo que la temperatura crítica sea no menos de 550 o C.

- Factor de sección = $110m^{-1}$
- Espesor de protección = 12,5 mm

10.1.2. Ejemplo No.2

DISEÑO POR FUEGO DE UNA SECCIÓN TIPO HEB PARA COLUMNA COLUMNA PROTEGIDA, EXPUESTA A LA CURVA ESTANDAR TEMPERATURA – TIEMPO

La columna, fabricada de sección laminada en caliente HEB soporta dos pisos y es protegido contra el fuego mediante un rociado de cemento vermiculita. El período requerido de resistencia al fuego es de R 90 (90 minutos).

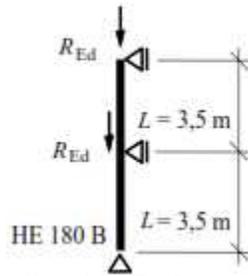


Ilustración 10.5: Sistema estático

Datos básicos:

Propiedades de los materiales:

- Grado del acero: S 355
- Esfuerzo de fluencia: $f_y = 355 \text{ N/m}^2$
- Densidad: $\rho_a = 7850 \text{ k/m}^3$

Cargas:

La Reacción de Cargas en cada piso nivel debido a acciones permanentes:

$$R_{G,K} = 185 \text{ k}$$

La Reacción de Cargas en cada piso nivel debido a acciones variables:

$$R_{Q,K} = 175 \text{ k}$$

Factores parciales de seguridad:

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

Propiedades del material de protección contra el fuego:

Propiedades de los materiales de protección al fuego – rociado de cemento vermiculita.

- Espesor: $d_p = 20 \text{ m}$
- Densidad: $\rho_a = 550 \text{ k} / \text{m}^3$
- Calor específico: $c_p = 1100 \text{ J} / \text{kg} \cdot \text{K}^{-1}$
- Conductividad Térmica: $\lambda_p = 0,12 \text{ W} / \text{m} \cdot \text{K}^{-1}$

Acciones mecánicas a temperatura normal:

El valor de diseño de la carga en la parte inferior de la columna es:

$$N_E = 2R_E = (R_{G,K} * \gamma_G + R_{Q,K} * \gamma_Q) = 2 * (185 * 1,35 + 175 * 1,5) = 1024,5 \text{ k}$$

Diseño a temperatura normal:

La sección HE 180 B es diseñada para resistir la carga aplicada; esta es clasificada como sección clase 1.

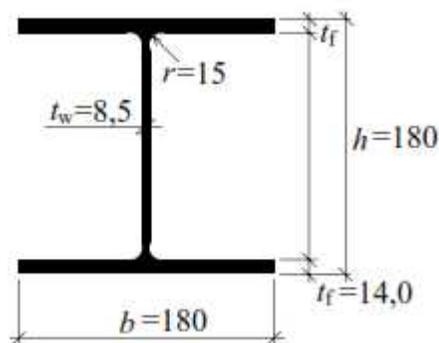


Ilustración 10.6: Corte transversal

La longitud de pandeo de la columna es igual a:

$$L_{c,y} = L_{c,z} = 3,5m$$

La compresión perpendicular al eje de altura (z) es crítica.

La fuerza elástica crítica para el diseño normal es:

$$N_c = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{c,z}^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 1363 \times 10^4}{3500^2} = 2306 \text{ k}$$

La esbeltez adimensional a temperatura normal es:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_y}{N_c}} = \sqrt{\frac{6530 * 355}{2306 \times 10^3}} = 1,003$$

El factor de reducción para lo que se pandea en secciones tipo I, laminadas en caliente con una relación h/b < 1,2 es evaluada en la curva c (el factor de imperfección = 0,49).

$$\phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,5 * (1 + 0,49 * (1,003 - 0,2) + 1,003^2) = 1,200$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,200 + \sqrt{1,200^2 - 1,003^2}} = 0,538$$

La sección es chequeada en el estado último límite.

$$N_{B,R} = \chi_z * \frac{A_y}{\gamma_{M1}} = 0,538 * \frac{6525 * 355}{1,0} = 1246,2 \text{ k} > 1024,5 \text{ k} = N_E$$

La sección cumple a temperatura normal.

Diseño en situación de fuego:

Acciones mecánicas para una situación de diseño por fuego

Usando la regla de simplificación EN 1991-2, las acciones en situación de fuego pueden ser determinadas a partir de acciones en el diseño normal.

La situación accidental es usada para la combinación de acciones mecánicas durante la exposición al fuego, donde el factor $\psi_{2,1}$ es tomado como $\psi_{2,1} = 0,3$ para edificios de oficinas. El factor de reducción para la carga del nivel es igual a:

$$\eta_f = \frac{G_R + \psi * Q_R}{G_R * \gamma_G + Q_R \gamma_Q} = \frac{185 + 0,3 * 175}{185 * 1,35 + 175 * 1,5} = 0,464$$

$$N_{f,E} = \eta_f * N_E = 0,464 * 1024,5 = 475,0 \text{ k}$$

Evaluación de la temperatura del gas:

La curva estándar de temperatura – tiempo es usada para la temperatura del gas.

$$\theta_g = 20 + 345 * \log_1 (8 * t + 1)$$

Evaluación de la temperatura en la columna:

La línea de puntos en la ilustración 2 indica el perímetro de la sección expuesta al fuego. El factor de sección es calculado así:

$$\frac{A_F}{V} = \frac{4b + 2 * (h - t_w - 4r) + 2 * \pi * r}{A} = \frac{4 * 180 + 2 * (180 - 8,5 - 4 * 15) + 2 * \pi * 15}{6525}$$

$$\frac{A_F}{V} = 0,159 \text{ m}^{-1} = 159 \text{ m}^{-1}$$

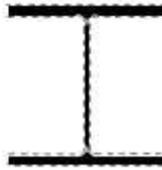


Ilustración 10.7: Evaluación del factor de forma A_p/V

El incremento de la temperatura en la sección de acero es calculado paso por paso utilizando el siguiente procedimiento:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_F * A_p/V}{d_F * c_a * \rho_a} * \frac{\theta_{y,t} - \theta_{a,t}}{1 + \frac{\phi}{3}} \Delta t - \left(e^{\frac{\phi}{3}} - 1 \right) * \Delta\theta_{y,t} \quad p \quad \Delta\theta_{a,t} \geq 0$$

Donde:

$$\phi = \frac{c_F * \rho_F}{c_a * \rho_a} * d_F * \frac{A_p}{V}$$

Intervalo de tiempo $\Delta t = 30$ s, es usado en el cálculo de la temperatura, valor asumidos según Tabla 10.2 y Figura 10.2:

min	sec	t min	θ_y °C	c_a J/kg°C	e	$\Delta\theta_{a,t}$ °C	$\theta_{a,t}$ °C
	0	0	20,0	440			20,0
	30	0,500	261,1	440	0,557	0,0	20,0
1	00	1,000	349,2	440	0,557	0,0	20,0
1	30	1,500	404,3	440	0,557	0,0	20,0
2	00	2,000	444,5	440	0,557	0,0	20,0
2	30	2,500	476,2	440	0,557	0,7	20,7
3	00	3,000	502,3	440	0,557	1,4	22,0
88	00	88,000	1002,6	700	0,350	2,1	545,5
88	30	88,500	1003,5	702	0,349	2,1	547,6
89	00	89,000	1004,3	704	0,348	2,1	549,7
89	30	89,500	1005,2	706	0,347	2,1	551,7
90	00	90,000	1006,0	708	0,346	2,1	553,8
90	30	90,500	1006,8	710	0,345	2,1	555,8

Tabla 10.2: Cálculo de la temperatura del acero
Fuente: Eurocódigo 3

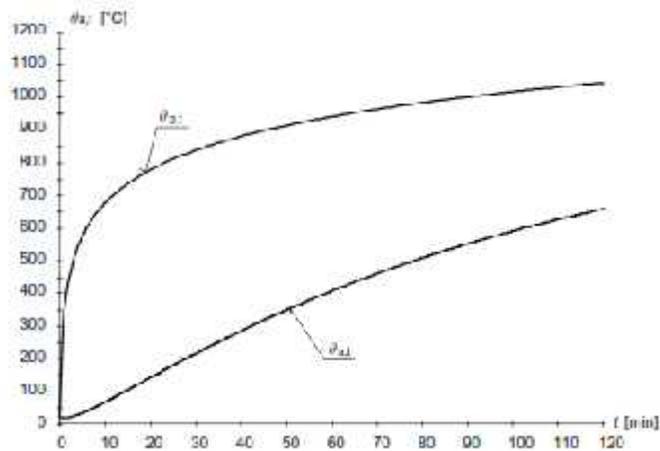


Figura 10.2: Curvas tiempo - temperatura del acero y del gas
Fuente: Eurocódigo 3

Como alternativa, la temperatura de la columna de acero podría ser evaluada desde SD005. Para el factor de forma $A_p/V = 159\text{m}^{-1}$ y teniendo en cuenta las propiedades del material de protección contra incendios, así:

$$\frac{A_p}{V} * \frac{\lambda_p}{d_p} = 159 * \frac{0,12}{0,02} = 954 \text{ W}^{-1}\text{m}^{-3}$$

La temperatura del acero en un tiempo $t = 90$ minutos es $\theta_{ca} = 602^\circ\text{C}$

La diferencia entre la temperatura del acero calculada por la EN 1993-1-2 paso por paso y la temperatura del acero determinada a partir de SD005 se debe a la suposición de que $\rho = 0$ (p. ej. descuido de la capacidad termal del material de protección contra incendios) en los datos de diseño dados en SD005. Usando la temperatura de diseño de SD005 por lo tanto conducirá a una evaluación conservadora de la resistencia de la sección en el fuego.

Verificación en el dominio de resistencia

Clasificación de la sección a temperatura elevada:

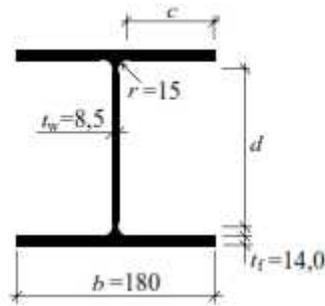


Ilustración 10.8: Clasificación de la sección transversal

La esbeltez de la aleta en compresión es:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{70,75}{14,0} = 5,05$$

El límite para secciones clase 1 es 9 . Para el caso de diseño por fuego se toma como 0,85 del usado para el diseño normal. Este límite para un acero S355 es:

$$9 * 0,85 * 0,814 = 6,22$$

El límite no es excedido, por tanto, la aleta es clase 1.

La esbeltez del alma en compresión es:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{122,0}{8,5} = 14,35$$

El límite para la clase 1 es 33 . En el caso del diseño por fuego se toma como 0,85 del usado en el diseño normal. Este límite es:

$$33 * 0,85 * 0,814 = 22,8$$

El límite no es excedido, por tanto, el alma es clase 1.

La sección a elevada temperatura es clase 1.

Los factores de reducción para relación esfuerzo – deformación a temperatura:

- $\theta_a = 554^\circ\text{C}$
- $k_{y,\theta} = 0,613$
- $k_{E,\theta} = 0,444$

Como condición de que estos factores reduzcan la resistencia al fuego de la losa de concreto que separa los pisos y no sea menor que la resistencia al fuego de la columna, la longitud de pandeo, está dada por:

$$L_{c,y,f} = L_{c,z,f} = 0,7 * L = 0,7 * 3,5 = 2,45 \text{ m}$$

La carga de compresión crítica a temperatura normal es dada por:

$$N_c = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{c,z}^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 1363 \times 10^4}{2450^2} = 4706 \text{ k}$$

La esbeltez adimensional a temperatura normal está dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_c}} = \sqrt{\frac{6530 * 355}{4706,3 \times 10^3}} = 0,702$$

La esbeltez adimensional para una temperatura θ_a es:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{k_{y,\theta}/k_{E,\theta}} = 0,702 * \sqrt{\frac{0,613}{0,444}} = 0,825$$

El factor α es igual a:

$$\alpha = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,53$$

Y el factor de reducción para la torsión es:

$$\phi_{z,\theta} = 0,5 * (1 + \alpha * \overline{\lambda_{z,\theta}} + \overline{\lambda_{z,\theta}}^2) = 0,5 * (1 + 0,53 * 0,825 + 0,825^2) = 1,058$$

$$\chi_{z,f} = \frac{1}{\phi_{z,\theta} + \sqrt{\phi_{z,\theta}^2 - \overline{\lambda_{z,\theta}}^2}} = \frac{1}{1,058 + \sqrt{1,058^2 - 0,825^2}} = 0,581$$

La resistencia de diseño a temperatura $\theta_a = 554^\circ\text{C}$ está dada por:

$$N_{d,f,\theta,R} = \chi_{z,f} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,f}} = 0,581 * 6525 * 0,613 * \frac{355}{1,0} = 825,0k$$

De cálculos anteriormente hechos a lo largo del desarrollo de este ejemplo tenemos:

$$N_{f,E} = 475,0 k$$

$$N_{d,f,\theta,R} \geq N_{f,E}$$

Por tanto, la sección satisface el diseño en situación de fuego.

Evaluación por norma SD005

Con el fin de comparar la resistencia de la columna de acero basada en la temperatura de acero obtenida de la Euronorma SD005 con la regla de simplificación EN 1991-2, se tiene.

Asumiendo para la temperatura del acero en un tiempo $t = 90$ minutos como $\theta_a = 602^\circ\text{C}$

Los factores de reducción para la relación esfuerzo – deformación son:

- $k_{y,\theta} = 0,465$

- $k_{E,\theta} = 0,306$

Como condición de que la columna forma parte de un marco reforzado y la resistencia al fuego de la losa de concreto que separa los pisos no es menor que la resistencia de fuego de la columna, la longitud de pandeo es reducida por:

$$L_{c,y,f} = L_{c,z,f} = 0,7 * L = 0,7 * 3,5 = 2,45 \text{ m}$$

La fuerza elástica crítica a temperatura normal viene dada como sigue:

$$N_c = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{c,z}^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 1363 \times 10^4}{2450^2} = 4706 \text{ k}$$

En este caso, el cálculo de $\bar{\lambda}$ debería basarse en la carga crítica elástica para una columna que restringe a una longitud de 0,7L. La esbeltez adimensional a temperatura normal está dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_c}} = \sqrt{\frac{6530 * 355}{4706,3 \times 10^3}} = 0,702$$

La esbeltez adimensional a temperatura θ_a

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{k_{y,\theta}/k_{E,\theta}} = 0,702 * \sqrt{\frac{0,465}{0,306}} = 0,865$$

El factor α es igual a:

$$\alpha = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,53$$

Y el factor de reducción para la torsión es:

$$\phi_{z,\theta} = 0,5 * (1 + \alpha * \bar{\lambda}_{z,\theta} + \bar{\lambda}_{z,\theta}^2) = 0,5 * (1 + 0,53 * 0,865 + 0,865^2) = 1,103$$

$$\chi_{z,f} = \frac{1}{\phi_{z,\theta} + \sqrt{\phi_{z,\theta}^2 - \chi_{z,\theta}^2}} = \frac{1}{1,103 + \sqrt{1,103^2 - 0,865^2}} = 0,559$$

La resistencia de diseño a temperatura $\theta_a = 602^\circ\text{C}$ está dada por:

$$N_{b,f,\theta,R} = \chi_{z,f} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,f}} = 0,559 * 6525 * 0,465 * \frac{355}{1,0} = 602,6k$$

El efecto de diseño de acciones es:

$$N_{f,E} = 475,0 k$$

$$N_{b,f,\theta,R} \geq N_{f,E}$$

Por lo tanto, la sección es satisfactoria para la situación de diseño por fuego. La aproximación conservadora de la temperatura de acero obtenida de SD005 ha causado una reducción del 25 % de la resistencia a la compresión.

La comparación con el diseño para la resistencia de fuego estándar

Para exposición de 60 minutos a la curva de temperatura – tiempo, el espesor requerido de protección puede ser determinado usando tablas de diseño de fabricantes de productos de protección contra incendios a base de yeso. Estas tablas de diseño están basadas suponiendo que la temperatura crítica sea no menos de 550 o C.

- Factor de sección = $110m^{-1}$
- Espesor de protección = 12,5 mm

10.1.3. Ejemplo No.3

DISEÑO DE FUEGO DE UNA SECCIÓN DE VIGA HEA SIN RESTRICCIONES EXPUESTA A LA CURVA ESTÁNDAR DE TEMPERATURA TIEMPO

Este ejemplo ilustra el diseño para condicione de incendio de una viga simplemente apoyada, con uno de sus apoyos laterales sin restricción o móvil. La transferencia de calor en la sección es calculada con la ecuación dada en EN1993-1-2, la cual es evaluada utilizando un procedimiento de cálculo incremental. La resistencia estructural es evaluada utilizando un modelo de cálculo simple para vigas sujetas a LTB (Unbraced Length Ratio - LTB), o longitud no arriostrada dadas en EN1993-1-2.

Una viga tipo HEA (perfil laminado en caliente), forma parte de una estructura a nivel del suelo de un edificio de oficinas que soportan una carga concentrada. Las vigas se encuentran restringidas en los extremos y en los puntos de aplicación de las cargas. Se requiere que la viga logre la resistencia al fuego R30 (30 minutos) y que sea protegida del fuego con cemento vermiculita o mortero ignifugo.

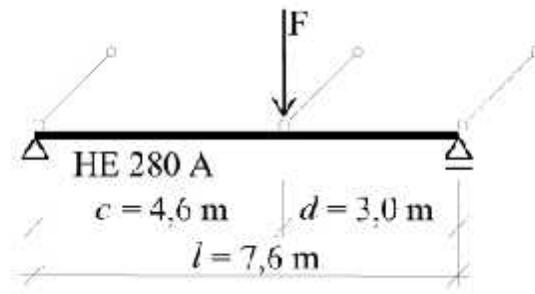


Ilustración 10.9: Sistema estático

Datos básicos:

Propiedad de los materiales

Grado del acero: S235

Límite Elástico: f_y : 235 N/mm²

Densidad: ρ_a : 7850 Kg/m³

Cargas:

Acciones Permanentes:

$$G_k = 35 \text{ KN}$$

Acciones Variables:

$$Q_k = 43 \text{ KN}$$

Factores parciales de seguridad

$$G = 1.35$$

$$Q = 1.50$$

$$M_0 = 1.00$$

$$M_{f,i} = 1.00$$

Datos para el cálculo de fuego

Propiedades de protección de fuego del material – Cemento vermiculita o mortero ignifugo lanzado

- Espesor $d_p = 10 \text{ mm}$
- Densidad $\rho_p = 550 \text{ Kg m}^{-3}$
- Calor específico $c_p = 1100 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$
- Conductividad térmica $\lambda_p = 0.12 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1}$

Acciones mecánicas a temperaturas normales

El valor característico de la carga es

$$F_K = G_k * Q_k = 35 + 43 = 78,0 \text{ k}$$

El valor de diseño de la carga es

$$F_{d} = G_k * \gamma_G + Q_k * \gamma_Q = 35 * 1,35 + 43 * 1,5 = 111,7 \text{ k}$$

El momento flector aplicado y el esfuerzo cortante están dados por:

$$M_E = \frac{F_E * c * d}{l} = \frac{111,7 * 4,6 * 3,0}{7,6} = 202,8 \text{ k * m}$$

$$V_E = F_E * \frac{c}{l} = 111,7 * \frac{4,6}{7,6} = 67,6 \text{ k}$$

Diseño a temperaturas normales

La sección HE 280 A está diseñada para resistir cargas aplicadas.

Esta está clasificada como sección Clase I.

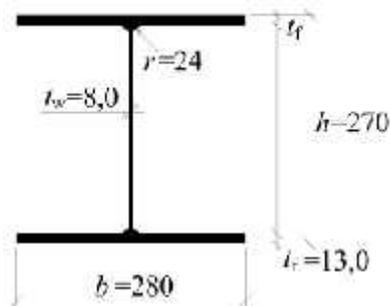


Ilustración 10.10: Clasificación de la sección transversal

Esta sección está aprobada como Estado Último Límite de Esfuerzo. Los soportes laterales están localizados en el punto de la carga aplicada en los soportes, ver Figura

10.3. El efecto de la inestabilidad lateral-torsional es crítica en el lado izquierdo de la viga donde la distancia entre los soportes laterales es equivalente a 4,6 m.

Las siguientes condiciones de frontera se asumen: rotación libre en el plano horizontal ($k = 1$) y alabeo libre ($k_w = 1$). Asumiendo que la carga es aplicada en el centro cortante de la viga, el momento crítico está dado por:

$$M_c = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k)^2} * \sqrt{\frac{I_w}{I_z} * \left(\frac{k}{k_w}\right)^2 + \frac{(k)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}}$$

Aquí $L = c = 4,6$ m y $C_1 = 1,77$

$$M_c = 1,77 * \frac{\pi^2 * 210000 * 4763 \times 10^4}{(1 * 4600)^2}$$

$$* \sqrt{\frac{0,7854 \times 10^1}{4763 \times 10^4} * \left(\frac{1}{1}\right)^2 + \frac{(1 * 4600)^2 * 80700 * 635,0 \times 10^3}{\pi^2 * 210000 * 4763 \times 10^4}}$$

$$M_c = 1362,7 \text{ k} * \text{m}$$

La esbeltez relativa está dada por:

$$\bar{\lambda}_L = \sqrt{\frac{W_{p,y} f_y}{M_c}} = \sqrt{\frac{1112 \times 10^3 * 235}{1362,7 \times 10^6}} = 0,438$$

El factor de reducción de pandeo para la sección de laminado en caliente I con una razón $h/b = 2$ es evaluada en la curva a (el factor de imperfección $\alpha_{LT} = 0,21$).

$$\phi_L = 0,5 * (1 + \alpha_L * (\bar{\lambda}_L - 0,2) + \bar{\lambda}_L^2) = 0,5 * (1 + 0,21 * (0,438 - 0,2) + 0,438^2) = 0,621$$

$$\chi_L = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_L^2}} = \frac{1}{0,621 + \sqrt{0,621^2 - 0,438^2}} = 0,931$$

En el Estado Ultimo Límite de Esfuerzo la resistencia del momento flector está dada por:

$$M_{p,R} = \chi_L * \frac{W_{p,y} f_y}{\gamma_0} = 0,931 * \frac{1112 \times 10^3 * 235}{1,0} = 243,3k * m > 202,8k * m = M_S$$

La resistencia cortante:

$$V_{p,R} = \frac{A_{v,z} f_y}{\sqrt{3} \gamma_0} = \frac{3174 * 235}{\sqrt{3} * 1,0} = 430,6k > 67,6k = V_S$$

La sección es aprobada en la utilidad del Estado Límite para una deflexión límite de $l/250$ (la siguiente fórmula es válida para c = d):

$$\delta = \frac{P_K d * (3l^2 - 4d^2)}{48 * EI_y} = \frac{78,0 * 3000 * (3 * 7600^2 - 4 * 3000^2)}{48 * 210000 * 136,7 \times 10^8} = 23,3m < 30,4m$$

$$= \frac{l}{250}$$

(Los límites de deflexión están dados por reglamentación estructural de cada país o en otros documentos internacionales. Este límite es un valor típico para los eurocódigos).

La sección es satisfactoria a temperatura normal.

Diseño para situación de fuego

Acciones mecánicas para diseño en situación de fuego

Usando la regla simplificada en EN 1991-2, las acciones en situación de fuego pueden ser determinadas de acciones en diseño normal.

La situación accidental es usada para la combinación de acciones mecánicas durante la exposición al fuego, donde el factor $\psi_{2,1}$ es tomado como $\psi_{2,1} = 0,3$ para edificios de oficinas. El factor de reducción para el diseño del nivel de carga es igual a

$$\eta_f = \frac{g_k + \psi * q_k}{g_k * \gamma_G + q_k \gamma_Q} = \frac{35 + 0,3 * 43}{35 * 1,35 + 43 * 1,5} = 0,530$$

El diseño del momento flector y el esfuerzo cortante se calculan por:

$$M_{f,E} = \eta_f * M_E = 0,530 * 202,8 = 107,0 \text{ k}$$

$$V_{f,E} = \eta_f * V_E = 0,530 * 67,6 = 35,8 \text{ k}$$

Evaluación de la temperatura del gas

La curva estándar de temperatura-tiempo es usada para la temperatura del gas

$$\theta_y = 20 + 345 * \log_1 (8t + 1)$$

Evaluación de la temperatura de la viga

El factor de sección puede ser calculada como se indica (ver Figura 3, donde la línea punteada indica la sección perimetral expuesta al fuego):

$$\frac{A_p}{V} = \frac{4b + 2 * (h - t_w - 4r) + 2 * \pi * r}{A} = \frac{4 * 280 + 2 * (270 - 8,0 - 4 * 24) + 2 * \pi * 24}{9726}$$

$$\frac{A_p}{V} = 0,184 \text{ m}^{-1} = 184 \text{ m}^{-1}$$

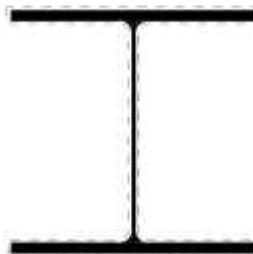


Ilustración 10.11: Evaluación de la sección de parámetro \$A_p/V\$

Para el aumento de la temperatura del acero es calculada incrementalmente usando la siguiente ecuación:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_F * A_F / V}{d_F * c_a * \rho_a} * \frac{\theta_{y,t} - \theta_{a,t}}{1 + \frac{\phi}{3}} \Delta t - \left(e^{\frac{\phi}{3}} - 1 \right) * \Delta\theta_{y,t} \quad \text{p} \quad \Delta\theta_{a,t} \geq 0$$

Donde

$$\phi = \frac{c_F * \rho_F}{c_a * \rho_a} * d_F * \frac{A_F}{V}$$

El intervalo de tiempo $t = 30$ sec. es usada en el cálculo de temperatura.

Las temperaturas del Acero y del gas, calculadas se muestran en la Figura 10.3 y la Tabla 10.3.

min	sec	t min	θ_g °C	c_a J/kg °C	ϕ	$\Delta\theta_{a,t}$ °C	$\theta_{a,t}$ °C
	0	0	20,0	440			20,0
	30	0,500	281,1	440	0,289	0,0	20,0
1	00	1,000	349,2	440	0,289	0,0	20,0
1	30	1,500	404,3	440	0,289	2,6	22,6
2	00	2,000	444,5	442	0,288	4,4	26,9
2	30	2,500	476,2	454	0,286	5,3	32,3
3	00	3,000	502,3	448	0,284	5,9	38,2
27	30	27,500	828,8	587	0,217	5,6	369,4
28	00	28,000	831,5	590	0,216	5,5	374,8
28	30	28,500	834,1	592	0,215	5,5	380,2
29	00	29,000	836,7	594	0,214	5,4	385,5
29	30	29,500	839,3	597	0,213	5,3	390,7
30	00	30,000	841,8	599	0,212	5,3	396,0
30	30	30,500	844,3	602	0,211	5,2	401,1

Tabla 10.3: Cálculo de la temperatura del acero
Fuente: Eurocódigo 3

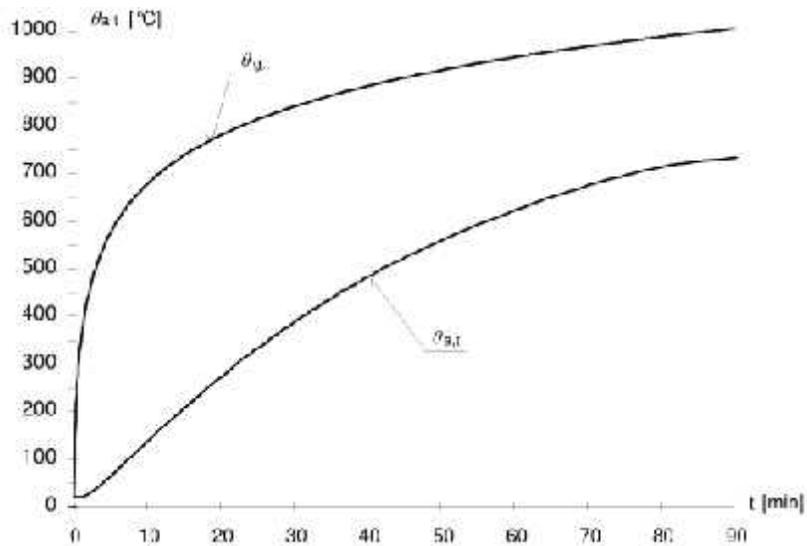


Figura 10.3: Curvas tiempo - temperatura del acero y del gas
Fuente: Eurocódigo 3

La temperatura en el tiempo $t = 30$ minutos es $\Theta_a = 396 \text{ } ^\circ\text{C}$

La temperatura de la viga de acero puede ser evaluada mediante SD005. Teniendo en cuenta el factor sección $A_p/V = 165 \text{ m}^{-1}$ y las propiedades de la protección contra el fuego del material.

$$\frac{A_p}{V} * \frac{\lambda_F}{d_p} = 165 * \frac{0,1}{0,01} = 1650 \text{ W }^{-1}\text{m}^{-3}$$

Para $t = 30$ minutos, la temperatura es $\Theta_a = 396 \text{ } ^\circ\text{C}$

Verificación en el dominio de la resistencia

Clasificación de la sección a temperaturas elevadas

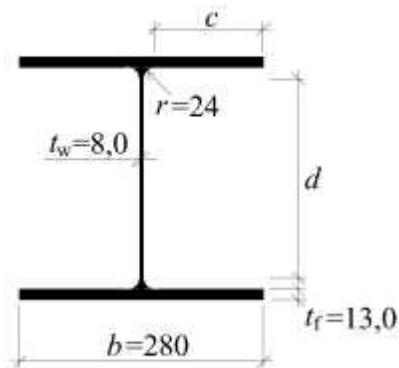


Ilustración 10.12: Clasificación de la sección transversal

La esbeltez de las aletas en compresión es

$$\frac{c}{t_f} = \frac{112}{13,0} = 8,6$$

El límite para la Clase 2 es 10 . Para el diseño de la situación de fuego es tomado como 0,85 de aquel usado en diseño normal. Así el límite para S235 es:

$$0,85 * 10 * \epsilon = 0,85 * 10 * 1,000 = 8,5$$

Así el límite se excede pero el límite para la Clase 3 es:

$$0,85 * 14 * \epsilon = 0,85 * 14 * 1,000 = 11,9$$

No se excede por lo tanto las aletas son clasificadas como Clase 3.

La esbeltez del alma en el pandeo es:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{196,0}{8,0} = 24,5$$

Y el límite para la Clase 1 es:

$$0,85 * 72 * \epsilon = 0,85 * 72 * 1,000 = 61,2$$

No se excede, por lo tanto el alma se clasifica como Clase 1.

La sección es clasificada como Clase 3 para temperaturas elevadas.

Los factores de reducción $k_{y,\theta}$ y $k_{E,\theta}$ a temperatura $t_a = 396$ °C son:

$$k_{y,\theta} = 1,000$$

$$k_{E,\theta} = 0,704$$

La esbeltez para la inestabilidad lateral torsional es:

$$\overline{\lambda}_{L,\theta} = \overline{\lambda}_L \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,438 * \sqrt{\frac{1,000}{0,704}} = 0,522$$

El factor α es equivalente a

$$\alpha = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{235}} = 0,65$$

Y el factor de reducción de pandeo es

$$\phi_{z,\theta} = 0,5 * (1 + \alpha * \overline{\lambda}_{L,\theta} + \overline{\lambda}_{L,\theta}^2) = 0,5 * (1 + 0,65 * 0,522 + 0,522^2) = 0,806$$

$$\chi_{L,\theta} = \frac{1}{\phi_{L,\theta} + \sqrt{\phi_{L,\theta}^2 - \overline{\lambda}_{L,\theta}^2}} = \frac{1}{0,806 + \sqrt{0,806^2 - 0,522^2}} = 0,704$$

La resistencia de momento del diseño a temperatura $t_a = 396$ °C es calculada de acuerdo a:

$$M_{f,R} = \chi_{L,\theta} * \frac{W_{e,y} k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,f}} = 0,704 * \frac{1013 \times 10^3 * 1,000 * 235}{1,0}$$

$$= 167,6 \text{ ki} > 87,0 \text{ ki} = M_{f,E}$$

La resistencia cortante del diseño está dada por:

$$V_{f,LR} = k_{y,\theta} * \frac{A_{v,z} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,f}} = 1,000 * \frac{3174 * 235}{\sqrt{3} * 1,0} = 430,6k > 29,0k = V_{f,Ed}$$

La sección es satisfactoria para el diseño de situación de fuego.

Comparación con el diseño estándar de resistencia de fuego

Para una exposición de 30 minutos en la curva temperatura-tiempo estándar, el espesor de protección requerido puede ser determinado usando tablas de diseño de los fabricantes para vermiculita en spray o lanzado, publicadas en 'Protección de fuego para el acero estructural en edificios' ('Fire protection for structural steel in buildings' en inglés)... Estas tablas de diseño están basadas bajo la asunción de que la temperatura crítica no es menor a 550 °C.

Factor de Sección = 165 m⁻¹

Espesor de protección = 10 mm

(10 mm es el espesor mínimo recomendado por los datos de los fabricantes)

Método de evaluación	Grado de Utilización, μ_o	Factor Unitario de Fuego
Curva de fuego parametrizada y modelo de cálculo simplificado en EN 1993-1-2	$\frac{F_{t,d}}{R_{t,d,0}} = \frac{87,0}{167,6} = 0,52$	$\frac{M_{f,Ed}}{M_{f,Rd}} = 0,52$
Datos de los fabricantes	0,6 (nominal)	1,0 (nominal)

Los datos de los fabricantes no recomiendan un uso del espesor menor a 10 mm, para asegurar que la protección mantenga su integridad durante un fuego. El ejemplo muestra que esto es más que requerido para propósitos de aislamiento.

10.1.4. Ejemplo No.4

DISEÑO POR FUEGO DE UNA VIGA SIN PROTECCIÓN USANDO GRÁFICAS

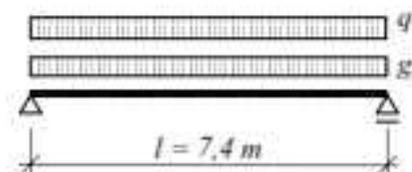


Ilustración 10.13: Sistema estático

Datos básicos:

Propiedad de los materiales

- Grado del acero: S275
- Límite Elástico: f_y : 275 N/mm²
- Densidad: ρ : 7850 Kg/m³

Cargas

Acciones Permanentes:

$$g_k = 4,8 \text{ KN m}^{-1}$$

Acciones Variables:

$$q_k = 7,8 \text{ KN m}^{-1}$$

Acciones mecánicas a temperatura normal

El valor característico de la carga es:

$$v_k = g_k + q_k = 4,8 + 7,8 = 12,60 \text{ k /m}$$

El valor de la carga de diseño es:

$$v_d = g_k * \gamma_G + q_k * \gamma_Q = 4,8 * 1,35 + 7,8 * 1,5 = 18,18 \text{ k /m}$$

El momento graduado aplicado y la fuerza de corte está dada por:

$$M_E = \frac{1}{8} v_d l^2 = \frac{1}{8} * 18,18 * 7,4^2 = 124,4 \text{ kl}$$

$$V_E = \frac{1}{2} v_d l = \frac{1}{2} * 18,18 * 7,4 = 67,3 \text{ kl}$$

Diseño a temperatura normal

El IPE 300 es una sección Clase 1, sección en el doblamiento.

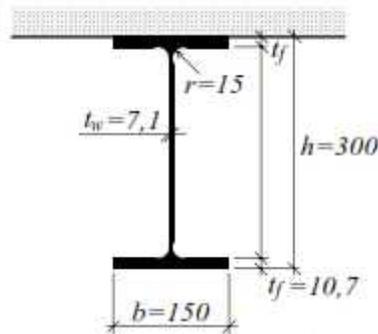


Ilustración 10.14: Corte transversal

La sección es comprobada en unidades de longitud estándar a la temperatura ambiente. La losa de concreto es asumida para proporcionar una restricción llena total a la viga; por lo tanto, los efectos de torsional o inestabilidad lateral no tiene que ser tenidos en cuenta. Resistencia de momento máximo sera:

$$M_{p,R} = \frac{A_{v,z} f_y}{\sqrt{3} \gamma_M} = \frac{2568 * 275}{\sqrt{3} * 1,0} = 407,7 \text{ k} > 67,3 \text{ k} = V_S$$

Estado límite de utilidad:

$$\delta = \frac{5}{384} * \frac{v_k l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} * \frac{12,60 * 7400^4}{210000 * 83,56 * 10^6} = 28,0 \text{ m} < 29,6 \text{ m} = \frac{l}{250}$$

(Los límites de deflexión se dan en las normas estructurales según cada país. Este límite es un valor típico para los eurocódigos).

La sección es satisfactoria en la temperatura ambiente.

Diseño en situación de fuego

Acciones mecánicas para el diseño por fuego:

El factor de reducción para el nivel de carga de diseño es igual a:

$$\eta_f = \frac{g_k + \psi_{1,1} * q_k}{g_k * \gamma_G + q_k \gamma_Q} = \frac{4,8 + 0,3 * 7,8}{4,8 * 1,35 + 7,8 * 1,5} = 0,393$$

Donde el factor η_f es tomado como $\psi_{1,1} = 0,3$ para oficios de oficinas

El factor de forma para secciones laminadas en caliente es tomado de del Eurocódigos en la norma SD004. La caja (de protección) con factor de forma para una viga sin protección expuesto sobre tres lados es igual a:

$$\left(\frac{A_m}{V}\right)_b = 139 \text{ m}^{-1}$$

El perímetro expuesto es indicado por una línea punteada y mostrada en la Ilustración 10.15.

El efecto sombra es considerado para modificar el factor de forma como sigue:

$$\left(\frac{A_m}{V}\right)_{sh} = 0,9 * \left(\frac{A_m}{V}\right)_b = 0,9 * 139 = 125 \text{ m}^{-1}$$

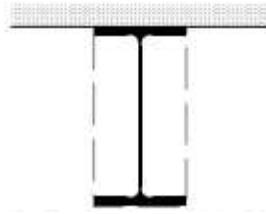


Ilustración 10.15: Evaluación del factor $\left(\frac{A_m}{V}\right)_b$

Verificación en el dominio de tiempo

El factor de adaptación:

$$k_1 = 0,7$$

Es usado para una viga no protegida expuesta al fuego en tres lados

El factor de adaptación:

$$k_2 = 1,0$$

Es usado para una viga simplemente apoyada.

La resistencia por fuego puede chequearse usando los datos de diseño dados en SD004, los cuales se muestran en la Tabla 10.4.

El grado de utilización de la viga es dada por:

$$\mu_u = \eta_f k_1 k_2 = 0,393 * 0,7 * 1,0 = 0,275$$

La temperatura crítica es dada por:

$$\theta_{a,c} = 39,19 * \ln\left(\frac{1}{0,9674 \mu_{\text{U}}^{3,8}} - 1\right) + 482 = 39,19 * \ln\left(\frac{1}{0,9674 * 0,275^{3,8}} - 1\right) + 482$$

$$= 677^{\circ}\text{C}$$

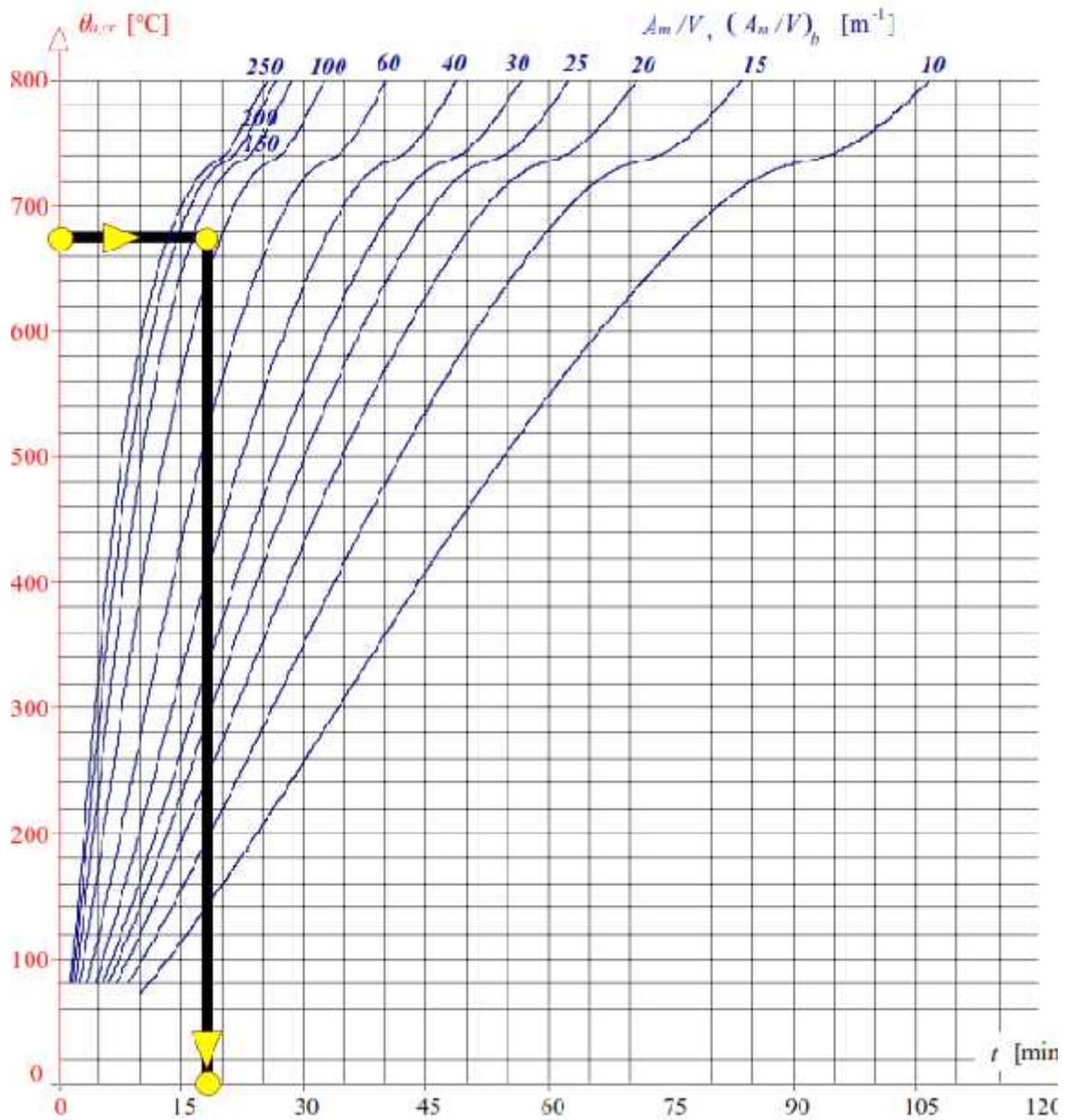


Tabla 10.4: Nomograma para la predicci3n simplificada de la resistencia al fuego

Fuente: Euroc3digos, norma SD004

El período de resistencia de fuego predicho usando el monograma es igual a 17 minutos obtenido al usar la tabla 10.4, con los valores antes calculados de:

$$\theta_{a,c} = 677^{\circ}\text{C}$$
$$\left(\frac{A_m}{V}\right)_{sh} = 125 \text{ m}^{-1}$$

Se entra al nomograma por el eje de las abscisas (temperatura crítica) y se desplaza horizontalmente hasta encontrar la curva del factor de sombra. En ese punto se desplaza hacia abajo hasta cruzar con el eje ordenado (tiempo). En el ejemplo, este cruce se da para un valor de 17 minutos, lo cual excede la resistencia de fuego requerida de 15 minutos. Por lo tanto, la resistencia de fuego de la sección es satisfactoria sin la protección aplicada.

10.1.5 Ejemplo No.5

DISEÑO POR FUEGO DE UNA SECCIÓN DE VIGA NO PROTEGIDA IPE EXPUESTA A LA CURVA ESTÁNDAR TIEMPO – TEMPERATURA.

El ejemplo trabajado ilustra el diseño para condiciones de fuego de una viga simplemente apoyada. La transferencia de calor en la viga es evaluada usando un procedimiento de cálculo paso a paso. La resistencia estructural del miembro en la temperatura elevada es evaluada usando el modelo de cálculo simple para miembros sujetos al doblamiento dado en EN1993-1-2.

Una viga hecha de sección laminada en caliente IPE es una parte de la estructura de piso de un edificio de oficinas. La viga es cargada uniformemente y restringida lateralmente lateralmente por una losa de concreto, no se considera pandeo lateral ni torsión. La viga se diseña para alcanzar una de resistencia de fuego de R15 (15 minutos).

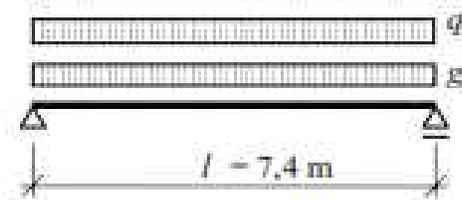


Ilustración 10.16 - Sistema Estático

Datos básicos:

Propiedad de los materiales

- Grado del acero: S275
- Límite Elástico: $f_y: 275 \text{ N/mm}^2$
- Densidad: $a: 7850 \text{ Kg/m}^3$

Cargas

Acciones Permanentes:

$$g_k = 4,8 \text{ KN m}^{-1}$$

Acciones Variables:

$$q_k = 7,8 \text{ KN m}^{-1}$$

Factores parciales de seguridad

$$G = 1.35$$

$$Q = 1.50$$

$$M_0 = 1.00$$

$$M_{,fi} = 1.00$$

Acciones mecánicas a temperatura normal

El valor característico de la carga es:

$$v_k = g_k + q_k = 4,8 + 7,8 = 12,60 \text{ k m}^{-1}$$

El valor de la carga de diseño es:

$$v_d = g_k * \gamma_G + q_k * \gamma_Q = 4,8 * 1,35 + 7,8 * 1,5 = 18,18 \text{ k m}^{-1}$$

El momento graduado aplicado y la fuerza de corte está dada por:

$$M_E = \frac{1}{8} v_d l^2 = \frac{1}{8} * 18,18 * 7,4^2 = 124,4 \text{ kI}$$

$$V_E = \frac{1}{2} v_d l = \frac{1}{2} * 18,18 * 7,4 = 67,3 \text{ kI}$$

Diseño a temperaturas normales

La sección IPE 300 está diseñada para resistir cargas aplicadas.

Esta está clasificada como sección Clase I.

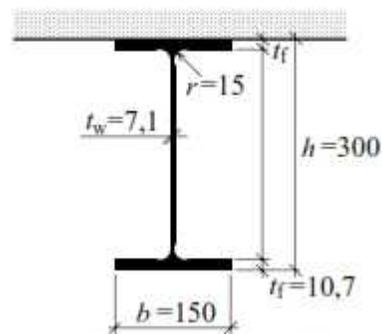


Ilustración 10.17: Sección transversal

En el Estado de límite último, la losa de concreto es asumida para proporcionar un apoyo total lateral; la inestabilidad por lo tanto lateral-torsional no tiene que ser tomada en cuenta.

Calculando el momento máximo:

$$M_{E,R} = \frac{W_{E,Y} f_y}{\gamma_{MU}} = \frac{628,4 \times 10^3 * 275}{1,0} = 172,8 \text{ kl} > 124,4 \text{ kl} = M_S$$

La resistencia al corte:

$$V_{E,R} = \frac{A_{V,z} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{MC}} = \frac{2568 * 275}{\sqrt{3} * 1,0} = 407,7 \text{ k} > 67,3 \text{ k} = V_S$$

La sección es comprobada en el Estado Límite de Utilidad para un límite de deflexión de L/250.

$$\delta = \frac{5}{384} * \frac{v_k l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} * \frac{12,60 * 7400^4}{210000 * 83,56 \times 10^6} = 28,0 \text{ m} < 29,6 \text{ m} = \frac{l}{250}$$

La sección es satisfactoria en la temperatura ambiente.

Diseño en situación de fuego

Acciones mecánicas para el diseño por fuego:

Usando la regla simplificada en EN 1991-2, las acciones en situación de fuego pueden ser determinadas de acciones en el diseño normal.

La situación accidental es usada para la combinación de acciones mecánicas durante la exposición de fuego, el factor ψ es tomado como $\psi_{z,1} = 0,3$ para edificios de oficinas. El factor de reducción para el nivel de carga de diseño es igual a:

$$\eta_f = \frac{g_k + \psi * q_k}{g_k * \gamma_G + q_k \gamma_Q} = \frac{4,8 + 0,3 * 7,8}{4,8 * 1,35 + 7,8 * 1,5} = 0,393$$

ψ Es un parámetro nacional determinado. $\psi_{z,1}$ Es el valor recomendado por el EN1991-1-2 para el diseño.

El momento graduado de diseño y la fuerza de corte está dada por:

$$M_{f,E} = \eta_f M_E = 0,393 * 124,4 = 48,9 \text{ k}$$

$$V_{f,E} = \eta_f V_E = 0,393 * 67,3 = 26,4 \text{ k}$$

Evaluación de la temperatura del gas

La curva estándar ISO-834, temperatura vs tiempo, es usada para la temperatura del aire que transmite el calor así:

$$\theta_y = 20 + 345 \log_1 (8t + 1)$$

Evaluación de la temperatura de la viga

Para el perímetro que se asume está expuesto al fuego, el factor de forma es calculado así:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{3b + 2(h - t_w - 4r) + 2\pi}{A}$$

$$\frac{A_m}{V} = \frac{3 * 150 + 2 * (300 - 7,1 - 4 * 1,5) + 2 * \pi * 15}{5381} = 0,188 \text{ m}^{-1} = 188 \text{ m}^{-1}$$

El factor de corrección para el efecto sombra k_{sh} para secciones IPE está dado por:

$$k_{sh} = 0,9 * \frac{\left(\frac{A_m}{V}\right)_b}{\left(\frac{A_m}{V}\right)} = 0,9 * \frac{b + 2h}{A} = 0,9 * \frac{150 + 2 * 300}{5381} = 0,9 * 0,741 = 0,667$$

Donde $\left(\frac{A_m}{V}\right)_b$ es calculado de la caja que rodea la sección como se indica por la línea punteada en la Ilustración 10.18.

El incremento de la temperatura de la sección de acero es calculado usando un procedimiento de cálculo incremental para determinar el incremento en la temperatura del acero dado en EN1993-1-2, por la siguiente ecuación:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} * \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} * h_{n,t} \cdot \Delta t$$

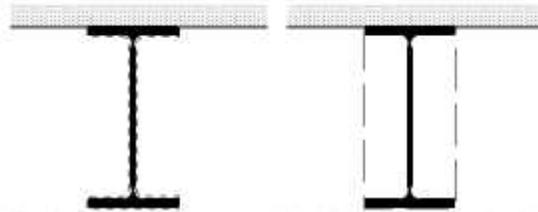


Ilustración 10.18: Evaluación del factor de corrección para el efecto sombra k_{sh}

El intervalo de tiempo $\Delta t = 5 \text{ s}$ es usado en el cálculo de la temperatura.

El flujo de calor neto es:

$$\begin{aligned} h_{n,t} &= h_{n,t,c} + h_{n,t,r} \\ &= \alpha_c * (\theta_g - \theta_m) + \phi * \epsilon_m * \epsilon_f * \sigma * ((\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4) \\ &= 25 * (\theta_g - \theta_m) + \phi * 3,969 \times 10^8 * ((\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4) \end{aligned}$$

Donde:

- ε_m = Es la emisión del acero de carbón ($\varepsilon_m = 0,7$ – EN1993-1-2SS 2.2)
- ε_f = Es la emisión del fuego ($\varepsilon_f = 1,0$ – EN1991-1-2SS3.1)
- Φ = Es el factor de configuración ($\Phi = 1,0$ – EN1991-1-2SS3.1)
- α_c = Es el coeficiente de transferencia de calor para uso con la curva temperatura – tiempo. Dado en EN1991-1-2SS3.2.1 COMO $\alpha_c = 25,0 W^{-2}K^{-1}$)
- σ = Es la constante Stephan Boltzmann ($\sigma = 5,67 \times 10^{-8} W^{-2}K^{-4}$)
-

La curva temperatura – tiempo del acero de la sección es mostrada en la tabla y gráfica siguientes:

min	sec	t min	θ_a °C	$h_{net,t}$ W/m ²	$h_{net,c}$ W/m ²	$h_{net,d}$ W/m ²	c_a J/kg°C	Δa_1 °C	$\theta_{a,1}$ °C
	0	0	20,0	0	0	0	440	0,0	20,0
	5	0,0833	96,5	448	1913	2361	440	0,0	20,0
	10	0,1667	147,0	940	3163	4103	440	0,4	20,4
	15	0,2500	184,6	1443	4086	5529	440	0,7	21,2
	20	0,3333	214,7	1944	4813	6756	441	1,0	22,2
14	40	14,6667	735,2	17397	3249	20646	762	2,2	605,3
14	45	14,7500	736,1	17301	3216	20517	764	2,2	607,4
14	50	14,8333	736,9	17205	3184	20389	766	2,1	609,6
14	55	14,9167	737,7	17109	3151	20260	767	2,1	611,7
15	00	15,0000	738,6	17013	3119	20132	769	2,1	613,8
15	05	14,0833	739,4	16916	3088	20004	771	2,1	615,9

Tabla 10.5: Cálculo de la temperatura del acero
Fuente: Eurocódigo 3

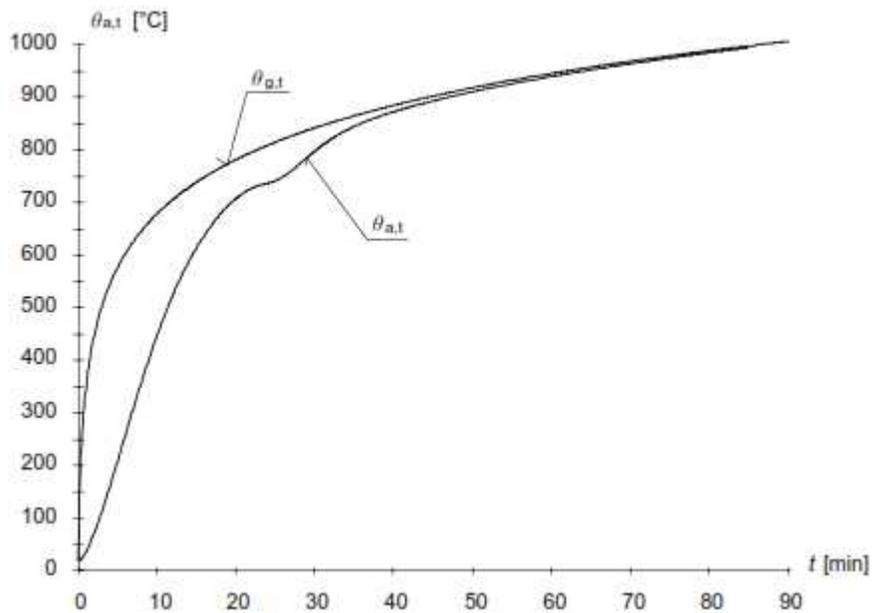


Figura 10.4: Curvas tiempo - temperatura del acero y del gas

Fuente: Eurocódigo 3

La temperatura del acero en el tiempo $t = 15$ min, $\theta_{a,t} = 614^{\circ}\text{C}$

La temperatura de la viga de acero puede ser evaluada de SD004. Para el factor de forma $A_m/V = 188\text{m}^{-1}$ y el factor de corrección para el efecto sombra $k_{sh} = 0,667$, el factor A_m/V usado en la gráfica en SD004 es igual a $0,667 \cdot 188 = 125$.

Y la temperatura del acero para $t=15$ minutos está dada por:

$$\theta_{a,t} = 614^{\circ}\text{C}$$

Verificación en el dominio de resistencia

Clasificación de la sección a temperatura elevada:

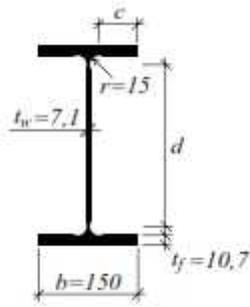


Ilustración 10.19: Clasificación de la sección transversal

La esbeltez en el ala en compresión es:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{56,45}{10,7} = 5,3$$

El límite para la clase 1 es 9ε . Para la situación de diseño por fuego ε es tomado como 0,85 del que es usado para el diseño normal. Este límite es:

$$9 \times 0,85 \times 0,924 = 7,07$$

El límite no es excedido. Por tanto el ala es clase 1.

La esbeltez del alma en el doblamiento es:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,0$$

El límite para clase 1 es 72ε . Para la situación de diseño por fuego ε es tomado como 0,85 del que es usado para el diseño normal. Este límite es:

$$72 * 0,85 * 0,924 = 56,6$$

El límite no es excedido. Por tanto el alma es clase 1.

La sección es clase 1 a elevada temperatura.

La resistencia de momento de diseño durante la exposición de fuego es:

$$M_{f,LR} = \frac{1}{k_1 * k_2} * \frac{k_{y,\theta} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M,f}}$$

El factor de reducción $k_{y,\theta}$ para la temperatura del acero $\theta_a = 614^\circ\text{C}$ es:

$$k_{y,\theta} = 0,436$$

El factor de adaptación:

$$k_1 = 0,7$$

Es usado para una viga sin protección expuesta al fuego en tres sitios.

Y el factor de adaptación:

$$k_2 = 1,0$$

Es usado para una viga simplemente apoyada.

La resistencia de momento de diseño a temperatura $\theta_a = 614^\circ\text{C}$ esta dada por:

$$M_{f,LR} = \frac{1}{0,7 * 1,0} * \frac{0,436 * 628,4 \times 10^3 * 275}{1,0} = 107,6 \text{ k} > 48,9 \text{ k}$$

El diseño de resistencia al corte está dado por:

$$V_{f,LR} = k_{y,\theta} * \frac{A_{v,z} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,f}} = 0,436 * \frac{2568 * 275}{\sqrt{3} * 1,0} = 177,8 \text{ k} > 26,4 \text{ k} = V_{f,S}$$

Por lo tanto, la sección es satisfactoria en la situación de diseño por fuego.

10.1.6 Ejemplo No.5

DISEÑO DE FUEGO DE UNA SECCIÓN DE VIGA IPE PROTEGIDA EXPUESTA A LA CURVA DE FUEGO PARAMETRIZADA

En este ejemplo se ilustra el diseño para condiciones de fuego de una viga simple no compuesta. La transferencia de calor en la sección es calculada usando la ecuación dada en EN1993-1-2, la cual es evaluada utilizando un procedimiento de cálculo incremental. La resistencia estructural es evaluada utilizando un modelo de cálculo simple para miembros en flexión, dadas en EN1993-1-2.

Una viga de acero forma parte de la estructura del suelo de un edificio de oficinas. La viga tiene una carga uniforme y restringida contra pandeo lateral torsional por una losa de cemento. Se requiere que la viga logre resistir 60 minutos al fuego y será protegida contra el fuego usando cemento vermiculita o mortero ignifugo en spray o lanzado. Las acciones térmicas serán determinadas usando la parametrización de la curva temperatura-tiempo.

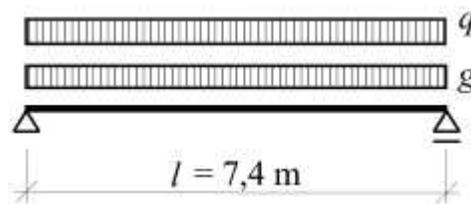


Ilustración 10.20: Sistema Estático

Datos básicos:

Propiedad de los materiales

Grado del acero: S275

Límite Elástico: f_y : 275 N/mm²

Densidad: ρ_a : 7850 Kg/m³

Cargas

Acciones Permanentes:

$$g_k = 4,8 \text{ kN/m}$$

Acciones Variables:

$$q_k = 43 \text{ kN/m}$$

Factores parciales de seguridad

- $G = 1,35$
- $Q = 1,50$
- $M_0 = 1,00$
- $M_{f,i} = 1,00$
-

Datos para el cálculo de fuego

Datos para la curva parametrizada de fuego:

- $\alpha = 5,794$
- $t_{max} = 22$ minutos
- $X =$
-

Propiedades de protección del fuego del material

- Espesor $d_p = 10$ mm

- Densidad $\rho = 550 \text{ Kg/m}^3$
- Calor específico $c_p = 1100 \text{ J/kgK}$
- Conductividad térmica $\lambda = 0.12 \text{ W/mK}$
-

Acciones mecánicas a temperaturas normales

El valor característico de la carga es

$$v_k = g_k + q_k = 4,8 + 7,8 = 12,60 \text{ k m}^{-1}$$

El valor de la carga de diseño es

$$v_d = g_k * \gamma_G + q_k * \gamma_Q = 4,8 * 1,35 + 7,8 * 1,5 = 18,18 \text{ k m}^{-1}$$

El momento flector y el esfuerzo cortante están dados por:

$$M_E = \frac{1}{8} * v_d * l^2 = \frac{1}{8} * 18,18 * 7,4^2 = 124,4 \text{ kJ}$$

$$V_E = \frac{1}{2} * v_d * l = \frac{1}{2} * 18,18 * 7,4 = 67,3 \text{ k}$$

Diseño a temperatura normal

La sección IPE 300 está diseñada para resistir las cargas aplicadas. Esa es una sección Clase 1

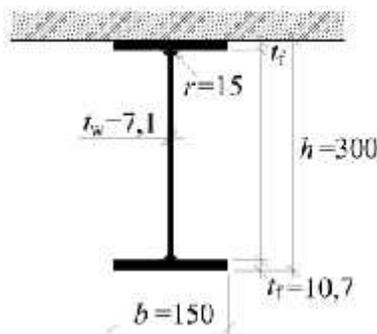


Ilustración 10.21: Clasificación de la sección transversal

En el Estado Ultimo Límite de Esfuerzo, la losa de concreto se asume que provee un soporte lateral completo a la compresión de las aletas; por lo tanto la inestabilidad lateral torsional no necesita ser tenida en cuenta.

La resistencia de flexión del momento está dada por:

$$M_{P,R} = \frac{W_{E,y} * f_y}{\gamma_{MU}} = \frac{628,4 \times 10^3 * 275}{1,0} = 172,8 \text{ kJ} > 124,4 \text{ kN} = M_S \quad \text{O}$$

El esfuerzo cortante está dado por:

$$V_{P,R} = \frac{A_{v,z} f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{MU}} = \frac{2568 * 275}{\sqrt{3} * 1,0} = 407,7 \text{ k} > 67,3 \text{ k} = V_S \quad \text{O}$$

La sección está chequeada en el Estado Límite de Utilidad:

$$\delta = \frac{5}{384} * \frac{v_k * l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} * \frac{12,60 * 7400^4}{210000 * 83,56 \times 10^6} = 28,0 \text{ m} < 29,6 \text{ m} = \frac{1}{250} \quad \text{O}$$

La sección es satisfactoria a temperaturas normales.

Diseño para situación de fuego

Acciones mecánicas para diseño en situación de fuego

Usando la regla simplificada en EN 1991-2, las acciones en situación de fuego pueden ser determinadas de acciones en diseño normal.

La situación accidental es usada para la combinación de acciones mecánicas durante la exposición al fuego, donde el factor es tomado como $\psi_{2,1} = 0,3$ para edificios de oficinas. El factor de reducción para el diseño del nivel de carga es igual a

$$\eta_f = \frac{g_k + \psi_{1,1} * q_k}{g_k * \gamma_G + q_k * \gamma_Q} = \frac{4,8 + 0,3 * 7,8}{4,8 * 1,35 + 7,8 * 1,5} = 0,393$$

NB: El factor η_f es un parámetro determinado nacionalmente. El valor usado en este ejemplo es el valor recomendado en EN 1991-1-2.

El diseño del momento flector y el esfuerzo cortante se calculan por:

$$M_{f,Ed} = \eta_f M_{Ed} = 0,393 \cdot 124,4 = 48,9 \text{ kNm}$$

$$V_{f,Ed} = \eta_f V_{Ed} = 0,393 \cdot 67,3 = 26,4 \text{ kN}$$

Evaluación de la temperatura en gases

La curva usada en este ejemplo se basa en los siguientes parámetros $\Gamma = 5,794$, $t_{max} = 22$ minutos (0,367 horas) y $x = 1$ que deberían ser usados. El tiempo modificado t^* (en horas) es usado en la curva parametrizada.

$$t^* = t \Gamma = 5,794 t$$

La máxima temperatura del gas se alcanza en el tiempo t_{max}^*

$$t_{max}^* = t_{max} \Gamma = 0,367 \cdot 5,794 = 2,125 \text{ h}$$

La parte de calentamiento de la curva de temperatura está dada

$$\theta_{g,t} = 20 + 1325 \left(1 - 0,324 e^{-0,2 t^*} - 0,204 e^{-1,7 t^*} - 0,472 e^{-19 t^*} \right)$$

La temperatura máxima del gas en el compartimiento de fuego es

$$\theta_{\max} = 20 + 1325 \left(1 - 0,324 e^{-0,2 \cdot 2,125} - 0,204 e^{-1,7 \cdot 2,125} - 0,472 e^{-19 \cdot 2,125} \right)$$

$$\theta_{\max} = 1057^{\circ}\text{C}$$

Cuando $t_{\max}^* = 2$, la curva en la fase de enfriamiento está dada por

$$\begin{aligned} \theta_{g,t} &= \theta_{\max} - 250 \left(t^* - t_{\max}^* \right) \\ &= 1057 - 250 \cdot (t^* - 2,126 \cdot 1) \\ &= 1588,5 - 250 \cdot t^* \end{aligned}$$

Evaluación de la temperatura de la viga

El factor de sección puede ser calculado como sigue (ver Ilustración 10.21, donde la línea punteada indica la sección perimetral expuesta al fuego):

$$\begin{aligned} \frac{A_p}{V} &= \frac{3b + 2(h - t_w - 4r) + 2\pi r}{A} = \\ &= \frac{3 \cdot 150 - 2 \cdot (300 - 7,1 - 4 \cdot 15) + 2 \cdot \pi \cdot 15}{5381} = \\ &= 0,188 \text{ mm}^{-1} = 188 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

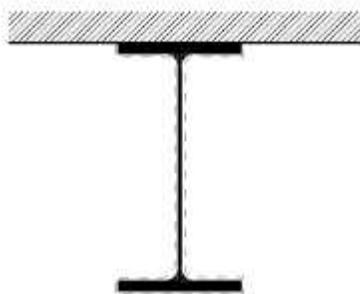


Ilustración 10.22: Evaluación de la sección parametrizada A_p/V

Para el aumento de la temperatura del acero es calculada incrementalmente usando la siguiente ecuación:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V}{d_p c_a \rho_a} \frac{\theta_{g,t} - \theta_{a,t}}{(1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \Leftrightarrow \Delta\theta_{a,t} \geq 0$$

Donde

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V}$$

El intervalo de tiempo $t = 30$ seg es usada en el cálculo de temperatura.

Las temperaturas del Acero y del gas, calculadas se muestran en la Tabla 10.6 y en la Figura 10.5.

min	seg	t hour	θ_g °C	c_a J/kg °C	ϕ	$\Delta\theta_{a,t}$ °C	$\theta_{a,t}$ °C
	0	0	20,0	440			20,0
	30	0,04828	420,9	440	0,320	0,0	20,0
1	00	0,09657	594,7	440	0,320	0,0	20,0
1	30	0,14485	878,8	440	0,329	-4,3	24,3
2	00	0,19313	721,4	443	0,327	8,7	33,1
2	30	0,24142	750,3	449	0,328	10,5	43,5
3	00	0,28970	772,1	456	0,318	11,2	54,7
40	30	3,81096	610,4	738	0,196	0,7	581,1
41	00	3,85923	598,3	739	0,196	0,6	581,6
41	30	4,00752	586,2	740	0,196	0,4	582,1
42	00	4,05580	574,2	740	0,196	0,3	582,3
42	30	4,10408	562,1	740	0,196	0,1	582,5
43	00	4,15237	550,0	741	0,196	0,0	582,5
43	30	4,20065	538,0	741	0,190	-0,1	582,4
44	00	4,24893	525,9	741	0,196	-0,2	582,1
44	30	4,29722	513,8	740	0,196	-0,4	581,6
45	00	4,34550	501,7	740	0,196	0,5	581,3
45	30	4,39378	489,7	739	0,196	-0,6	580,6
46	00	4,44207	477,5	739	0,196	-0,8	579,9
58	00	5,60087	187,9	690	0,210	3,8	525,8
58	30	5,64915	175,8	687	0,211	-3,7	522,1
59	00	5,69743	163,8	684	0,212	-3,8	518,3
59	30	5,74572	151,7	681	0,213	3,9	514,3
60	00	5,79400	139,6	678	0,214	-4,0	510,3
60	30	5,84228	127,5	674	0,215	-4,2	506,1

Tabla 10.6: Cálculo de la temperatura del acero
Fuente: Eurocódigo 3

La temperatura máxima alcanzada dada la exposición al fuego parametrizado es $\Theta_a = 582 \text{ C}$

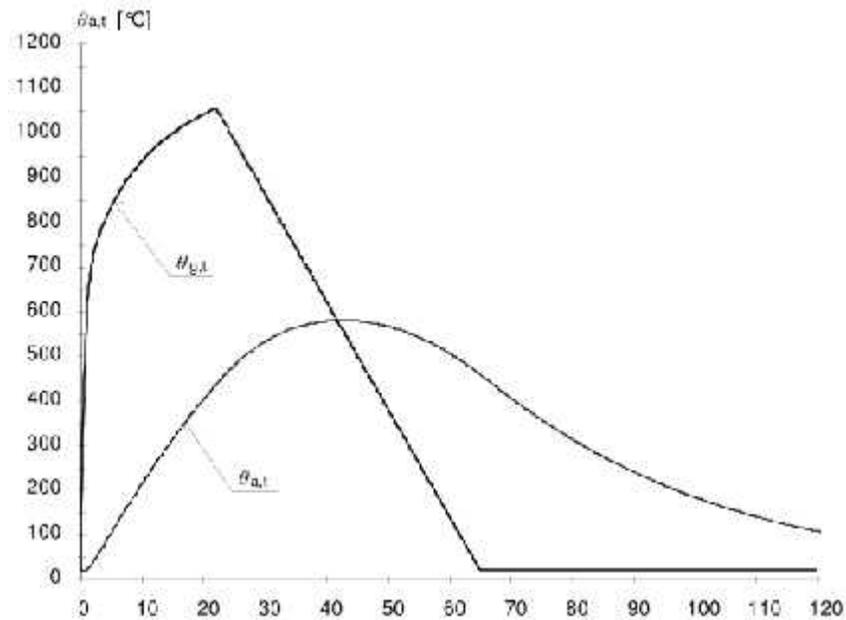


Figura 10.5: Curvas tiempo - temperatura del acero y del gas
Fuente: Eurocódigo 3

Verificación en el dominio de la resistencia
 Clasificación de la sección a temperaturas elevadas

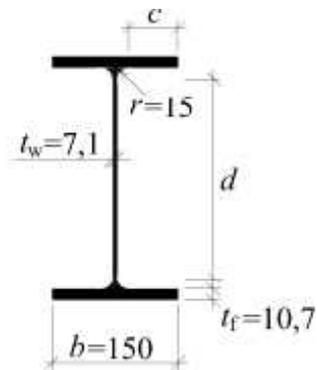


Ilustración 10.23: Clasificación de la sección transversal

La esbeltez de las aletas en compresión es

$$\frac{c}{t_f} = \frac{56,45}{10,7} = 5,3$$

El límite para la Clase 1 es 9 . Para el diseño de la situación de fuego es tomado como 0,85 de aquel usado en diseño normal. Así el límite para S275 es:

$$9 \times 0,85 \times 0,924 = 7,07$$

El límite no se excede, por lo tanto, las aletas son Clase 1.

La esbeltez del alma en el pandeo es:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,0$$

Y el límite para la Clase 1 es 72 . Para el diseño de la situación de fuego es tomado como 0,85 de aquel usado en diseño normal. Así el límite es:

$$72 \times 0,85 \times 0,924 = 56,6$$

El límite no se excede, por lo tanto, el alma es Clase 1.

La sección es Clase 1 para temperaturas elevadas.

El factor de reducción para la temperatura $t_a = 582$ °C es:

$$k_{y,\Delta} = 0,525$$

El diseño de la resistencia del momento durante la exposición al fuego está dada por:

$$M_{f,Rd} = \frac{1}{\kappa_1 \kappa_2} \frac{k_{y,0} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M,0}}$$

El factor de adaptación

$$\kappa_1 = 0,85$$

Es usada para una viga desprotegida expuesta al fuego en los tres lados.

Y el factor de adaptación

$$\kappa_2 = 1,0$$

Es usado para una viga simplemente apoyada.

El diseño de la resistencia del momento a temperatura $t_a = 582 \text{ } ^\circ\text{C}$ es:

$$M_{f,Rd} = \frac{1}{0,85 \cdot 1,0} \cdot \frac{0,525 \cdot 628,4 \cdot 10^3 \cdot 275}{1,0} = 106,7 \text{ kNm} > 48,9 \text{ kNm OK}$$

El diseño del esfuerzo cortante está dado por:

$$V_{f,Rd} = k_{y,0} \frac{A_{v,z} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,0}} = 0,525 \cdot \frac{2568 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 214,1 \text{ kN} > 26,4 \text{ kN} = V_{f,Sd} \text{ OK}$$

La sección es satisfactoria en el diseño de la situación de fuego.

Comparación con el diseño estándar para resistencia de fuego

Para una exposición de 60 minutos a la curva temperatura-tiempo estándar, el espesor de la protección requerida puede ser determinado usando las tablas de diseño de los fabricantes para la vermiculita en spray o lanzada, publicado en el artículo “*Protección de fuego para el acero estructural en edificios*” (“*Fire protection for structural steel in buildings*”). Estas tablas de diseño están basadas bajo la asunción de que la temperatura crítica no es menor a 550 °C.

Factor de Sección = 188 m^{-1}

Espesor de protección = 15 mm

10.1.6 Ejemplo No.6 – Calculo del tiempo equivalente.

CALCULO DEL TIEMPO EQUIVALENTE PARA UN EDIFICIO CON ESTRUCTURA APORTICADA DE CONCRETO PARA USO ADMINISTRATIVO (OFICIAL), CON AREA EN PLANTA DE 28 METROS POR 15 METROS Y CON ALTURA ESTANDAR DE ENTRE PISOS DE 2.80 METROS.

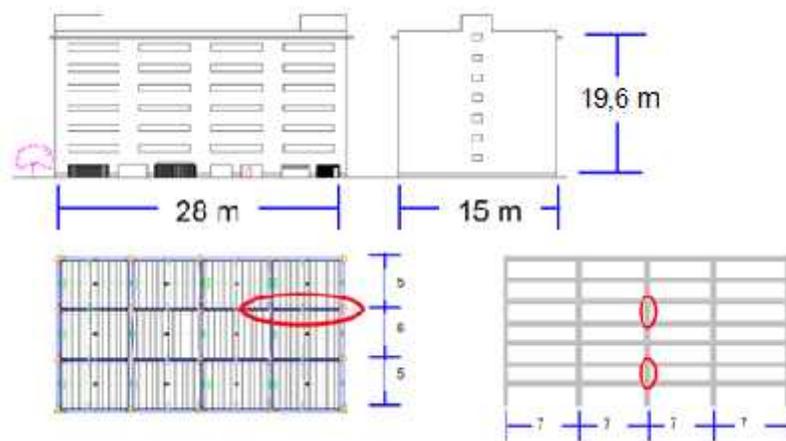


Ilustración 10.24: Edificio en concreto, ejemplo 6

Como ya se ha definido, el tiempo equivalente, es el periodo de tiempo que debe permanecer un elemento estructural expuesto a la acción de un fuego normalizado (curva ISO 834), para que alcance la misma temperatura que conseguiría llegar a obtener como valor máximo durante el desarrollo total de un fuego natural. Por lo tanto, se buscará

$$t_{e,d} < t_{f,d} (I: 8)$$

Donde,

$$t_{e,d} = k_b * w_f * k_c * q_{f,d}$$

- k_b coeficiente de conversión en función de las propiedades térmicas de la envolvente del sector, que puede tomarse igual a 0,07. El anexo F de la norma UNE EN 1991-1-2:2004 da valores más precisos.
- w_f coeficiente de ventilación en función de la forma y tamaño del sector.
- k_c coeficiente de corrección según el material estructural: hormigón, acero con o sin protección.
- $q_{f,d}$ valor de cálculo de la densidad de carga de fuego en función del uso del sector, en MJ/m, obtenida a partir del valor característico, $q_{f,k}$ dado en el anexo B de las normas CTE DB-SI, por los coeficientes de combustión, de tamaño, de actividad, existencia de medidas activas y altura de evacuación.

Solución:

Datos básicos:

Densidad de la carga de fuego $q_{f,d} = 625 \text{ MJ/m}$

Área de la planta $A_f = 420 \text{ m}^2$

Área de la aberturas verticales $A_v = 60 \text{ m}^2$

Sin aberturas horizontales $A_h = 0$

Altura del sector $H = 2,8 \text{ m}$.

$K_c = 1$ Para concreto o acero protegido.

$K_b = 0.07$

La primera solución sería en el dominio de la resistencia R30, R60, etc., definiendo el tiempo requerido según la norma DB-SI 6 del Eurocódigo, el cual para este caso sería R90 (90 minutos), como se ve en la figura

Uso del sector de incendio 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⁾		

Figura 10.6: Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales

Fuente: Norma DB-SI 6, Eurocódigo

Por el análisis matemático se tiene,

$$a_v = \frac{A_v}{A_f} = \frac{60}{420} = 0,143$$

$$a_h = \frac{A_h}{A_f} = \frac{0}{420} = 0$$

$$b_v = 12.5 * (1 + 10 * a_v - a_v^2) > 10.0$$

$$b_v = 12.5 * (1 + 10 * 0,143 - 0,143^2) = 30,12 > 10,0$$

$$w_f = \left(\frac{6,0}{H}\right)^{u.s} * \left[\frac{0,62 + 90(0,4 - a_v)^4}{(1 + b_v * a_{fi})} \right]$$

$$w_f = \left(\frac{6,0}{2,8}\right)^{u.s} * \left[\frac{0,62 + 90(0,4 - 0,143)^4}{(1 + 30,12 * 0)} \right] = 1,273$$

Donde

$$t_{e,d} = k_b * w_f * k_c * q_{f,d}$$

$$t_{e,d} = 0,07 * 1,273 * 1,0 * 625 = 56 \text{ m} \quad \Rightarrow 60 \text{ m}$$

Por lo tanto, se puede definir la protección bajo la curva ISO 834, para un R60 (60 minutos) y no para un R90 (90 minutos), con lo cual se obtiene una disminución notoria del 33% del tiempo equivalente con respecto al tiempo prescriptivo de 90 minutos.

11. EJEMPLOS DE APLICACIÓN - METODO GRAFICO POR MEDIO DE NOMOGRAMAS

Los siguientes ejemplos descritos bajo el método gráfico utilizando los Eurocódigos se basaron en la cartilla de instrucción dada por la firma Asociación para la promoción técnica del acero (APTA), y revisada por el ingeniero español experto en diseño para condiciones de fuego Albert Jiménez.

Para los ejemplos desarrollados a continuación se toman en consideración las exigencias internacionales de resistencia estructural ante el fuego, definidas para tiempos que oscilan entre los 30 y 180 minutos (en Colombia entre 60 y 120 minutos). De igual forma los ejemplos descritos se guían por reglamentación dada (Eurocódigos), la cual tiene en cuenta el uso de la edificación, el número de pisos, la carga de fuego, el número de usuarios y el efecto positivo de las medidas de protección presentes en ellos.

Los ejemplos a desarrollar se basan en la metodología de cálculo para estructuras de acero con y sin protección de acuerdo al Eurocódigo EN 1993-1-2:2005.

11.1 BASES TEORICAS

11.1.1 Principios generales

El instante de colapso de una estructura de acero depende de:

La temperatura crítica del acero $t_{a,cr}$: Las propiedades del acero dependen respecto a la temperatura (**Figura 11.1**). La temperatura crítica corresponde a la temperatura en la cual colapsa la estructura de acero. Dicha estructura depende del grado de utilización μ_0 :

$$\mu_0 = \frac{E_{f,d}}{R_{f,d,\mu}}$$

$E_{f,d}$ = Efecto de cálculo de las acciones bajo situación de incendio.

$R_{fi,d,0}$ = La resistencia de cálculo en situación de incendio en el momento $t = 0$.

En las vigas, $R_{fi,d,0}$ equivale a la resistencia a temperatura ambiente R_d , dado que $M_{M,fi} = 1.0$.

En columnas o elementos de soporte continuos, de varios pisos, en donde cada piso sea un sector de incendio distinto, la longitud de pandeo tenida en cuenta en el cálculo se puede reducir a un valor:

$$l_f = \alpha * L_c$$

Donde

= 0.5 para soportes de pisos intermedios.

= 0.7 para soportes de piso superior.

Para los demás casos, la longitud de pandeo de columnas es igual a la tenida en cuenta a temperatura ambiente, es decir $\alpha = 1.0$

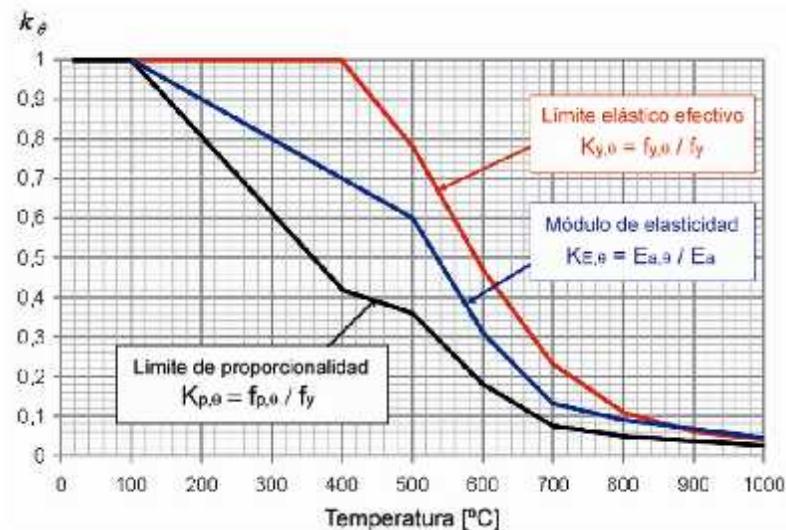


Figura 11.1: Coeficientes de corrección de las características mecánicas del acero en función de la temperatura.

Fuente: APTA – Asociación para la promoción técnica del acero

Velocidad de calentamiento en el incendio: la cual depende de tres factores:

- Evolución de la temperatura del incendio.
- El factor de sección $P [m^{-1}]$, razón entre la superficie en exposición al fuego (A) y el volumen del acero (V) por unidad de longitud.
- Aporte en la resistencia del acero al fuego por posibles materiales de protección. Este aporte se determina por el espesor d_p y por las características térmicas:
 - Conductividad térmica λ_p [W/m·K]
 - Calor específico c_p [J/Kg·K]
 - Densidad ρ [Kg/m³]

La influencia sobre la resistencia al fuego será determinada de acuerdo a ENV 13381-4 ó ENV 13381-8, o según título J de las NSR10.

11.1.2 **Ámbito de aplicación**

El método de cálculo se hace válido cuando se cumplan las siguientes condiciones estructurales:

- **Estructura arriostrada:**
 - Elementos respondiendo a tensión pura.
 - Vigas isostáticas o hiperestáticas (estáticamente definidas o no), sometidas a tracción.
 - Columnas sometidas únicamente esfuerzos axiales.

- Elementos susceptibles a pandeo lateral, o sometidos a combinación de cargas axiales, transversales y/o momentos no se incluyen. Se considera que no hay riesgo de pandeo lateral cuando el alma comprimida de la viga esté arriostrada lateralmente (Por ej. Una losa de entrepiso).
- **Tipos de acero:** Todos los que se nombran de acuerdo a los eurocódigos.
- **Clase de la sección:** Se determinan tres clases de elementos 1, 2 o 3 (**Tabla 11.1**). Para las secciones 4, la temperatura crítica estándar equivale a 350°C. El factor de sección debe superar los 10 m⁻¹.

11.1.3 Hipótesis

- La evolución de la temperatura del incendio sigue la curva de incendio normalizada ISO-834.
- Las acciones mecánicas son constantes durante el incendio. Es despreciable el efecto por dilatación térmica.
- La temperatura en la estructura de acero es homogénea. En caso de no serlo, debe emplearse el coeficiente corrector $\eta = \eta_1 \cdot \eta_2$, equivale a 0,6 / 0,7 / 0,85 / 1,0 con:
 - η_1 : se tiene en cuenta distribución no homogénea de la temperatura en la sección de la viga:
 - $\eta_1 = 0,70$ para una viga no protegida, con calentamiento de tres caras.
 - $\eta_1 = 0,85$ para una viga protegida, con calentamiento de tres caras.
 - $\eta_1 = 1,00$ para una viga con calentamiento en todas sus caras.

- ψ_2 : tiene en cuenta distribución no homogénea de la temperatura a lo largo de la longitud de la viga:
 - $\psi_2 = 0,85$ sobre las secciones de apoyo de las vigas hiperestáticas.
 - $\psi_2 = 1,00$ en los demás casos.

11.2 ACCIONES EN CASO DE INCENDIO

De acuerdo a los eurocódigos, los valores de la sobrecarga vertical variable $Q_{k,i}$, en caso de incendio, es considerada como el valor cuasi-permanente (o transitorio), a partir del valor representativo de la carga (a temperatura ambiente) por medio del coeficiente de reducción $\psi_{2,i}$. Inclusive, los coeficientes de seguridad que se aplican a las cargas son la unidad.

$$E_{f,ed} = \sum_j G_{k,j} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

En la **Tabla 11.1** están incluidas las sobrecargas de uso $Q_{k,i}$, más los valores del coeficiente $\psi_{2,i}$. se usan para obtener la parte cuasi-permanente de las mismas. Respecto a la relación entre $Q_{k,i}$ y $\psi_{2,i}$ (las cargas permanentes), además del número de pisos n que se encuentra soportando la columna, en la tabla está representado por un coeficiente n_{fi} . Este permite obtener la carga total en caso de incendio en función de la carga total a temperatura ambiente. Se pueden obtener del análisis a una temperatura ambiente, los efectos de las acciones en caso de incendio $E_{d,fi}$, por medio de la corrección con el coeficiente $E_{d,fi} = n_{fi} \cdot E_d$. A partir del cual, n_{fi} es un valor aproximado del grado de uso μ_0 . Aplicando la tabla a las vigas, no se debe realizar una reducción de sobrecargas en el análisis geométrico bajo temperaturas ambiente de las mismas a pesar de estar soportando superficies significativas. Para las columnas es considerado que todos los pisos que se encuentran soportando corresponden a la misma categoría de uso.

Paneles interiores comprimidos					
Clase de sección		Flexión		Compresión	
1		$c/t \leq 72 \cdot \varepsilon$		$c/t \leq 33 \cdot \varepsilon$	
2		$c/t \leq 83 \cdot \varepsilon$		$c/t \leq 38 \cdot \varepsilon$	
Paneles en ménsula					
Clase de sección		Compresión			
1		$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon$			
2		$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon$			
3		$c/t \leq 14 \cdot \varepsilon$			
Otros perfiles					
			Angulares	Tubos	
Clase de sección			Compresión	Compresión y/o flexión	
1			-	$d/t \leq 50 \cdot \varepsilon^2$	
2			-	$d/t \leq 70 \cdot \varepsilon^2$	
3			$h/t \leq 15 \cdot \varepsilon$	$d/t \leq 90 \cdot \varepsilon^2$ Para $d/t \geq 90 \cdot \varepsilon^2$, ver EN 1993-1-6	
Valores de ε y ε^2 en caso de incendio					
f_y	S235	S275	S355	S420	S460
ε	0,85	0,79	0,69	0,64	0,61
ε^2	0,72	0,62	0,48	0,40	0,37

Tabla 11.1: Clasificación de secciones sometidas a compresión.
Fuente: APTA – Asociación para la promoción técnica del acero

MÉTODO DE CÁLCULO

11.2.1 Cálculo de la temperatura crítica.

El método puede ser aplicado a vigas y a elementos que se sometan a tracción pura. Pueden ser usados en soportes, pero los resultados deberán ser bastante conservadores. Para dimensionamiento, se recomienda utilizar el método del cálculo de la temperatura del acero.

Uso	Q _k KN m ²	Q _k /G _k =						
		0.5		1		2		
		ψ ₂	Vigas (n < 2)		Soportes		Soportes (n > 2)	
A: Residencial	2.0	0.3	0.55	0.46	0.37	0.61	0.53	0.45
B: Oficinas	3.0	0.3	0.55	0.46	0.37	0.61	0.53	0.45
C: Zonas de acceso público	5.0	0.6	0.62	0.56	0.51	0.69	0.65	0.62
D: Comercial	5.0	0.6	0.62	0.56	0.51	0.69	0.65	0.62
E: Almacenamiento	7.5	0.8	0.67	0.63	0.60	0.67	0.63	0.60
F: Aparcamientos veh. < 30 KN	2.5	0.6	0.62	0.56	0.51	0.62	0.56	0.51
G: Aparcamientos veh. 30-160 KN	5.0	0.3	0.55	0.46	0.37	0.55	0.46	0.37
H: Cubiertas accesibles sólo conservación	H<1000 m*		0	0.48	0.35	0.23		
	H>1000 m**		0.2	0.52	0.42	0.32		

* Sobrecarga debido a nieve (EN 1991-1-3) o sobrecarga debido a la conservación.
 ** Únicamente sobrecarga de nieve. En caso de sobrecarga por conservación tomar los valores n_{fi} equivalentes a H<1000m.

Tabla 11.2: Coeficiente n_{fi} en función de la relación entre Q_k y G_k.

Fuente: APTA – Asociación para la promoción técnica del acero

11.2.1.1 Método simplificado

Paso 1: Determinar el grado de uso en caso de incendio.

$$\mu_{fi} = \frac{E_{f,d}}{R_{d,d,fi}}$$

De acuerdo al Eurocódigo se pueden adoptar como valores del lado de la seguridad $\mu_0 = 0,70$ para forjados de categoría E en la EN 1990 (uso principal: uso industrial y

almacenes) y $\mu_0 = 0,65$ para los demás casos. Para elementos comprimidos, el grado de uso se puede estimar a partir del valor de cálculo de la resistencia del elemento bajo temperaturas ambiente R_d : $\mu_0 = E_{f,d} / R_d$.

Paso 2: Para vigas, la determinación del coeficiente corrector en función de la uniformidad de la distribución de la temperatura. En las columnas se calcula el coeficiente de reducción de la longitud de pandeo cuando ocurra un incendio del piso considerado y las vinculaciones entre las columnas de los demás pisos.

Paso 3: Determinación de la temperatura crítica por medio de los nomogramas presentados en la **Figura 11.2**.

11.2.1.2 Método avanzado para elementos comprimidos

Paso 1: Pueden obtenerse valores menos conservadores usando el coeficiente de reducción admisible plástico:

$$\mu_p = E_{f,d} (A_a \cdot f_y)$$

Donde A_a es el área de sección transversal y f_y corresponde al límite elástico a una temperatura ambiente.

Paso 2: Se calcula la esbeltez en el momento $t = 0$, sin omitir el coeficiente de reducción de la longitud de pandeo dado un caso de incendio :

$$\lambda_{p,0} = \alpha \cdot \bar{\lambda} = \alpha \cdot \frac{l_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \varepsilon}, \text{ donde } \varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

Paso 3: Se obtiene la temperatura crítica de acuerdo a la tabla dada en el **ANEXO C**, con base a los valores μ_{pl} y $\mu_{fi,0}$.

11.2.2 Cálculo de la temperatura del acero.

Paso 4: Se debe calcular el factor de sección $P = A/V$. Para el caso de los perfiles sin protección o con protección rectangular, se tendrá en cuenta el valor de la superficie que sea expuesta al fuego. Al perímetro rectangular, la **Tabla 11.3** los puede mostrar. Los perfiles protegidos que se ajustarán a la geometría, será considerado el contorno del perfil como valor de A. Las tablas dadas en **ANEXO A** y **ANEXO B**, muestra los factores de sección según el caso de exposición en las áreas de contacto con fuego.

Paso 5: Corrección del factor de sección. Para los perfiles sin protección, el valor obtenido "A/V" en las tablas dadas en **ANEXO A** y **ANEXO B** se multiplica por 0,9. Para los perfiles protegidos, el calentamiento es calculado a partir de un factor de sección modificado P_{mod} :

$$P_{mod} = \frac{A}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{1}{1 + \phi/3}, \text{ donde } \phi = \frac{\rho_p \cdot c_p}{\rho_a \cdot c_a} \cdot d_p \cdot \frac{A}{V}$$

representa la inercia térmica relativa del material aislante, ρ_a es la densidad del acero (7850 Kg/m³), y c_a es el calor específico del acero. Para el cálculo se puede tomarse de manera aproximada $c_a = 600$ J/Kg·K. Si se tiene en cuenta la manera conservadora, el valor de ϕ puede ser nulo (cero).

Paso 6: Determinación gráfica por medio del nomograma del tiempo para llegar a la temperatura crítica (**Tabla 11.3**), en función del factor de sección modificado. El tiempo obtenido equivale a la resistencia al fuego.

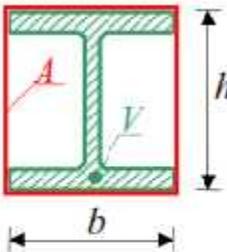
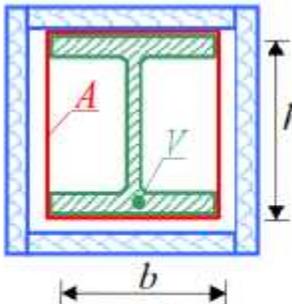
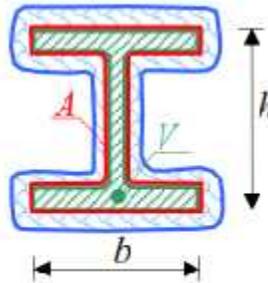
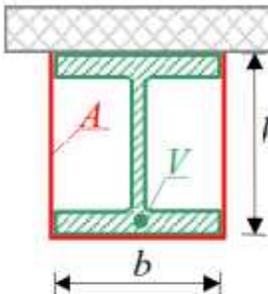
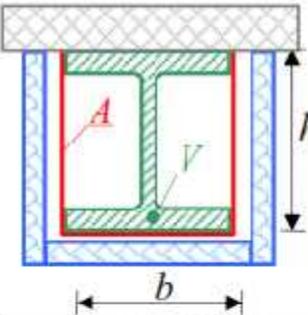
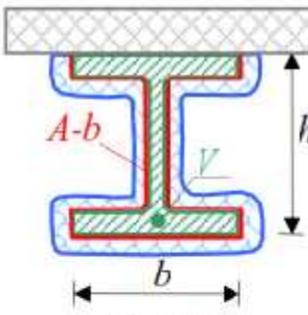
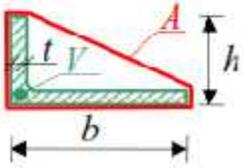
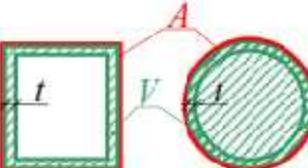
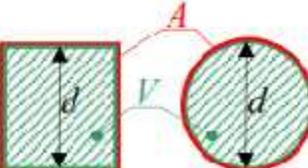
<p>Perfil en I no protegido y expuesto en todas sus caras</p> 	<p>Perfil en I protegido y expuesto en todas sus caras: protección rectangular</p> 	<p>Perfil en I protegido y expuesto en todas sus caras: protección siguiendo el contorno</p> 
$P = 0,9 \cdot A/V = 0,9(2 \cdot b + 2 \cdot h)/V$	$P = A/V = (2 \cdot b + 2 \cdot h)/V$	$P = A/V$
<p>Perfil en I no protegido y expuesto en 3 caras</p> 	<p>Perfil en I protegido y expuesto en 3 caras: protección rectangular</p> 	<p>Perfil en I protegido y expuesto en 3 caras: protección siguiendo el contorno</p> 
$P = 0,9 \cdot A/V = 0,9(b + 2 \cdot h)/V$	$P = A/V = (b + 2 \cdot h)/V$	$P = (A-b)/V$
<p>Perfil en L no protegido y expuesto en todas sus caras</p> 	<p>Perfil tubular hueco no protegido y expuesto en todas sus caras</p> 	<p>Perfil macizo no protegido y expuesto en todas sus caras</p> 
$P = A/V \approx 2/t$	$P = A/V \approx 1/t$	$P = A/V = 4/d$

Tabla 11.3: Factores de sección en función del tipo de perfil y del modo de calentamiento.

Fuente: APTA – Asociación para la promoción técnica del acero

11.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE PROTECCIÓN

Para un cálculo del calentamiento del acero aproximado, pueden utilizarse los valores de referencia de las características térmicas en los distintos materiales de protección (Tabla 11.4).

Material de protección	ρ_p [Kg/m ³]	$\lambda\rho$ [W/m·K]	c_p [J/Kg·K]
Proyectado, baja densidad			
Fibras minerales	300	0.12	1200
Cemento y vermiculita o perlita	350	0.12	1200
Proyectado, alta densidad			
Vermiculita o perlita con cemento	550	0.12	1100
Vermiculita o perlita con yeso	650	0.12	1100
Placas o paneles			
Vermiculita o perlita con cemento	800	0.20	1200
Fibras de silicato (calcio)	600	0.15	1200
Fibra-cemento	800	0.15	1200
Yeso	800	0.20	1700
Lana mineral o de roca	150	0.20	1200
Pintura intumescente	0	0.005-0.012	0

Tabla 11.4: Valores de referencia de las características térmicas de distintos materiales de protección.

Fuente: APTA – Asociación para la promoción técnica del acero

11.5 EJEMPLOS DE CÁLCULO POR EL METODO GRAFICO

11.5.1 Ejemplo 1 - Viga isostática

VIGA IPE300 DE ACERO S235 EN LA QUE SE ENCUENTRA APOYADA UNA PLACA DE CONCRETO CON LAMINA COLABORANTE PARA UN EDIFICIO DE OFICINAS. EL MOMENTO PLÁSTICO A TEMPERATURA AMBIENTE ES $M_{FI,0,RD} = 147,7 \text{ KN}\cdot\text{M}$. LA VIGA SE ENCUENTRA PRESERVADA POR UNA PINTURA INTUMESCENTE DE 1 MM DE ESPESOR EN SECO. LA VIGA TIENE UNA LUZ DE 6 M. LA DISTANCIA ENTRE LOS EJES DE LAS VIGAS ES DE 3 M. LA CARGA PERMANENTE DE FORJADO ES $G_k = 3 \text{ KN/M}^2$. LA VIGA TIENE UN PESO PROPIO DE 0,4 KN/M. LAS SOBRECARGAS VARIABLES EN UN EDIFICIO DE OFICINAS ES DE $Q_k = 3 \text{ KN/M}^2$ SEGÚN EL EUROCÓDIGO 1. DETERMINAR LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LA VIGA.

Cálculo simplificado

Paso 1: Se determina el grado de uso. Utilizar $\mu_0 = 0,65$ es la aproximación más simple y segura.

Paso 2: Se determina el coeficiente de corrección k . La parte superior del alma está sujeta a compresión pero al verse arriostrada por la losa del forjado, no es considerado como un riesgo debido a pandeo lateral. Por lo anterior es posible aplicar los coeficientes $k = 0,85$. En el caso de una viga isostática protegida con una losa de hormigón sobre la cara superior es:

$$k = 0,85$$

Paso 3: Se determina la temperatura crítica (**Figura 11.2**)

$$\theta_c = 573^\circ\text{C}$$

Paso 4: Se determina el factor de sección P (**ANEXO A y ANEXO B**). Para una protección ajustable al contorno del perfil y un la cara superior una losa se tiene:

$$P = 188 \text{ m}^{-1}$$

Paso 5: Corrección del factor de sección, con $\rho = 0,01 \text{ W/m}\cdot\text{K}$. Es posible despreciar la inercia térmica de la pintura intumescente.

$$\phi = 0,0$$

Paso 6: Determinación gráfica del tiempo en alcanzar la temperatura crítica (**Figura 2**): $t = 50 \text{ min}$. Por lo anterior se puede decir que la viga tuvo un comportamiento satisfactorio de resistencia al fuego R30.

Cálculo más preciso

Paso 1A: Se determina el grado de uso:

$$\mu_U = \frac{E_{f,d}}{R_{f,d,U}}$$

La sobrecarga para los casos de incendios es:

$$q_{f,E} = 1,0 \cdot (3 \cdot 3 + 0,4) + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 3 \cdot 3 = 12,1 \frac{\text{K}}{\text{m}}$$

$$M_{f,E} = \frac{1}{8} \cdot 12,1 \cdot 6^2 = 54,5 \text{ K} \cdot \text{m}$$

$$\mu_U = \frac{54,5}{147,7} = 0,37$$

Paso 2A: Mismo procedimiento que en paso 2.

$$K = 0,85$$

Paso 3A: Mismo procedimiento que el paso 3.

$$\theta_c = 665^\circ\text{C}$$

Paso 4A y 5A: Mismo procedimiento que el paso 4 y 5

$$P_m = 1880 \frac{\text{W}}{\text{m}^3 \cdot \text{K}}$$

Paso 6: El tiempo que tarda la viga en llegar a la temperatura crítica es de $t = 66$ min, satisfaciendo así la resistencia al fuego R60 (60 minutos).

11.5.2 Ejemplo 2 - Viga hiperestática

VIGA IPE300 DE ACERO S235 EN LA QUE SE ENCUENTRA APOYADA UNA PLACA DE CONCRETO CON LAMINA COLABORANTE PARA UN EDIFICIO DE OFICINAS. EL MOMENTO PLÁSTICO A TEMPERATURA AMBIENTE ES $M_{F1,0,RD} = 147,7$ KN·M. LA VIGA TIENE UNA LUZ DE 6 M. LA DISTANCIA ENTRE LOS EJES DE LAS VIGAS ES DE 3 M. LA CARGA PERMANENTE DE FORJADO ES $G_k = 3$ KN/M². LA VIGA TIENE UN PESO PROPIO DE 0,4 KN/M. LAS SOBRECARGAS VARIABLES EN UN EDIFICIO DE OFICINAS ES DE $Q_k = 3$ KN/M² SEGÚN EL EUROCÓDIGO 1. DETERMINAR PARA EL CASO HIPERESTÁTICO, EL ESPESOR REQUERIDO COMO MATERIAL DE PROTECCIÓN (PLACAS DE SILICATO DE CALCIO) PARA LOGRAR RESISTIR UN TIEMPO DE 120 MINUTOS DURANTE UN INCENDIO.

Paso 1: El momento flector aproximado equivalente es:

$$M_{f,E} = \frac{1}{12} \cdot 12,1 \cdot 6^2 = 36,3 \text{ K} \cdot \text{m}$$

Por lo cual se puede obtener:

$$\mu_U = \frac{36,3}{147,7} = 0,25$$

Paso 2: Consiste de una viga hiperestática protegida con contacto al fuego en tres caras, para lo cual:

$$K = 0,85 \cdot 0,85 = 0,7$$

Paso 3: (Figura 11.2):

$$\theta_c = 748^\circ\text{C}$$

Paso 4: Si se dispone de un material de protección rectangular se dispone de la tabla para indicar el valor (**ANEXO A y ANEXO B**)

$$P = 139 \text{ m}^{-1}$$

Si se quiere satisfacer R120, es necesario alcanzar un factor de sección modificado:

$$P_m = 1350 \frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}} \quad (\text{Figura 11. 2})$$

Hay que despreciar la inercia térmica del material de protección como primera aproximación ($\theta = 0$), se tiene lo siguiente:

$$\lambda_p = 0,15 \frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}}$$

El espesor necesario se obtiene de la siguiente manera:

$$d_p = \frac{A}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{P_m} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\theta}{3}} = 139 \cdot \frac{0,15}{1350} \cdot \frac{1}{1 + 0} = 15,4$$

Teniendo en cuenta la inercia térmica del material de protección, con valores de la **Tabla 11.4** y

$$d_p = 15,4 \text{ m}$$

Se obtiene:

$$\theta = \frac{\rho_p \cdot c_p}{\rho_a \cdot c_a} \cdot d_p \cdot \frac{A}{V} = \frac{600 \cdot 1200}{600 \cdot 7850} \cdot 0,0154 \cdot 139 = 0,33$$

A partir de éste valor, el espesor obtenido mínimo equivalente es:

$$d_p = \frac{15,4}{1 + \frac{0,33}{3}} = 13,9 \text{ m}$$

11.5.3 Ejemplo 3 - Viga hiperestática no protegida

VIGA IPE300 DE ACERO S355 SIN PROTECCION, EN LA QUE SE ENCUENTRA APOYADA UNA PLACA DE CONCRETO CON LAMINA COLABORANTE PARA UN EDIFICIO DE OFICINAS. EL MOMENTO PLÁSTICO A TEMPERATURA AMBIENTE ES $M_{F1,0,RD} = 147,7 \text{ KN}\cdot\text{M}$. LA VIGA TIENE UNA LUZ DE 6 M. LA DISTANCIA ENTRE LOS EJES DE LAS VIGAS ES DE 3 M. LA CARGA PERMANENTE DE FORJADO ES $G_k = 3 \text{ KN/M}^2$. LA VIGA TIENE UN PESO PROPIO DE $0,4 \text{ KN/M}$. LAS SOBRECARGAS VARIABLES EN UN EDIFICIO DE OFICINAS ES DE $Q_k = 3 \text{ KN/M}^2$ SEGÚN EL EUROCÓDIGO 1. DETERMINAR SI LA VIGA LLEGA A APROBAR UN MÍNIMO DE R30.

Paso 1: Usando acero S355, el grado de uso es modificado:

$$\mu_{\text{U}} = \frac{235}{355} \cdot 0,25 = 0,16$$

Paso 2: Al ser una viga hiperestática sin protección y expuesta al fuego en tres de sus caras, entonces:

$$K = 0,70 \cdot 0,85 = 0,6$$

Paso 3: (Figura 11.2)

$$\theta_c = 825^\circ\text{C}$$

Paso 4: Es usado como referencia el factor de sección del perfil que tiene protección rectangular:

$$P = 139 \text{ m}^{-1}$$

Paso 5: El factor de sección de un perfil en I sin ser protegida, tiene que tener una reducción en un coeficiente de 0,9:

$$P = 139 \cdot 0,9 = 125 \text{ m}^{-1}$$

Paso 6: La resistencia al fuego obtenida para dicha viga es de 32 minutos (**Figura 11.2**), por lo cual se puede decir que la viga satisface R30 (30 minutos).

11.5.4 Ejemplo 4 - Soporte sometido a esfuerzo axial.

SOPORTE DE ACERO S235 TIPO HEA 200, SOMETIDO ESPECIALMENTE A ÚNICAMENTE ESFUERZOS AXIALES. SOBRE EL EJE DÉBIL, EL RADIO DE GIRO ES DE $i = 49,8$ MM. EL ÁREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL ES DE $A_A = 5383$ MM². EL SOPORTE SE ENCUENTRA PROTEGIDO POR PLACAS DE YESO DE 20 MM DE ESPESOR. LA PLANTA TIENE UNA ELEVACIÓN DE 3 M. LA CAPACIDAD PORTANTE QUE TIENE EL SOPORTE BAJO TEMPERATURAS AMBIENTES EQUIVALE A $R_D = 962$ KN. ES CONSIDERADO UN SOPORTE CONTINUO DE UN PISO INTERMEDIO DEL EDIFICIO. EL SOPORTE SE ENCUENTRA SOSTENIENDO 5 PISOS Y EN CADA EXTREMO DEL MISMO SE ENCUENTRA LA VIGA DEL EJEMPLO 1. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DEL SOPORTE.

Método simplificado mediante aproximación del grado de utilización

Paso 1: Se determina el grado de uso mediante la relación entre sobrecargas y cargas permanentes Q_k/G_k :

$$\frac{Q_k}{G_k} = \frac{(3 \cdot 3)}{(3 \cdot 3 + 0,4)} \approx 1$$

Para este caso, las solicitaciones cuando ocurre un incendio son minoradas con $\mu_0 = 0,53$ (**Tabla 11.2**), valor conservador hacia el lado de la seguridad.

Paso 2: Se determina el coeficiente de corrección. La longitud de pandeo, para un soporte ubicado en un piso intermedio, es reducida a la mitad:

$$\alpha = 0,5$$

Paso 3: Se determina la temperatura crítica (**Tabla 11.2**):

$$\theta_c = 560^\circ\text{C}$$

Paso 4: Se determina el factor de sección. Según la **ANEXO A** y **ANEXO B**, en un perfil de sección rectangular:

$$P = 145 \text{ m}^{-1}$$

Paso 5: Se corrige el factor de sección:

$$\phi = \frac{\rho_p \cdot c_p}{\rho_a \cdot c_a} \cdot d_p \cdot \frac{A}{V} = \frac{800 \cdot 1700}{600 \cdot 7850} \cdot 0,02 \cdot 145 = 0,84$$

$$P_m = \frac{A}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\phi}{3}} = 145 \cdot \frac{0,2}{0,02} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,84}{3}} = 1134 \frac{W}{\text{m}^3 \cdot K}$$

Paso 6: Se determina gráficamente la resistencia al fuego (**Figura 11.2**):

$$t = 70 \text{ m}$$

El soporte aprueba R60 (60 minutos).

Método simplificado mediante cálculo del grado de utilización

Paso 1A: Hay una carga sobre el soporte $5 \times 2 = 10$ vigas (ejemplo 1).

$$E_{f,d} = 10 \cdot 12,1 \cdot \frac{6}{2} = 363 \text{ K}$$

Para poder usar las curvas (**Figura 11.2**) determinadas ($\alpha = \frac{0,5}{0,7}$; 1), se calcula el grado de utilización:

$$\mu_0 = \frac{E_{f,d}}{R_d} = \frac{363}{962} = 0,38$$

Paso 2A: Ver paso 2:

$$\alpha = 0,5$$

Paso 3A: Por medio de la **Figura 11.2:**

$$\theta_c = 618^\circ\text{C}$$

Paso 4A y 5A: Ver paso 4 y 5:

$$P_m = 1134 \frac{W}{m^3 \cdot K}$$

Paso 6: Resistencia al fuego es:

$$t = 83 \text{ m}$$

El soporte aprueba entonces R60 (60 minutos).

Método avanzado

Paso 1B: Se determina el grado de uso plástico:

$$\mu_E = \frac{E_{f,d}}{A_a \cdot f_y} = \frac{363}{5383 \cdot 235} = 0,29$$

Paso 2B: Se realiza el cálculo de la esbeltez en t=0:

$$\lambda_{f,u} = \alpha \cdot \lambda = \alpha \cdot \frac{L_c}{i} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}} = 0,5 \cdot \frac{3000}{49,8} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,32$$

Paso 3B: Se determina la temperatura crítica (**ANEXO C**):

$$\theta_c = 639^\circ\text{C}$$

Paso 4B y 5B: Ver paso 4 y 5:

$$F_m = 1134 \frac{W}{m^3 \cdot K}$$

Paso 6B: La resistencia al fuego es $t = 88$ minutos. Por lo tanto el soporte aprueba R60.

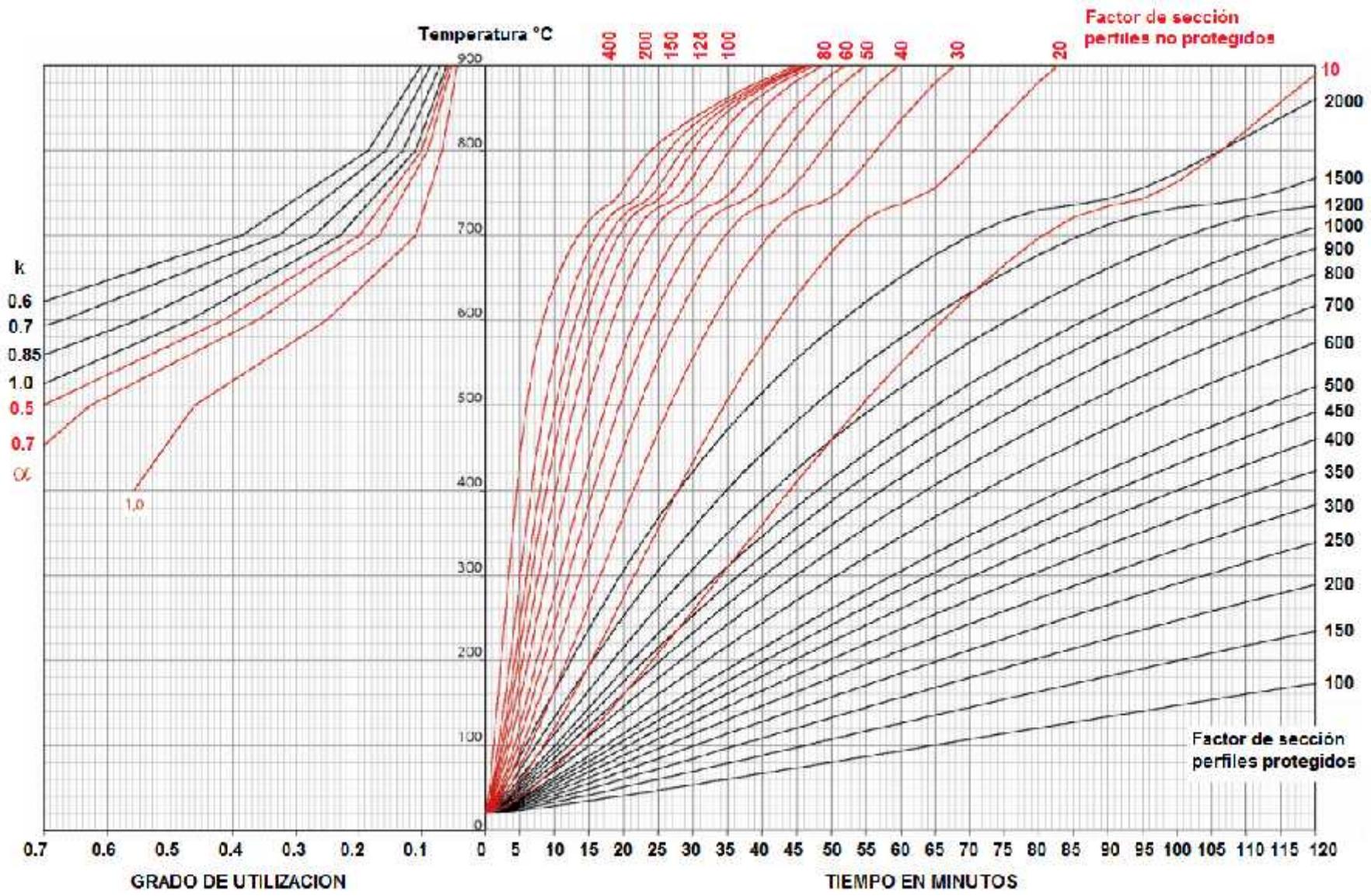


Figura 11.2: Nomogramas para determinar la temperatura crítica y la resistencia al fuego.
 Fuente: APIA – Asociación para la promoción técnica del acero

12. CALCULO DE LA RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FUEGO BAJO METODOLOGÍA AMERICANA

El cálculo de las cargas a las cuales está expuesta la estructura se evalúa de acuerdo con lo prescrito en el Título B, de las NSR10. El efecto por carga térmica y deformaciones por expansión se determina de forma experimental o empírica (métodos numéricos).

En los ejemplos desarrollados a continuación se presenta ejemplos de aplicación del método de cálculo de resistencia en tensión compresión y flexión. En estos ejemplos se siguen lo predispuesto en las ecuaciones del apéndice 4 de AISC 360-10, y en el cual se basó las NSR10 para su literal F.2.18.

12.1 Ejemplo 1: Resistencia de miembros en tensión

Basados en el problema 7.7 propuesto en el libro *estructuras de acero, comportamiento y LRFD*, de Sriramulu Vinnakotta se tiene: un perfil de canal c12325 se utiliza como miembro en tensión. En cada extremo, el alma del canal se conecta a una placa de unión gruesa mediante seis tornillos de 3/4 pulg de diámetro (en dos filas, utilice un paso de 4 pulg y un gramil de 6 pulg). Además, existen dos tornillos en cada patín (localizados en la línea normal de gramil) para conectar miembros de arriostramiento en el plano perpendicular. Los agujeros de los patines están alterados 2 pulg con respecto a los agujeros del alma, como se muestra en la figura p.8.1. Determine la resistencia de diseño del miembro en condiciones normales y para una temperatura máxima de 760 °c.

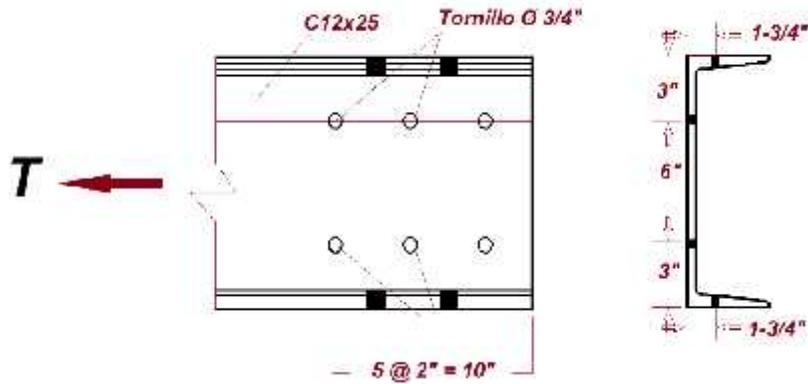


Figura 12.1. Elemento Ejemplo 1

Fuente: ESTRUCTURAS DE ACERO, COMPORTAMIENTO Y LRFD, Sriramulu Vinnakotta

Solución:

a. Condiciones normales

$$F_y = 36 \text{ ksi} \quad F_u = 58 \text{ ksi}$$

Estado límite de falla en el área bruta (Sección D2, AISC 360-10).

$$A_g \Rightarrow \text{Tabla especificación AISC 1 - 1}$$

$$\phi P_n = \phi A_g F_y = 0.9(7.34)(36) = 237.82 \text{ kips}$$

Estado límite de ruptura en el área neta (Sección D2, AISC 360-10).

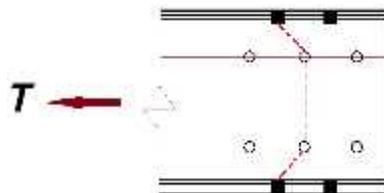


Figura 12.2. Falla probable por rotura

Fuente: ESTRUCTURAS DE ACERO, COMPORTAMIENTO Y LRFD, Sriramulu Vinnakotta

El corte probable de falla por ruptura se muestra en la **Figura 12.2**.

$$g = g_1 + g_2 - t_w = 4.33 \text{ in}$$

$$A_g = 7.34 \text{ in}^2$$

$$t = \min\{t_f; t_w\} = t_w$$

$$A_e = A_g - n(A_n) + t \sum_{i=1}^m \frac{S_i^2}{4g_i} = 7.34 - 4\left(\frac{7}{8}\right)(0.386) + \frac{2(0.386)(2^2)}{4(4.33)} = 6.14 \text{ in}^2$$

$$U: \text{factor de reza} \quad U = 1 - \frac{\bar{x}}{L_{con}} = 1 - \frac{0.674}{4} = 0.91$$

$$\phi P_n = 0.75U A_e F_u = 0.75(0.91)(6.14)(58) = 244.13 \text{ kips}$$

Estado límite de bloque de cortante (Sección J4.3, AISC 360-10).

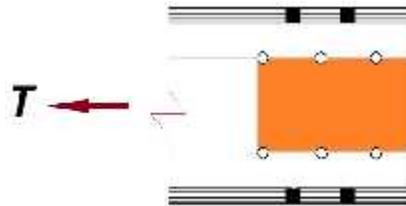


Figura 12.3. Falla por bloque de cortante

Fuente: ESTRUCTURAS DE ACERO, COMPORTAMIENTO Y LRFD, Sriramulu Vinnakotta

En la Figura 12.3, se muestra la configuración de bloque de corte que ofrece la menor resistencia.

$$A_{vg} = 2(0.386)(10) = 7.72 \text{ in}^2$$

$$A_{vn} = 2 \left((10 + 0.386) - 2.5 \left(0.386 \left(\frac{7}{8} \right) \right) \right) = 6 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = 6(0.386) - 0.386 \left(\frac{7}{8} \right) = 1.97 \text{ in}^2$$

$U_{bs} = 1$: conexión de apoyo sin momento

$$R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6F_y A_{vg} = 166.7 \\ 0.6F_u A_{vn} = 208.8 \end{array} \right. + U_{bs} F_u A_{nt} = 114.2$$

$$\phi R_n = 0.75(166.7 + 114.2) = 210.67 \text{ kips}$$

Por lo tanto la resistencia nominal de diseño del elemento es de 210.67 kips, y domina el estado límite de ruptura por bloque de cortante.

b. Temperatura del elemento igual a 760 °C.

En todos los casos lo único que se debe variar es resistencia a la fluencia y ruptura de material base, con las relaciones indicadas en la tabla 12.1.

$$k_y = \frac{F_y(T)}{F_y} = 0.16$$

$$k_u = \frac{F_u(T)}{F_u} = 0.16$$

$$F_y = 5.76 \text{ ksi}$$

$$F_u = 9.28 \text{ ksi}$$

Temperatura del acero (°C)	$k_T = E(T)/E = G(T)/G$	$k_T = F_u(T)/F_u$	$k_T = F_y(T)/F_y$	$k_T = F_u(T)/F_u$
20	1	1	1	1
93	1	1	1	1
204	0.9	0.8	1	1
316	0.78	0.58	1	1
399	0.7	0.42	1	1
427	0.67	0.4	0.94	0.94
538	0.49	0.29	0.66	0.66
649	0.22	0.13	0.35	0.35
760	0.11	0.06	0.16	0.16
871	0.07	0.04	0.07	0.07
982	0.05	0.03	0.04	0.04
1093	0.02	0.01	0.02	0.02
1204	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 12.1: Comportamiento del acero a altas temperaturas

Fuente: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Tabla A-4.2.1, pag16.1-217, AISC 360-10.

Estado límite de fluencia en el área bruta (apéndice 4.2.4.3b (1), AISC 360-10).

$$\phi P_n = \phi A_g F_y(T) = 0.9(7.34)(5.76) = 38.05 \text{ kips}$$

$$\% \frac{\text{disminución de resistencia por aumento de temperatura}}{\text{de resistencia}} = \frac{(38.05 - 237.82)}{237.82} = -84\%$$

Estado límite de ruptura en el área neta (apéndice 4.2.4.3b (1), AISC 360-10).

$$\phi P_n = 0.75 U A_e F_u(T) = 0.75(0.91)(6.14)(9.28) = 38.89 \text{ kips}$$

$$\% \frac{\text{disminución de resistencia por aumento de temperatura}}{\text{de resistencia}} = \frac{(38.9 - 244.13)}{244.13} = -85\%$$

Estado límite de bloque de cortante (apéndice 4.2.4.3b (1), AISC 360-10).

$$R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6F_y A_{vg} = 26.67 \\ 0.6F_u A_{vn} = 33.41 \end{array} \right. + U_{bs} F_u A_{nt} = 18.27$$

$$\phi R_n = 0.75(26.67 + 18.27) = 33.71 \text{ kips}$$

$$\% \frac{\text{disminución de resistencia por aumento de temperatura}}{\text{de temperatura}} = \frac{(33.71 - 210.7)}{210.7} = -84\%$$

Por lo tanto, el estado limite que domina la falla es el mismo, sin embargo la resistencia cae notablemente con respecto a la resistencia a temperatura ambiente.

12.2 Ejemplo 2: Resistencia de miembros en compresión

Determinar la resistencia de una columna con extremos articulados, acero a-992, con una altura libre de 20 ft. La sección de la columna es una w14x74. No tiene apoyos en medio de la altura libre. Estime la reducción de la resistencia por una temperatura del elemento de 760 °c, durante la ocurrencia del incendio de diseño.

Solución:

a. Resistencia en condiciones normales de servicio

Propiedades de sección

$$F_y = 50 \text{ ksi} \quad F_u = 65 \text{ ksi}$$

$$A = 21.8 \text{ in}^2 \quad r_x = 6.04 \text{ in} \quad r_y = 2.48 \text{ in}$$

Verificación de pandeo local (Tabla B4.1a, AISC 360-10). La tabla 1.1 del manual AISC indica que este perfil es compacto. Para el estado límite de pandeo global (capítulo E, AISC 360-10), se tiene:

$$k_x = k_y = 1$$

$$\frac{k_x L}{r_x} = \frac{1(20)(12)}{6.04} = 39.7 \leq 200$$

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_e = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113$$

$$\frac{k_y L}{r_y} = \frac{1(20)(12)}{2.48} = 96.8 \leq 200$$

$$\frac{k_y L}{r_y} < 113 \Rightarrow \text{ok}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right) F_y$$

$$F_e = \frac{\pi E}{\left(\frac{k_y L}{r_y}\right)^2} = 30.56 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{50/30.56}\right) 50 = 25.2 \text{ ksi}$$

$$\phi P_n = 0.9 F_{cr} A_g = 0.9(25.2)(21.8) = 494.6 \text{ kips}$$

b. Resistencia a la temperatura máxima de fuego.

Como se determinó en el ejemplo 1, $F_y=5.76$ ksi. De la tabla 12.1 (tabla A-4.2.1, pag16.1-217, AISC 360-10), se toma k_E .

$$k_E = \frac{E(T)}{E} = 0.11 \quad E(T) = 3190 \text{ ksi}$$

Verificación de pandeo local (Tabla B4.1a, AISC 360-10). Esto depende de las características geométricas de la sección, por lo cual no hay cambios en la conclusión a la que se llegó en el caso anterior.

Estado límite de pandeo global (apéndice 4.2.4.3b (2), AISC 360-10).

El método simplificado demuestra que la trayectoria de esfuerzo de trabajo de un elemento se puede representar con la ecuación B-4-2 del apéndice 4 de la especificación AISC 360-10.

$$F_e(T) = \frac{\pi E(T)}{\left(\frac{k_y L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi(3190)}{96.8^2} = 1.07 \text{ ksi}$$

$$F_{cr}(T) = \left(0.42 \sqrt{\frac{F_y(T)}{F_e(T)}} \right) F_y(T)$$

$$F_{cr}(T) = \left(0.42 \sqrt{\frac{5.28}{1.07}} \right) 5.28 = 0.768 \text{ ksi}$$

$$\phi P_n = 0.9F_{cr}(T)A_g = 0.9(0.768)(21.8) = 15.1 \text{ kips}$$

$$\% \frac{\text{disminución de resistencia por aumento de temperatura}}{\text{de resistencia por aumento de temperatura}} = \frac{(15.1 - 494.6)}{494.6} = -96.95\%$$

12.3 Ejemplo 3: Resistencia de miembros en flexión

Calcular la resistencia a diseño de una viga w14x68 de acero astm a242, sujeta a un lb=20ft y cb=1. Determinar la resistencia para condiciones normales de servicio y una temperatura del elemento de 760 °c, durante la ocurrencia del incendio.

Solución:

a. Resistencia en condiciones normales de servicio (sección F.2, AISC 360-10).

Propiedades de la sección y el material.

$$F_y = 50 \text{ ksi} \quad F_u = 70 \text{ ksi}$$

$$d = 14 \text{ in}, b = 10 \text{ in}, t_w = 0.415, t_f = 0.72, z = 36.9 \text{ in}^3,$$

$$J = 3.01 \text{ in}^4, C_w = 5380 \text{ in}^6, r_y = 2.46 \text{ in} \quad r_{sl} = 2.8 \text{ in}$$

Estado límite de pandeo local (Tabla B4.1b, AISC 360-10).

La tabla 1-1 de manual AISC, indica que la sección es una sección compacta.

Estado límite de fluencia (sección F.2.1, AISC 360-10).

$$\phi M_n = \phi F_y Z_x = 0.9(50)(115) = 431.3 \text{ kip-ft}$$

Estado límite de pandeo lateral-torsional (sección F.2.2, AISC 360-10).

$$L_b = 20 \text{ ft}$$

$$1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(2.46) \sqrt{\frac{29000}{50}} = 104.27 \text{ in} = 8.69 \text{ ft}$$

$$L_r = 1.95r_{st} \frac{E}{0.75F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

$$C = 1 : \text{Para vigas I} \quad h_o = d - t_f = 13.28 \text{ in}$$

$$r_{st}^2 = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}} = 7.883 \text{ in}^2$$

$$L_r = 29.28 \text{ ft} \quad L_p \leq L_b \leq L_r$$

$$M_p = F_y Z = 5750 \text{ kip-in}$$

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_b} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = 1 \left(5750 - (5750 - 0.7(50)(103)) \left(\frac{20 - 8.69}{29.28 - 8.69} \right) \right) = 4571.7 \text{ kip} - \text{in} \leq M_p$$

$$\phi M_n = 0.9 \left(\frac{4571.7}{12} \right) = 343 \text{ kip} - \text{ft}$$

b. Resistencia a la temperatura máxima de fuego.

De la tabla A-4.2.1 (pag16.1-217, AISC 360-10), se toma de la Tabla 12.1 los valores de k_E , k_p , k_y y k_u .

$$k_E = 0.11 \quad k_p = 0.06 \quad k_y = 0.16 \quad k_u = 0.16$$

$$E(T) = 3190 \text{ ksi} \quad F_p(T) = 3 \text{ ksi} \quad F_y(T) = 8 \text{ ksi} \quad F_u(T) = 11.2 \text{ ksi}$$

Estado límite de pandeo local (Tabla B4.1b, AISC 360-10). La tabla 1-1 de manual AISC, indica que la sección es una sección compacta.

Estado límite de fluencia (apéndice 4.2.4.3b (3), AISC 360-10).

$$\phi M_n = \phi F_y(T) Z_x = 0.9(8)(115) = 828 = 69 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$\% \begin{array}{l} \text{disminución} \\ \text{de resistencia} \\ \text{por aumento} \\ \text{de temperatura} \end{array} = \frac{(69 - 431.3)}{431.3} = -84\%$$

Estado límite de pandeo lateral-torsional (apéndice 4.2.4.3b (3), AISC 360-10).

$$L_r(T) = 1.95r_{ts} \frac{E(T)}{F_L(T)} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left[\frac{F_L(T)}{E(T)}\right]^2}} = 161.9 \text{ ft}$$

$$M_r(T) = S_x F_L(T) = 103(0.6) = 61.8 \text{ kip} - \text{in}$$

$$F_L(T) = F_y(k_p - 0.3k_y) = 50(0.06 - 0.3 * 0.16) = 0.6 \text{ ksi}$$

$$M_p(T) = Z_x F_y(T) = 115(8) = 920 \text{ kip} - \text{in}$$

$$c_x \leq 3.0, \text{ con } T \text{ en } ^\circ\text{C}$$

$$c_x = 0.6 + \frac{T}{250} = 0.6 + \frac{760}{250} = 3.64 > 3 \text{ Usar } 3$$

$$L_b < L_r(T)$$

$$M_n(T) = C_b \left[M_r(T) + [M_p(T) - M_r(T)] \left[1 - \frac{L_b}{L_r(T)} \right]^{c_x} \right]$$

$$M_n(T) = 1 \left[61.8 + [920 - 61.8] \left[1 - \frac{20}{161.9} \right]^3 \right] = \frac{20.6}{12} = 1.72 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$\% \frac{\text{disminución de resistencia por aumento de temperatura}}{\text{de temperatura}} = \frac{(1.72 - 343)}{343} = -99.5\%$$

En conclusión, se puede afirmar que la resistencia a flexión durante la ocurrencia de un incendio, es mayormente afectada por el cambio de temperatura.

CONCLUSIONES

1. Debido a la actualización de la normatividad colombiana que regía el diseño estructural pasando de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente – NSR98 (vigente desde el año de 1998 hasta el 2010), al Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistente NSR-10, vigente desde diciembre de 2010 a la fecha, trajo como consecuencia importantes cambios de fondo y de forma en cuanto al diseño y construcción de obras civiles en el territorio nacional, especialmente en edificaciones.
2. Entre los principales cambios que trajo la nueva norma fue el incremento en la seguridad estructural que debían proporcionar las edificaciones y la cual debería ser prevista desde el mismo inicio de los diseños tanto arquitectónicos como estructurales, para luego ser aplicada en la construcción de las mismas. Dado que la actualización de nuestra legislación que rige el diseño estructural se colocó a nivel de las principales normatividades y reglamentos internacionales, en especial los americanos (AISC, ACI, ANSI, etc.) y europeos con los EUROCODIGOS, obligan especialmente a la comunidad de ingenieros civiles, mecánicos, arquitectos y cualquier otro profesional que tenga relación con el diseño y construcción de edificaciones en el territorio nacional, a actualizarse y profundizar en estas nuevas metodologías y reglamentaciones obligatorias en el diseño y construcción en Colombia.
3. Dado que el cambio de la legislación que determina los parámetros mínimos del diseño estructural de edificaciones plasmados en el reglamento NSR-10, se aplicó de una forma por demás rápida (en especial para una gran mayoría de ingenieros estructurales que a esa fecha no habían cursado nuevos estudios de posgrado) y recordando que los doce años (1998-2010), de cambios y actualizaciones en códigos, reglamentos y prácticas estructurales que fueron aplicados paulatinamente en otros países y que fueron aplicados casi instantáneamente en el territorio nacional, trajeron como consecuencia la falta de una buena aplicación de la normatividad plasmada en las NSR-10.

4. Entre los principales cambios que trajo la aplicación de la nueva reglamentación de las NSR10, se plasmaron en los títulos F (estructuras metálicas) y J (requisitos de protección contra incendios en edificaciones), en lo referente al diseño estructural para condiciones de fuego, tema integrado en especial para estructuras de acero (dada su vulnerabilidad ante esta acción) en su literal F.2.18 “Diseño para condiciones de incendio”. Este diseño es novedoso en la práctica del diseño estructural en Colombia, pues su finalidad básicamente radica en que la estructura no puede ser causante de pérdidas de vidas humanas al colapsar ante la acción del fuego, siendo esta de concreto, madera, aluminio, o acero estructural.

5. La implementación de la NSR10 en Colombia, en especial para el diseño de estructuras de acero, trajo como principales novedades la aplicación obligatoria de la metodología de diseño por estados últimos (LRFD), que para este tipo de estructuras tradicionalmente se realizaba por la metodología de esfuerzos admisibles (ADS), lo cual sumado a la nueva normatividad de diseño para condiciones de fuego trajo complicaciones para la realización de proyectos en acero.

6. Los principales inconvenientes que se vieron con las estructuras de acero diseñadas bajo la NSR10, fue la evaluación del diseño para condiciones de incendio, dado que, para estos análisis, se debe tener un conocimiento del comportamiento estructural de las edificaciones ante la acción del fuego al igual que un conocimiento de los procedimientos matemáticos y físicos, base de este tipo de diseño.

7. Debido a que el ingeniero estructural formado en Colombia, no posee los conocimientos requeridos para este tipo de diseño (pues en ningún pensum de las universidades colombianas se tiene o ha tenido contemplado a nivel de estudios de pregrado o posgrado este campo del análisis estructural), al implementarse las normas plasmadas en el literal F.2.18 de las NSR10, dada la poca o casi nula preparación académica que se posee en este ámbito y lo amplia que resulta ser de la normatividad implícita plasmada en la NSR-10 (al no ser este un libro de texto sino un código estructural), se generó un gran vacío tanto académico como implementativo de esta ley.

8. En el diseño por fuego regido por la NSR10, en especial para las estructuras de acero, se implementó en sus títulos F y J, varios códigos simultáneamente aplicados como lo son las normas europeas (Eurocódigos) y las normas americanas (ASTM e ISO). En la legislación nacional en cuanto al diseño para condiciones de incendio, implemento las normas europeas (para estructuras de acero el literal F.2.18 de las NSR10), siendo estas limitadas por las normas americanas (títulos F y J), generando un problema de aplicación de códigos internacionales, dado que lo que se permite en los Eurocódigos, no necesariamente se permite en los códigos Americanos.

9. Debido a los diversos tratados de libre comercio que ha suscrito el gobierno nacional a nivel internacional y el auge de la economía Colombia, se está generando la llegada al territorio nacional de una gran cantidad de ingenieros estructurales extranjeros, que están familiarizados con el diseño estructural para condiciones de incendio (exigido por ley en Colombia), pues en sus países de origen está legislado e implementado desde hace muchos años a nivel educativo y laboral, haciéndolo práctica habitual y parte básica del diseño de edificaciones. Todo esto está trayendo como consecuencia el desplazamiento paulatino pero constante de los ingenieros estructurales colombianos de los principales proyectos nacionales de diseño y construcción de edificaciones (en especial en proyectos de estructuras de acero), dado su falta de competitividad en el tema del diseño estructural para condiciones de incendio.

10. Debido al desconocimiento de las metodologías de diseño para condiciones de incendio, se está presentando a nivel nacional una mala práctica del diseño estructural para edificaciones de acero, donde se evita el diseño obligatorio requerido en el literal F.2.18, y se aplican literales de el título J, en diseños prescriptivos simplificados.

11. El diseño estructural para condiciones de fuego, no debe ser un factor desfavorable para el uso de estructuras de acero, dado que un análisis bien realizado, optimiza la estructura y no necesariamente implica un mayor peso y costo económico de la edificación.

RECOMENDACIONES

1. Al implementar códigos internacionales en la legislación estructural colombiana, se debería tener conciencia que su aplicabilidad y uso en la comunidad estructural nacional, debe tener un tiempo de desarrollo para ser asumido y bien aplicado. Por lo tanto, se recomienda desarrollar programas institucionales a nivel de estudios de pregrado y posgrado, donde se actualicen los conocimientos de análisis estructural vigentes a nivel internacional que han de ser aplicados a nivel nacional, facilitando la adquisición y actualización de conocimientos del este grupo de profesionales.
2. El proyectista estructural en especial el dedicado a estructuras de acero, debe tener conciencia que con la implementación de las NSR10 (debido a la gran cantidad de cambios normativos), sus conocimientos deben ser actualizados ya sea por medios propios o por la realización de cursos de educación continuada o aplicación en programas de especialización, maestría o doctorado.
3. El presente trabajo puede servir de base para futuras tesis de grado donde se profundice en la metodología de diseño prescriptivo y la adaptación de la metodología prestacional europea a la normatividad americana, para una mejor comprensión del Reglamento NSR10.

BIBLIOGRAFÍA:

1. **“Preface - Handbook of Fire Protection Engineering”**. National Fire Protection Association. Massachusetts, U.S.A., 1995.
2. **“Protección contra el fuego”**. Construcción Metálica, Volumen 2, Garza V, Luis y Farbiarz F, Josef, Bogotá, Colombia, 2008.
3. **“Estructuras de Acero en Situación de Incendio”**, Pignatta, Valdir, 2002.
4. **“General provisions - Handbook of Fire Protection Engineering”**. National Fire Protection Association. Massachusetts, U.S.A., 1995.
5. **“Fire Safe Structural Steel – AISI desing guide”**. American iron and steel institute, Washington, 1997.
6. **“Instrucción de Acero Estructural (IAE)”**, Ministerio de Fomento de España, Madrid, España, 2002
7. **“Estructuras de acero en situación de incendio”**, Ed. Zigurate, Sao Pablo, Brasil, 2004.
8. **“Eurocódigo”**, 2006 (EC2-2004, EC3-2005, EC4-2005, EC5-2004, EC6-2005, EC9-1998).
9. **“General provisions - Handbook of Fire Protection Engineering”**. National Fire Protection Association. Massachusetts, U.S.A., 1995.
10. **“Fire protection desing - Handbook of Fire Protection Engineering”**. National Fire Protection Association. Massachusetts, U.S.A., 1999.
11. **“Construcción Segura al Fuego”**, ITEA – Instituto Técnico de la Estructura en Acero. Madrid, España, 2006.
12. **“Teoría y Práctica del hormigón armado”**, Morch, E, Barcelona, 1948.
13. **“Instrucción de Acero Estructural (IAE)”**, Ministerio de Fomento de España, Madrid, España 2002.
14. **“Standard Calculation Methods for Structural Fire protection”**. American Society of Civil Engineers - ASCE. Reston, Virginia, U.S.A., 2006.
15. **“Estructuras de Acero en Situación de Incendio Vol.2”**, Pignatta, Valdir, 2002.
16. **“Estructuras de Concreto Resistentes al Fuego”**, Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, A. C., México, D. F. 1999.

17. **“NSR10 - Título J - Requisitos de protección contra el fuego en edificaciones”**. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Bogotá, Colombia, 2012.
18. **“PROMAT - Technical Data Sheet”**, UK, 2010.
19. **“Manual técnico – sistemas de protección contra el fuego - Calorcol”**, Medellín, Colombia, 2016.
20. **“American Society of Testing Materials – ASTM”**, ASTM-C36, U.S.A., 2002.
21. **“American Society of Testing Materials – ASTM”**, ASTM-C28, U.S.A., 2002.
22. **“American Society of Testing Materials – ASTM”**, ASTM-E119, U.S.A., 2002.
23. **“Diseño de estructuras de acero para edificios en el fuego”**, Pignatta, Valdir, 1999.
24. **“American Institute of Steel Construction - AISC Design Guide 19” - Fire Resistance Of Structural Steel Framing**, U.S.A., 2003.
25. **“Manual técnico – sistemas de protección contra el fuego - Sika”**, Bogotá, Colombia, 2009.
26. **“International Building Code – IBC”**, USA, 2000.
27. **“Building Construction and Safety Code”**, National Fire Protection Association - NFPA, Massachusetts, U.S.A., 2003.
28. **“International Organization for Standardization – ISO834”**, USA, 2002.
29. **“American Institute of Steel Construction”**, Steel Construction Manual, USA, 2005.
30. **“American Institute of Steel Construction”**, Fire protection, Ruby et al., USA, 2003.
31. **“Construcción segura al fuego”**, Aroztegi, Juan, Madrid, España, 2001.
32. **“Normas Técnicas Colombianas - NTC 1691”**, Bogotá, Colombia, 2000.
33. **“American Society of Testing Materials – ASTM”**, ASTM-E84, U.S.A., 2003.
34. **“Normas Técnicas Colombianas - NTC 1480”**, Bogotá, Colombia, 2000.
35. **“Diseño de estructuras de acero para edificios en el fuego Requisitos NBR 14432”**, Pignatta, Valdir, 1999.

PERFILES TIPO EUROPEO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
HEA 100	96	100	16.7	0.392	0.392	0.561	0.292	0.292	0.461	2.127E-03	166	184	264	124	137	217
HEB 100	100	100	20.4	0.400	0.400	0.567	0.300	0.300	0.467	2.599E-03	139	154	218	104	115	180
HEM 100	120	106	41.8	0.452	0.452	0.619	0.346	0.346	0.513	5.325E-03	76	85	116	58	65	96
HEA 120	114	120	19.9	0.468	0.468	0.677	0.348	0.348	0.557	2.535E-03	166	185	267	124	137	220
HEB 120	120	120	26.7	0.480	0.480	0.686	0.360	0.360	0.566	3.401E-03	127	141	202	95	106	166
HEM 120	140	126	52.1	0.532	0.532	0.738	0.406	0.406	0.612	6.637E-03	72	80	111	55	61	92
HEA 140	133	140	24.7	0.546	0.546	0.794	0.406	0.406	0.654	3.146E-03	156	174	252	116	129	208
HEB 140	140	140	33.7	0.560	0.560	0.805	0.420	0.420	0.665	4.293E-03	117	130	188	88	98	155
HEM 140	160	146	63.2	0.612	0.612	0.857	0.466	0.466	0.711	8.051E-03	68	76	106	52	58	88
HEA 160	152	160	30.4	0.624	0.624	0.906	0.464	0.464	0.746	3.873E-03	145	161	234	108	120	193
HEB 160	160	160	42.6	0.640	0.640	0.918	0.480	0.480	0.758	5.427E-03	106	118	169	80	88	140
HEM 160	180	166	76.2	0.692	0.692	0.970	0.526	0.526	0.804	9.707E-03	64	71	100	49	54	83
HEA 180	171	180	35.5	0.702	0.702	1.020	0.522	0.522	0.840	4.522E-03	140	155	226	104	115	186
HEB 180	180	180	51.2	0.720	0.720	1.040	0.540	0.540	0.860	6.522E-03	99	110	159	75	83	132
HEM 180	200	186	88.9	0.772	0.772	1.090	0.586	0.586	0.904	1.132E-02	61	68	96	47	52	80
HEA 200	190	200	42.3	0.780	0.780	1.140	0.580	0.580	0.940	5.389E-03	130	145	212	97	108	174
HEB 200	200	200	61.3	0.800	0.800	1.150	0.600	0.600	0.950	7.809E-03	92	102	147	69	77	122
HEM 200	220	206	103.0	0.852	0.852	1.200	0.646	0.646	0.994	1.312E-02	58	65	91	44	49	76
HEA 220	210	220	50.5	0.860	0.860	1.260	0.640	0.640	1.040	6.433E-03	120	134	196	90	99	162
HEB 220	220	220	71.5	0.880	0.880	1.270	0.660	0.660	1.050	9.108E-03	87	97	139	65	72	115
HEM 220	240	226	117.0	0.932	0.932	1.320	0.706	0.706	1.094	1.490E-02	56	63	89	43	47	73
HEA 240	230	240	60.3	0.940	0.940	1.370	0.700	0.700	1.130	7.682E-03	110	122	178	82	91	147
HEB 240	240	240	83.2	0.960	0.960	1.380	0.720	0.720	1.140	1.060E-02	82	91	130	61	68	108
HEM 240	270	248	157.0	1.036	1.036	1.460	0.788	0.788	1.212	2.000E-02	47	52	73	35	39	61
HEA 260	250	260	68.2	1.020	1.020	1.480	0.760	0.760	1.220	8.688E-03	106	117	170	79	87	140
HEB 260	260	260	93.0	1.040	1.040	1.500	0.780	0.780	1.240	1.185E-02	79	88	127	59	66	105
HEM 260	290	268	172.0	1.116	1.116	1.570	0.848	0.848	1.302	2.191E-02	46	51	72	35	39	59
HEA 280	270	280	76.4	1.100	1.100	1.600	0.820	0.820	1.320	9.732E-03	102	113	164	76	84	136
HEB 280	280	280	103.0	1.120	1.120	1.620	0.840	0.840	1.340	1.312E-02	77	85	123	58	64	102
HEM 280	310	288	189.0	1.196	1.196	1.690	0.908	0.908	1.402	2.408E-02	45	50	70	34	38	58
HEA 300	290	300	88.3	1.180	1.180	1.720	0.880	0.880	1.420	1.125E-02	94	105	153	70	78	126
HEB 300	300	300	117.0	1.200	1.200	1.730	0.900	0.900	1.430	1.490E-02	72	81	116	54	60	96

PERFILES TIPO EUROPEO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
HEM 300	340	310	238.0	1.300	1.300	1.830	0.990	0.990	1.520	3.032E-02	39	43	60	29	33	50
HEA 320	310	300	97.6	1.220	1.220	1.760	0.920	0.920	1.460	1.243E-02	88	98	142	67	74	117
HEB 320	320	300	127.0	1.240	1.240	1.770	0.940	0.940	1.470	1.618E-02	69	77	109	52	58	91
HEM 320	359	309	245.0	1.336	1.336	1.870	1.027	1.027	1.561	3.121E-02	39	43	60	30	33	50
HEA 340	330	300	105.0	1.260	1.260	1.790	0.960	0.960	1.490	1.338E-02	85	94	134	65	72	111
HEB 340	340	300	134.0	1.280	1.280	1.810	0.980	0.980	1.510	1.707E-02	67	75	106	52	57	88
HEM 340	377	309	248.0	1.372	1.372	1.900	1.063	1.063	1.591	3.159E-02	39	43	60	30	34	50
HEA 360	350	300	112.0	1.300	1.300	1.830	1.000	1.000	1.530	1.427E-02	82	91	128	63	70	107
HEB 360	360	300	142.0	1.320	1.320	1.850	1.020	1.020	1.550	1.809E-02	66	73	102	51	56	86
HEM 360	395	308	250.0	1.406	1.406	1.930	1.098	1.098	1.622	3.185E-02	40	44	61	31	34	51
HEA 400	390	300	125.0	1.380	1.380	1.910	1.080	1.080	1.610	1.592E-02	78	87	120	61	68	101
HEB 400	400	300	155.0	1.400	1.400	1.930	1.100	1.100	1.630	1.975E-02	64	71	98	50	56	83
HEM 400	432	307	256.0	1.478	1.478	2.000	1.171	1.171	1.693	3.261E-02	41	45	61	32	36	52
HEA 450	440	300	140.0	1.480	1.480	2.010	1.180	1.180	1.710	1.783E-02	75	83	113	60	66	96
HEB 450	450	300	171.0	1.500	1.500	2.030	1.200	1.200	1.730	2.178E-02	62	69	93	50	55	79
HEM 450	478	307	263.0	1.570	1.570	2.100	1.263	1.263	1.793	3.350E-02	42	47	63	34	38	54
HEA 500	490	300	155.0	1.580	1.580	2.110	1.280	1.280	1.810	1.975E-02	72	80	107	58	65	92
HEB 500	500	300	187.0	1.600	1.600	2.120	1.300	1.300	1.820	2.382E-02	60	67	89	49	55	76
HEM 500	524	306	270.0	1.660	1.660	2.180	1.354	1.354	1.874	3.439E-02	43	48	63	35	39	54
HEA 550	540	300	166.0	1.680	1.680	2.210	1.380	1.380	1.910	2.115E-02	72	79	105	59	65	90
HEB 550	550	300	199.0	1.700	1.700	2.220	1.400	1.400	1.920	2.535E-02	60	67	88	50	55	76
HEM 550	572	306	278.0	1.756	1.756	2.280	1.450	1.450	1.974	3.541E-02	45	50	64	37	41	56
HEA 600	590	300	178.0	1.780	1.780	2.310	1.480	1.480	2.010	2.268E-02	71	79	102	59	65	89
HEB 600	600	300	212.0	1.800	1.800	2.320	1.500	1.500	2.020	2.701E-02	60	67	86	50	56	75
HEM 600	620	305	285.0	1.850	1.850	2.370	1.545	1.545	2.065	3.631E-02	46	51	65	38	43	57
HEA 650	640	300	190.0	1.880	1.880	2.410	1.580	1.580	2.110	2.420E-02	70	78	100	59	65	87
HEB 650	650	300	225.0	1.900	1.900	2.420	1.600	1.600	2.120	2.866E-02	60	66	84	50	56	74
HEM 650	668	305	293.0	1.946	1.946	2.470	1.641	1.641	2.165	3.732E-02	47	52	66	40	44	58
HEA 700	690	300	204.0	1.980	1.980	2.500	1.680	1.680	2.200	2.599E-02	69	76	96	58	65	85
HEB 700	700	300	241.0	2.000	2.000	2.520	1.700	1.700	2.220	3.070E-02	59	65	82	50	55	72
HEM 700	716	304	301.0	2.040	2.040	2.560	1.736	1.736	2.256	3.834E-02	48	53	67	41	45	59
HEA 800	790	300	224.0	2.180	2.180	2.700	1.880	1.880	2.400	2.854E-02	69	76	95	59	66	84

PERFILES TIPO EUROPEO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
HEB 800	800	300	262.0	2.200	2.200	2.710	1.900	1.900	2.410	3.338E-02	59	66	81	51	57	72
HEM 800	814	303	317.0	2.234	2.234	2.750	1.931	1.931	2.447	4.038E-02	50	55	68	43	48	61
HEA 900	890	300	252.0	2.380	2.380	2.900	2.080	2.080	2.600	3.210E-02	67	74	90	58	65	81
HEB 900	900	300	291.0	2.400	2.400	2.910	2.100	2.100	2.610	3.707E-02	58	65	79	51	57	70
HEM 900	910	302	333.0	2.424	2.424	2.930	2.122	2.122	2.628	4.242E-02	51	57	69	45	50	62
HEA 1000	990	300	272.0	2.580	2.580	3.100	2.280	2.280	2.800	3.465E-02	67	74	89	59	66	81
HEB 1000	1000	300	314.0	2.600	2.600	3.110	2.300	2.300	2.810	4.000E-02	59	65	78	52	58	70
HEM 1000	1008	302	349.0	2.620	2.620	3.130	2.318	2.318	2.828	4.446E-02	53	59	70	47	52	64
IPE 80	80	46	6.0	0.252	0.252	0.328	0.206	0.206	0.282	7.643E-04	297	330	429	243	270	369
IPE 100	100	55	8.1	0.310	0.310	0.400	0.255	0.255	0.345	1.032E-03	270	300	388	222	247	334
IPE 120	120	64	10.4	0.368	0.368	0.475	0.304	0.304	0.411	1.325E-03	250	278	359	207	229	310
IPE 140	140	73	12.9	0.426	0.426	0.551	0.353	0.353	0.478	1.643E-03	233	259	335	193	215	291
IPE 160	160	82	15.8	0.484	0.484	0.623	0.402	0.402	0.541	2.013E-03	216	240	310	180	200	269
IPE 180	180	91	18.8	0.542	0.542	0.698	0.451	0.451	0.607	2.395E-03	204	226	291	169	188	253
IPE 200	200	100	22.4	0.600	0.600	0.768	0.500	0.500	0.668	2.854E-03	189	210	269	158	175	234
IPE 220	220	110	26.2	0.660	0.660	0.848	0.550	0.550	0.738	3.338E-03	178	198	254	148	165	221
IPE 240	240	120	30.7	0.720	0.720	0.922	0.600	0.600	0.802	3.911E-03	166	184	236	138	153	205
IPE 270	270	135	36.1	0.810	0.810	1.040	0.675	0.675	0.905	4.599E-03	159	176	226	132	147	197
IPE 300	300	150	42.2	0.900	0.900	1.160	0.750	0.750	1.010	5.376E-03	151	167	216	126	140	188
IPE 330	330	160	49.1	0.980	0.980	1.250	0.820	0.820	1.090	6.255E-03	141	157	200	118	131	174
IPE 360	360	170	57.1	1.060	1.060	1.350	0.890	0.890	1.180	7.274E-03	131	146	186	110	122	162
IPE 400	400	180	66.3	1.160	1.160	1.470	0.980	0.980	1.290	8.446E-03	124	137	174	104	116	153
IPE 450	450	190	77.6	1.280	1.280	1.610	1.090	1.090	1.420	9.885E-03	117	129	163	99	110	144
IPE 500	500	200	90.7	1.400	1.400	1.740	1.200	1.200	1.540	1.155E-02	109	121	151	93	104	133
IPE 550	550	210	106.0	1.520	1.520	1.880	1.310	1.310	1.670	1.350E-02	101	113	139	87	97	124
IPE 600	600	220	122.0	1.640	1.640	2.010	1.420	1.420	1.790	1.554E-02	95	106	129	82	91	115
IPN 80	80	42	6.0	0.244	0.244	0.031	0.202	0.202	-0.011	7.580E-04	290	322	41	240	267	-15
IPN 100	100	50	8.3	0.300	0.300	0.379	0.250	0.250	0.329	1.060E-03	255	283	358	212	236	310
IPN 120	120	58	11.2	0.356	0.356	0.431	0.298	0.298	0.373	1.427E-03	225	250	302	188	209	261
IPN 140	140	66	14.4	0.412	0.412	0.512	0.346	0.346	0.446	1.834E-03	202	225	279	170	189	243
IPN 160	160	74	17.9	0.468	0.468	0.575	0.394	0.394	0.501	2.280E-03	185	205	252	156	173	220
IPN 180	180	82	21.9	0.524	0.524	0.640	0.442	0.442	0.558	2.790E-03	169	188	229	143	158	200

PERFILES TIPO EUROPEO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
IPN 200	200	90	26.3	0.580	0.580	0.709	0.490	0.490	0.619	3.350E-03	156	173	212	132	146	185
IPN 220	220	98	31.1	0.636	0.636	0.775	0.538	0.538	0.677	3.962E-03	144	161	196	122	136	171
IPN 240	240	106	36.2	0.692	0.692	0.844	0.586	0.586	0.738	4.611E-03	135	150	183	114	127	160
IPN 260	260	113	41.9	0.746	0.746	0.906	0.633	0.633	0.793	5.338E-03	126	140	170	107	119	149
IPN 280	280	119	48.0	0.798	0.798	0.966	0.679	0.679	0.847	6.115E-03	117	131	158	100	111	139
IPN 300	300	125	54.2	0.850	0.850	1.030	0.725	0.725	0.905	6.904E-03	111	123	149	95	105	131
IPN 320	320	131	61.1	0.902	0.902	1.090	0.771	0.771	0.959	7.783E-03	104	116	140	89	99	123
IPN 340	340	137	68.1	0.954	0.954	1.150	0.817	0.817	1.013	8.675E-03	99	110	133	85	94	117
IPN 360	360	143	76.2	1.006	1.006	1.210	0.863	0.863	1.067	9.707E-03	93	104	125	80	89	110
IPN 380	380	149	84.0	1.058	1.058	1.270	0.909	0.909	1.121	1.070E-02	89	99	119	76	85	105
IPN 400	400	155	92.6	1.110	1.110	1.330	0.955	0.955	1.175	1.180E-02	85	94	113	73	81	100
IPN 450	450	170	115.0	1.240	1.240	1.480	1.070	1.070	1.310	1.465E-02	76	85	101	66	73	89
IPN 500	500	185	141.0	1.370	1.370	1.630	1.185	1.185	1.445	1.796E-02	69	76	91	59	66	80
IPN 550	550	200	167.0	1.500	1.500	1.800	1.300	1.300	1.600	2.127E-02	63	71	85	55	61	75
IPN 600	600	215	199.0	1.630	1.630	1.970	1.415	1.415	1.755	2.535E-02	58	64	78	50	56	69
UPN 80	80	45	8.65	0.250	0.250	0.312	0.205	0.205	0.267	1.102E-03	204	227	283	167	186	242
UPN 100	100	50	10.6	0.300	0.300	0.372	0.250	0.250	0.322	1.350E-03	200	222	275	167	185	238
UPN 120	120	55	13.4	0.350	0.350	0.434	0.295	0.295	0.379	1.707E-03	185	205	254	156	173	222
UPN 140	140	60	16	0.400	0.400	0.489	0.340	0.340	0.429	2.038E-03	177	196	240	150	167	210
UPN 160	160	65	18.8	0.450	0.450	0.546	0.385	0.385	0.481	2.395E-03	169	188	228	145	161	201
UPN 180	180	70	22	0.500	0.500	0.611	0.430	0.430	0.541	2.803E-03	161	178	218	138	153	193
UPN 200	200	75	25.3	0.550	0.550	0.661	0.475	0.475	0.586	3.223E-03	154	171	205	133	147	182
UPN 220	220	80	29.4	0.600	0.600	0.718	0.520	0.520	0.638	3.745E-03	144	160	192	125	139	170
UPN 240	240	85	33.2	0.650	0.650	0.775	0.565	0.565	0.690	4.229E-03	138	154	183	120	134	163
UPN 260	260	90	37.9	0.700	0.700	0.834	0.610	0.610	0.744	4.828E-03	130	145	173	114	126	154
UPN 280	280	95	41.8	0.750	0.750	0.890	0.655	0.655	0.795	5.325E-03	127	141	167	111	123	149
UPN 300	300	100	46.2	0.800	0.800	0.950	0.700	0.700	0.850	5.885E-03	122	136	161	107	119	144
UPN 320	320	100	59.5	0.840	0.840	0.982	0.740	0.740	0.882	7.580E-03	100	111	130	88	98	116
UPN 350	350	100	60.6	0.900	0.900	1.047	0.800	0.800	0.947	7.720E-03	105	117	136	93	104	123
UPN 380	380	102	63.1	0.964	0.964	1.110	0.862	0.862	1.008	8.038E-03	108	120	138	97	107	125
UPN 400	400	110	71.8	1.020	1.020	1.182	0.910	0.910	1.072	9.146E-03	100	112	129	90	99	117
UAP 80	80	45	8.38	0.250	0.250	0.308	0.205	0.205	0.263	1.068E-03	211	234	289	173	192	246

PERFILES TIPO EUROPEO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
UAP 100	100	50	10.5	0.300	0.300	0.361	0.250	0.250	0.311	1.338E-03	202	224	270	168	187	233
UAP 130	130	55	13.7	0.370	0.370	0.394	0.315	0.315	0.339	1.745E-03	191	212	226	162	180	194
UAP 150	150	65	17.9	0.430	0.430	0.498	0.365	0.365	0.433	2.280E-03	170	189	218	144	160	190
UAP 175	175	70	22.2	0.490	0.490	0.521	0.420	0.420	0.451	2.828E-03	156	173	184	134	149	159
UAP 200	200	75	25.1	0.550	0.550	0.610	0.475	0.475	0.535	3.197E-03	155	172	191	134	149	167
UAP 220	220	80	28.5	0.600	0.600	0.689	0.520	0.520	0.609	3.631E-03	149	165	190	129	143	168
UAP 250	250	85	34.4	0.670	0.670	0.778	0.585	0.585	0.693	4.382E-03	138	153	178	120	133	158
UAP 300	300	100	46	0.800	0.800	0.919	0.700	0.700	0.819	5.860E-03	123	137	157	108	119	140
UPE 80	80	50	7.9	0.260	0.260	0.343	0.210	0.210	0.293	1.006E-03	233	258	341	188	209	291
UPE 100	100	55	9.8	0.310	0.310	0.401	0.255	0.255	0.346	1.248E-03	223	248	321	184	204	277
UPE 120	120	60	12.1	0.360	0.360	0.460	0.300	0.300	0.400	1.541E-03	210	234	298	175	195	260
UPE 140	140	65	14.5	0.410	0.410	0.519	0.345	0.345	0.454	1.847E-03	200	222	281	168	187	246
UPE 160	160	70	17	0.460	0.460	0.577	0.390	0.390	0.507	2.166E-03	191	212	266	162	180	234
UPE 180	180	75	19.7	0.510	0.510	0.636	0.435	0.435	0.561	2.510E-03	183	203	253	156	173	224
UPE 200	200	80	22.8	0.560	0.560	0.695	0.480	0.480	0.615	2.904E-03	174	193	239	149	165	212
UPE 220	220	85	26.6	0.610	0.610	0.754	0.525	0.525	0.669	3.389E-03	162	180	223	139	155	197
UPE 240	240	90	30.2	0.660	0.660	0.810	0.570	0.570	0.720	3.847E-03	154	172	211	133	148	187
UPE 270	270	95	35.2	0.730	0.730	0.889	0.635	0.635	0.794	4.484E-03	147	163	198	127	142	177
UPE 300	300	100	44.4	0.800	0.800	0.968	0.700	0.700	0.868	5.656E-03	127	141	171	111	124	153
UPE 330	330	105	53.2	0.870	0.870	1.043	0.765	0.765	0.938	6.777E-03	116	128	154	102	113	138
UPE 360	360	110	61.2	0.940	0.940	1.121	0.830	0.830	1.011	7.796E-03	109	121	144	96	106	130
UPE 400	400	115	72.2	1.030	1.030	1.218	0.915	0.915	1.103	9.197E-03	101	112	132	90	99	120
HD 260x54.1	244	260	54.1	1.008	1.008	1.470	0.748	0.748	1.210	6.892E-03	132	146	213	98	109	176
HD 260x68.2	250	260	68.2	1.020	1.020	1.480	0.760	0.760	1.220	8.688E-03	106	117	170	79	87	140
HD 260x93.0	260	260	93	1.040	1.040	1.500	0.780	0.780	1.240	1.185E-02	79	88	127	59	66	105
HD 260x114	268	262	114	1.060	1.060	1.520	0.798	0.798	1.258	1.452E-02	66	73	105	49	55	87
HD 260x142	278	265	142	1.086	1.086	1.540	0.821	0.821	1.275	1.809E-02	54	60	85	41	45	70
HD 260x172	290	268	172	1.116	1.116	1.570	0.848	0.848	1.302	2.191E-02	46	51	72	35	39	59
HD 320x74.2	301	300	74.2	1.202	1.202	1.740	0.902	0.902	1.440	9.452E-03	114	127	184	86	95	152
HD 320x97.6	310	300	97.6	1.220	1.220	1.760	0.920	0.920	1.460	1.243E-02	88	98	142	67	74	117
HD 320x127	320	300	127	1.240	1.240	1.770	0.940	0.940	1.470	1.618E-02	69	77	109	52	58	91
HD 320x158	330	303	158	1.266	1.266	1.800	0.963	0.963	1.497	2.013E-02	57	63	89	43	48	74

PERFILES TIPO EUROPEO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
HD 320x198	343	306	198	1.298	1.298	1.830	0.992	0.992	1.524	2.522E-02	46	51	73	35	39	60
HD 320x245	359	309	245	1.336	1.336	1.870	1.027	1.027	1.561	3.121E-02	39	43	60	30	33	50
HD 320x300	375	313	300	1.376	1.376	1.900	1.063	1.063	1.587	3.822E-02	32	36	50	25	28	42
HD 360x134	356	369	134	1.450	1.450	2.140	1.081	1.081	1.771	1.707E-02	76	85	125	57	63	104
HD 360x147	360	370	147	1.460	1.460	2.150	1.090	1.090	1.780	1.873E-02	70	78	115	52	58	95
HD 360x162	364	371	162	1.470	1.470	2.160	1.099	1.099	1.789	2.064E-02	64	71	105	48	53	87
HD 360x179	368	373	179	1.482	1.482	2.170	1.109	1.109	1.797	2.280E-02	58	65	95	44	49	79
HD 360x196	372	374	196	1.492	1.492	2.180	1.118	1.118	1.806	2.497E-02	54	60	87	40	45	72
HD 400x187	368	391	187	1.518	1.518	2.240	1.127	1.127	1.849	2.382E-02	57	64	94	43	47	78
HD 400x216	375	394	216	1.538	1.538	2.270	1.144	1.144	1.876	2.752E-02	50	56	82	37	42	68
HD 400x237	380	395	237	1.550	1.550	2.280	1.155	1.155	1.885	3.019E-02	46	51	76	34	38	62
HD 400x262	387	398	262	1.570	1.570	2.300	1.172	1.172	1.902	3.338E-02	42	47	69	32	35	57
HD 400x287	393	399	287	1.584	1.584	2.310	1.185	1.185	1.911	3.656E-02	39	43	63	29	32	52
HD 400x314	399	401	314	1.600	1.600	2.330	1.199	1.199	1.929	4.000E-02	36	40	58	27	30	48
HD 400x347	407	404	347	1.622	1.622	2.350	1.218	1.218	1.946	4.420E-02	33	37	53	25	28	44
HD 400x382	416	406	382	1.644	1.644	2.370	1.238	1.238	1.964	4.866E-02	30	34	49	23	25	40
HD 400x421	425	409	421	1.668	1.668	2.390	1.259	1.259	1.981	5.363E-02	28	31	45	21	23	37
HD 400x463	435	412	463	1.694	1.694	2.420	1.282	1.282	2.008	5.898E-02	26	29	41	20	22	34
HD 400x509	446	416	509	1.724	1.724	2.450	1.308	1.308	2.034	6.484E-02	24	27	38	18	20	31
HD 400x551	455	418	551	1.746	1.746	2.470	1.328	1.328	2.052	7.019E-02	22	25	35	17	19	29
HD 400x592	465	421	592	1.772	1.772	2.500	1.351	1.351	2.079	7.541E-02	21	23	33	16	18	28
HD 400x634	474	424	634	1.796	1.796	2.520	1.372	1.372	2.096	8.076E-02	20	22	31	15	17	26
HD 400x677	483	428	677	1.822	1.822	2.550	1.394	1.394	2.122	8.624E-02	19	21	30	15	16	25
HD 400x744	498	432	744	1.860	1.860	2.590	1.428	1.428	2.158	9.478E-02	18	20	27	14	15	23
HD 400x818	514	437	818	1.902	1.902	2.630	1.465	1.465	2.193	1.042E-01	16	18	25	13	14	21
HD 400x900	531	442	900	1.946	1.946	2.670	1.504	1.504	2.228	1.146E-01	15	17	23	12	13	19
HD 400x990	550	448	990	1.996	1.996	2.720	1.548	1.548	2.272	1.261E-01	14	16	22	11	12	18
HD 400x1086	569	454	1086	2.046	2.046	2.770	1.592	1.592	2.316	1.383E-01	13	15	20	10	12	17

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m3)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
W44x335	1,118	405	498.5	3.046	3.046	3.805	2.641	2.641	3.400	6.351E-02	43	48	60	37	42	54
W44x290	1,108	402	431.6	3.020	3.020	3.780	2.618	2.618	3.378	5.498E-02	49	55	69	43	48	61
W44x262	1,100	400	389.9	3.000	3.000	3.760	2.600	2.600	3.360	4.967E-02	54	60	76	47	52	68
W44x230	1,090	400	342.3	2.980	2.980	3.744	2.580	2.580	3.344	4.360E-02	62	68	86	53	59	77
W40x593	1,092	424	882.5	3.032	3.032	3.789	2.608	2.608	3.365	1.124E-01	24	27	34	21	23	30
W40x503	1,068	417	748.5	2.970	2.970	3.726	2.553	2.553	3.309	9.536E-02	28	31	39	24	27	35
W40x431	1,048	412	641.4	2.920	2.920	3.676	2.508	2.508	3.264	8.171E-02	32	36	45	28	31	40
W40x372	1,032	408	553.6	2.880	2.880	3.637	2.472	2.472	3.229	7.052E-02	37	41	52	32	35	46
W40x321	1,018	404	477.7	2.844	2.844	3.602	2.440	2.440	3.198	6.085E-02	42	47	59	36	40	53
W40x297	1,012	402	442.0	2.828	2.828	3.584	2.426	2.426	3.182	5.630E-02	45	50	64	39	43	57
W40x277	1,008	402	412.2	2.820	2.820	3.582	2.418	2.418	3.180	5.251E-02	48	54	68	41	46	61
W40x249	1,000	400	370.6	2.801	2.801	3.563	2.401	2.401	3.163	4.720E-02	53	59	75	46	51	67
W40x215	990	400	320.0	2.780	2.780	3.547	2.380	2.380	3.147	4.076E-02	61	68	87	53	58	77
W40x199	982	400	296.1	2.765	2.765	3.532	2.364	2.364	3.132	3.773E-02	66	73	94	56	63	83
W40x174	970	400	258.9	2.741	2.741	3.508	2.341	2.341	3.108	3.299E-02	75	83	106	64	71	94
W40x166	1,078	321	693.5	2.798	2.798	3.355	2.477	2.477	3.034	8.834E-02	29	32	38	25	28	34
W40x392	1,056	314	583.4	2.740	2.740	3.295	2.426	2.426	2.981	7.431E-02	33	37	44	29	33	40
W40x331	1,036	309	492.6	2.690	2.690	3.247	2.381	2.381	2.938	6.275E-02	39	43	52	34	38	47
W40x278	1,020	304	413.7	2.648	2.648	3.204	2.344	2.344	2.900	5.270E-02	45	50	61	40	44	55
W40x264	1,016	303	392.9	2.638	2.638	3.195	2.335	2.335	2.892	5.005E-02	47	53	64	42	47	58
W40x235	1,008	302	349.7	2.620	2.620	3.182	2.318	2.318	2.880	4.455E-02	53	59	71	47	52	65
W40x211	1,000	300	314.0	2.600	2.600	3.162	2.300	2.300	2.862	4.000E-02	58	65	79	52	57	72
W40x183	990	300	272.3	2.580	2.580	3.147	2.280	2.280	2.847	3.469E-02	67	74	91	59	66	82
W40x167	980	300	248.5	2.560	2.560	3.127	2.260	2.260	2.827	3.166E-02	73	81	99	64	71	89
W40x149	970	300	221.7	2.541	2.541	3.108	2.241	2.241	2.808	2.825E-02	81	90	110	71	79	99
W36x848	1,078	461	1,262.0	3.077	3.077	3.870	2.617	2.617	3.410	1.608E-01	17	19	24	15	16	21
W36x798	1,066	457	1,187.6	3.046	3.046	3.839	2.589	2.589	3.382	1.513E-01	18	20	25	15	17	22
W36x650	1,028	446	967.3	2.949	2.949	3.741	2.502	2.502	3.295	1.232E-01	22	24	30	18	20	27
W36x527	996	437	784.3	2.867	2.867	3.660	2.429	2.429	3.222	9.991E-02	26	29	37	22	24	32
W36x439	972	431	653.3	2.805	2.805	3.598	2.375	2.375	3.167	8.322E-02	30	34	43	26	29	38
W36x393	960	427	584.8	2.775	2.775	3.568	2.348	2.348	3.141	7.450E-02	34	37	48	28	32	42
W36x359	950	425	534.3	2.750	2.750	3.543	2.325	2.325	3.118	6.806E-02	36	40	52	31	34	46

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m3)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
W36x328	942	422	488.1	2.729	2.729	3.522	2.307	2.307	3.100	6.218E-02	39	44	57	33	37	50
W36x300	933	423	446.4	2.712	2.712	3.511	2.289	2.289	3.087	5.687E-02	43	48	62	36	40	54
W36x280	928	422	416.7	2.698	2.698	3.496	2.277	2.277	3.075	5.308E-02	46	51	66	39	43	58
W36x260	921	420	386.9	2.683	2.683	3.481	2.262	2.262	3.060	4.929E-02	49	54	71	41	46	62
W36x245	916	419	364.6	2.672	2.672	3.470	2.252	2.252	3.050	4.645E-02	52	58	75	44	48	66
W36x230	912	418	342.3	2.660	2.660	3.458	2.242	2.242	3.040	4.360E-02	55	61	79	46	51	70
W36x256	951	310	381.0	2.522	2.522	3.094	2.212	2.212	2.783	4.853E-02	47	52	64	41	46	57
W36x232	943	308	345.3	2.501	2.501	3.073	2.194	2.194	2.765	4.398E-02	51	57	70	45	50	63
W36x210	932	309	312.5	2.483	2.483	3.059	2.173	2.173	2.750	3.981E-02	56	62	77	49	55	69
W36x194	927	308	288.7	2.469	2.469	3.046	2.161	2.161	2.738	3.678E-02	60	67	83	53	59	74
W36x182	923	307	270.8	2.459	2.459	3.036	2.152	2.152	2.729	3.450E-02	64	71	88	56	62	79
W36x170	919	306	253.0	2.449	2.449	3.025	2.143	2.143	2.720	3.223E-02	68	76	94	60	66	84
W36x160	915	305	238.1	2.439	2.439	3.015	2.134	2.134	2.711	3.033E-02	72	80	99	63	70	89
W36x150	911	304	223.2	2.430	2.430	3.006	2.125	2.125	2.702	2.844E-02	77	85	106	67	75	95
W36x135	903	304	200.9	2.413	2.413	2.990	2.109	2.109	2.686	2.559E-02	85	94	117	74	82	105
W33x354	903	409	526.8	2.624	2.624	3.383	2.215	2.215	2.974	6.711E-02	35	39	50	30	33	44
W33x318	893	406	473.2	2.598	2.598	3.357	2.192	2.192	2.951	6.028E-02	39	43	56	33	36	49
W33x291	885	404	433.1	2.578	2.578	3.337	2.174	2.174	2.933	5.517E-02	42	47	60	35	39	53
W33x263	877	401	391.4	2.557	2.557	3.316	2.156	2.156	2.914	4.986E-02	46	51	67	39	43	58
W33x241	868	403	358.6	2.542	2.542	3.306	2.139	2.139	2.903	4.569E-02	50	56	72	42	47	64
W33x221	862	401	328.9	2.527	2.527	3.290	2.125	2.125	2.889	4.190E-02	54	60	79	46	51	69
W33x201	855	400	299.1	2.511	2.511	3.274	2.111	2.111	2.874	3.810E-02	59	66	86	50	55	75
W33x169	859	292	251.5	2.302	2.302	2.852	2.010	2.010	2.560	3.204E-02	65	72	89	56	63	80
W33x152	851	294	226.2	2.289	2.289	2.844	1.995	1.995	2.550	2.882E-02	71	79	99	62	69	89
W33x141	846	293	209.8	2.278	2.278	2.833	1.985	1.985	2.540	2.673E-02	77	85	106	67	74	95
W33x130	840	292	193.5	2.266	2.266	2.821	1.973	1.973	2.529	2.464E-02	83	92	114	72	80	103
W33x118	835	292	175.6	2.252	2.252	2.808	1.961	1.961	2.516	2.237E-02	91	101	126	79	88	112
W30x477	869	403	709.9	2.544	2.544	3.267	2.141	2.141	2.864	9.043E-02	25	28	36	21	24	32
W30x391	843	396	581.9	2.478	2.478	3.201	2.082	2.082	2.805	7.412E-02	30	33	43	25	28	38
W30x326	823	390	485.1	2.427	2.427	3.150	2.036	2.036	2.759	6.180E-02	35	39	51	30	33	45
W30x292	813	387	434.5	2.401	2.401	3.124	2.014	2.014	2.737	5.536E-02	39	43	56	33	36	49
W30x261	803	385	388.4	2.376	2.376	3.098	1.991	1.991	2.713	4.948E-02	43	48	63	36	40	55

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
W30x235	795	382	349.7	2.355	2.355	3.077	1.972	1.972	2.695	4.455E-02	48	53	69	40	44	60
W30x211	786	384	314.0	2.339	2.339	3.067	1.955	1.955	2.683	4.000E-02	53	58	77	44	49	67
W30x191	779	382	284.2	2.323	2.323	3.051	1.941	1.941	2.669	3.621E-02	58	64	84	48	54	74
W30x173	773	381	257.5	2.308	2.308	3.036	1.927	1.927	2.655	3.280E-02	63	70	93	53	59	81
W30x148	779	266	220.2	2.090	2.090	2.590	1.824	1.824	2.324	2.806E-02	67	75	92	59	65	83
W30x132	770	268	196.4	2.075	2.075	2.580	1.808	1.808	2.312	2.502E-02	75	83	103	65	72	92
W30x124	766	267	184.5	2.067	2.067	2.571	1.800	1.800	2.304	2.351E-02	79	88	109	69	77	98
W30x116	762	267	172.6	2.058	2.058	2.562	1.791	1.791	2.296	2.199E-02	84	94	117	73	81	104
W30x108	758	266	160.7	2.047	2.047	2.552	1.781	1.781	2.286	2.047E-02	90	100	125	78	87	112
W30x99	753	265	147.3	2.037	2.037	2.542	1.772	1.772	2.276	1.877E-02	98	109	135	85	94	121
W30x90	750	264	133.9	2.028	2.028	2.533	1.764	1.764	2.269	1.706E-02	107	119	148	93	103	133
W27x539	826	387	802.1	2.427	2.427	3.102	2.039	2.039	2.714	1.022E-01	21	24	30	18	20	27
W27x448	798	379	666.7	2.355	2.355	3.030	1.976	1.976	2.651	8.493E-02	25	28	36	21	23	31
W27x368	772	372	547.6	2.289	2.289	2.964	1.916	1.916	2.591	6.976E-02	30	33	42	25	27	37
W27x307	752	367	456.9	2.238	2.238	2.913	1.871	1.871	2.546	5.820E-02	35	38	50	29	32	44
W27x258	736	362	383.9	2.197	2.197	2.872	1.835	1.835	2.510	4.891E-02	40	45	59	34	38	51
W27x235	728	360	349.7	2.177	2.177	2.851	1.816	1.816	2.491	4.455E-02	44	49	64	37	41	56
W27x217	722	359	322.9	2.161	2.161	2.836	1.803	1.803	2.478	4.114E-02	47	53	69	39	44	60
W27x194	714	356	288.7	2.141	2.141	2.816	1.784	1.784	2.459	3.678E-02	52	58	77	44	49	67
W27x178	706	358	264.9	2.128	2.128	2.807	1.771	1.771	2.449	3.374E-02	57	63	83	47	52	73
W27x161	701	356	239.6	2.114	2.114	2.792	1.758	1.758	2.436	3.052E-02	62	69	91	52	58	80
W27x146	695	355	217.3	2.100	2.100	2.779	1.746	1.746	2.424	2.768E-02	68	76	100	57	63	88
W27x129	702	254	192.0	1.912	1.912	2.390	1.658	1.658	2.135	2.446E-02	70	78	98	61	68	87
W27x114	693	256	169.7	1.898	1.898	2.380	1.642	1.642	2.125	2.161E-02	79	88	110	68	76	98
W27x102	688	254	151.8	1.885	1.885	2.368	1.631	1.631	2.113	1.934E-02	88	97	122	76	84	109
W27x94	684	254	139.9	1.875	1.875	2.358	1.621	1.621	2.104	1.782E-02	95	105	132	82	91	118
W27x84	678	253	125.0	1.863	1.863	2.345	1.610	1.610	2.092	1.592E-02	105	117	147	91	101	131
W24x492	753	359	732.2	2.223	2.223	2.840	1.865	1.865	2.482	9.327E-02	21	24	30	18	20	27
W24x408	725	351	607.2	2.151	2.151	2.768	1.800	1.800	2.418	7.735E-02	25	28	36	21	23	31
W24x335	699	343	498.5	2.085	2.085	2.702	1.741	1.741	2.358	6.351E-02	30	33	43	25	27	37
W24x279	679	338	415.2	2.034	2.034	2.651	1.696	1.696	2.313	5.289E-02	35	38	50	29	32	44
W24x250	669	335	372.0	2.008	2.008	2.625	1.673	1.673	2.290	4.739E-02	38	42	55	32	35	48

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
W24x229	661	333	340.8	1.988	1.988	2.605	1.655	1.655	2.272	4.341E-02	41	46	60	34	38	52
W24x207	653	330	308.1	1.967	1.967	2.584	1.637	1.637	2.253	3.924E-02	45	50	66	38	42	57
W24x192	647	329	285.7	1.952	1.952	2.568	1.623	1.623	2.240	3.640E-02	48	54	71	40	45	62
W24x176	641	327	261.9	1.937	1.937	2.554	1.610	1.610	2.226	3.337E-02	52	58	77	43	48	67
W24x162	635	329	241.1	1.928	1.928	2.550	1.599	1.599	2.221	3.071E-02	57	63	83	47	52	72
W24x146	628	328	217.3	1.912	1.912	2.534	1.584	1.584	2.207	2.768E-02	62	69	92	52	57	80
W24x131	622	327	194.9	1.897	1.897	2.519	1.570	1.570	2.192	2.483E-02	69	76	101	57	63	88
W24x117	616	325	174.1	1.883	1.883	2.505	1.558	1.558	2.180	2.218E-02	76	85	113	63	70	98
W24x104	611	324	154.8	1.870	1.870	2.492	1.546	1.546	2.168	1.972E-02	85	95	126	71	78	110
W24x103	623	229	153.3	1.703	1.703	2.133	1.475	1.475	1.904	1.953E-02	79	87	109	68	76	98
W24x94	617	230	139.9	1.695	1.695	2.130	1.465	1.465	1.900	1.782E-02	86	95	120	74	82	107
W24x84	612	229	125.0	1.682	1.682	2.117	1.453	1.453	1.888	1.592E-02	95	106	133	82	91	119
W24x76	608	228	113.1	1.672	1.672	2.106	1.443	1.443	1.878	1.441E-02	104	116	146	90	100	130
W24x68	603	228	101.2	1.661	1.661	2.095	1.433	1.433	1.868	1.289E-02	116	129	163	100	111	145
W24x62	603	179	92.3	1.564	1.564	1.899	1.385	1.385	1.721	1.175E-02	120	133	162	106	118	146
W24x55	599	178	81.8	1.553	1.553	1.889	1.375	1.375	1.711	1.043E-02	134	149	181	119	132	164
W21x201	585	319	299.1	1.809	1.809	2.401	1.489	1.489	2.082	3.810E-02	43	47	63	35	39	55
W21x182	577	318	270.8	1.789	1.789	2.382	1.472	1.472	2.065	3.450E-02	47	52	69	38	43	60
W21x166	571	315	247.0	1.773	1.773	2.366	1.457	1.457	2.050	3.147E-02	51	56	75	42	46	65
W21x147	560	318	218.8	1.756	1.756	2.355	1.438	1.438	2.037	2.787E-02	57	63	85	46	52	73
W21x132	554	316	196.4	1.741	1.741	2.340	1.425	1.425	2.024	2.502E-02	63	70	94	51	57	81
W21x122	551	315	181.6	1.731	1.731	2.330	1.416	1.416	2.015	2.313E-02	67	75	101	55	61	87
W21x111	546	313	165.2	1.720	1.720	2.319	1.406	1.406	2.005	2.104E-02	74	82	110	60	67	95
W21x101	543	312	150.3	1.709	1.709	2.308	1.397	1.397	1.996	1.915E-02	80	89	121	66	73	104
W21x93	549	214	138.4	1.526	1.526	1.924	1.312	1.312	1.710	1.763E-02	78	87	109	67	74	97
W21x83	544	212	123.5	1.513	1.513	1.911	1.301	1.301	1.699	1.573E-02	87	96	121	74	83	108
W21x73	539	211	108.6	1.500	1.500	1.899	1.290	1.290	1.688	1.384E-02	98	108	137	84	93	122
W21x68	537	210	101.2	1.494	1.494	1.892	1.283	1.283	1.682	1.289E-02	104	116	147	90	100	130
W21x62	533	209	92.3	1.485	1.485	1.883	1.276	1.276	1.674	1.175E-02	114	126	160	98	109	142
W21x57	535	166	84.8	1.403	1.403	1.715	1.236	1.236	1.549	1.081E-02	117	130	159	103	114	143
W21x50	529	166	74.4	1.390	1.390	1.702	1.224	1.224	1.536	9.479E-03	132	147	180	116	129	162
W21x44	525	165	65.5	1.380	1.380	1.692	1.215	1.215	1.527	8.341E-03	149	165	203	131	146	183

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
W18x311	567	305	462.8	1.744	1.744	2.276	1.439	1.439	1.971	5.896E-02	27	30	39	22	24	33
W18x283	555	302	421.2	1.714	1.714	2.247	1.412	1.412	1.945	5.365E-02	29	32	42	24	26	36
W18x258	545	299	383.9	1.688	1.688	2.221	1.389	1.389	1.922	4.891E-02	31	35	45	26	28	39
W18x234	535	296	348.2	1.662	1.662	2.195	1.366	1.366	1.899	4.436E-02	34	37	49	28	31	43
W18x211	525	293	314.0	1.637	1.637	2.170	1.344	1.344	1.877	4.000E-02	37	41	54	30	34	47
W18x192	517	291	285.7	1.616	1.616	2.149	1.325	1.325	1.858	3.640E-02	40	44	59	33	36	51
W18x175	509	289	260.4	1.596	1.596	2.129	1.307	1.307	1.840	3.318E-02	43	48	64	35	39	55
W18x158	501	287	235.1	1.576	1.576	2.109	1.289	1.289	1.822	2.995E-02	47	53	70	39	43	61
W18x143	495	285	212.8	1.560	1.560	2.093	1.275	1.275	1.808	2.711E-02	52	58	77	42	47	67
W18x130	489	283	193.5	1.545	1.545	2.078	1.261	1.261	1.794	2.464E-02	56	63	84	46	51	73
W18x119	482	286	177.1	1.536	1.536	2.075	1.250	1.250	1.789	2.256E-02	61	68	92	50	55	79
W18x106	476	284	157.7	1.520	1.520	2.059	1.236	1.236	1.775	2.009E-02	68	76	102	55	62	88
W18x97	472	283	144.4	1.511	1.511	2.050	1.227	1.227	1.766	1.839E-02	74	82	111	60	67	96
W18x86	467	282	128.0	1.498	1.498	2.037	1.216	1.216	1.755	1.630E-02	83	92	125	67	75	108
W18x76	463	280	113.1	1.486	1.486	2.025	1.205	1.205	1.744	1.441E-02	93	103	141	75	84	121
W18x71	469	194	105.7	1.326	1.326	1.689	1.132	1.132	1.495	1.346E-02	89	99	125	76	84	111
W18x65	466	193	96.7	1.318	1.318	1.680	1.125	1.125	1.488	1.232E-02	96	107	136	82	91	121
W18x60	463	192	89.3	1.310	1.310	1.673	1.118	1.118	1.481	1.137E-02	104	115	147	88	98	130
W18x55	460	191	81.8	1.303	1.303	1.665	1.111	1.111	1.474	1.043E-02	112	125	160	96	107	141
W18x50	457	190	74.4	1.295	1.295	1.657	1.104	1.104	1.467	9.479E-03	123	137	175	105	116	155
W18x46	459	154	68.5	1.225	1.225	1.515	1.071	1.071	1.361	8.720E-03	126	141	174	111	123	156
W18x40	455	153	59.5	1.215	1.215	1.504	1.062	1.062	1.352	7.583E-03	144	160	198	126	140	178
W18x35	450	152	52.1	1.204	1.204	1.494	1.052	1.052	1.341	6.635E-03	163	181	225	143	158	202
W16x100	431	265	148.8	1.392	1.392	1.892	1.127	1.127	1.627	1.896E-02	66	73	100	53	59	86
W16x89	425	263	132.4	1.377	1.377	1.877	1.114	1.114	1.614	1.687E-02	73	82	111	59	66	96
W16x77	420	261	114.6	1.362	1.362	1.862	1.101	1.101	1.601	1.460E-02	84	93	128	68	75	110
W16x67	415	260	99.7	1.350	1.350	1.849	1.090	1.090	1.589	1.270E-02	96	106	146	77	86	125
W16x57	417	181	84.8	1.196	1.196	1.536	1.015	1.015	1.355	1.081E-02	100	111	142	85	94	125
W16x50	413	180	74.4	1.185	1.185	1.525	1.006	1.006	1.345	9.479E-03	113	125	161	95	106	142
W16x45	410	179	67.0	1.177	1.177	1.517	0.998	0.998	1.338	8.531E-03	124	138	178	105	117	157
W16x40	407	178	59.5	1.169	1.169	1.509	0.991	0.991	1.331	7.583E-03	139	154	199	118	131	176
W16x36	403	177	53.6	1.161	1.161	1.500	0.983	0.983	1.323	6.825E-03	153	170	220	130	144	194

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m3)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
W16x31	403	140	46.1	1.087	1.087	1.354	0.947	0.947	1.214	5.877E-03	167	185	230	145	161	207
W16x26	399	140	38.7	1.076	1.076	1.343	0.937	0.937	1.203	4.929E-03	197	218	273	171	190	244
W14x808	580	471	1,202.4	2.103	2.103	2.856	1.632	1.632	2.385	1.532E-01	12	14	19	10	11	16
W14x730	569	454	1,086.4	2.048	2.048	2.801	1.593	1.593	2.346	1.384E-01	13	15	20	10	12	17
W14x665	550	448	989.6	1.996	1.996	2.749	1.548	1.548	2.300	1.261E-01	14	16	22	11	12	18
W14x605	531	442	900.3	1.947	1.947	2.700	1.505	1.505	2.258	1.147E-01	15	17	24	12	13	20
W14x550	514	437	818.5	1.902	1.902	2.655	1.465	1.465	2.218	1.043E-01	16	18	25	13	14	21
W14x500	498	432	744.1	1.860	1.860	2.613	1.428	1.428	2.181	9.479E-02	18	20	28	14	15	23
W14x455	483	428	677.1	1.821	1.821	2.574	1.394	1.394	2.147	8.626E-02	19	21	30	15	16	25
W14x426	474	424	634.0	1.797	1.797	2.549	1.372	1.372	2.125	8.076E-02	20	22	32	15	17	26
W14x398	465	421	592.3	1.772	1.772	2.525	1.351	1.351	2.103	7.545E-02	21	23	33	16	18	28
W14x370	455	418	550.6	1.747	1.747	2.500	1.329	1.329	2.082	7.014E-02	22	25	36	17	19	30
W14x342	446	416	509.0	1.722	1.722	2.475	1.307	1.307	2.059	6.483E-02	24	27	38	18	20	32
W14x311	435	412	462.8	1.694	1.694	2.447	1.282	1.282	2.035	5.896E-02	26	29	42	20	22	35
W14x283	425	409	421.2	1.669	1.669	2.422	1.260	1.260	2.012	5.365E-02	28	31	45	21	23	38
W14x257	416	406	382.5	1.645	1.645	2.398	1.238	1.238	1.991	4.872E-02	30	34	49	23	25	41
W14x233	407	404	346.7	1.622	1.622	2.375	1.218	1.218	1.971	4.417E-02	33	37	54	25	28	45
W14x211	399	401	314.0	1.601	1.601	2.354	1.200	1.200	1.953	4.000E-02	36	40	59	27	30	49
W14x193	393	399	287.2	1.584	1.584	2.337	1.185	1.185	1.938	3.659E-02	39	43	64	29	32	53
W14x176	387	398	261.9	1.568	1.568	2.321	1.171	1.171	1.924	3.337E-02	42	47	70	32	35	58
W14x159	380	395	236.6	1.552	1.552	2.305	1.156	1.156	1.909	3.014E-02	46	51	76	35	38	63
W14x145	375	394	215.8	1.538	1.538	2.291	1.145	1.145	1.897	2.749E-02	50	56	83	37	42	69
W14x132	372	374	196.4	1.493	1.493	2.208	1.119	1.119	1.834	2.502E-02	54	60	88	40	45	73
W14x120	368	373	178.6	1.481	1.481	2.196	1.108	1.108	1.823	2.275E-02	59	65	97	44	49	80
W14x109	364	371	162.2	1.469	1.469	2.185	1.098	1.098	1.814	2.066E-02	64	71	106	48	53	88
W14x99	360	370	147.3	1.459	1.459	2.174	1.089	1.089	1.805	1.877E-02	70	78	116	52	58	96
W14x90	356	369	133.9	1.450	1.450	2.165	1.081	1.081	1.796	1.706E-02	76	85	127	57	63	105
W14x82	363	257	122.0	1.242	1.242	1.730	0.984	0.984	1.473	1.555E-02	72	80	111	57	63	95
W14x74	360	256	110.1	1.231	1.231	1.720	0.976	0.976	1.464	1.403E-02	79	88	123	63	70	104
W14x68	357	255	101.2	1.223	1.223	1.712	0.968	0.968	1.457	1.289E-02	85	95	133	68	75	113
W14x61	353	254	90.8	1.213	1.213	1.702	0.959	0.959	1.448	1.156E-02	94	105	147	75	83	125
W14x53	354	205	78.9	1.117	1.117	1.507	0.912	0.912	1.303	1.005E-02	100	111	150	82	91	130

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
W14x48	350	204	71.4	1.108	1.108	1.499	0.904	0.904	1.295	9.100E-03	110	122	165	89	99	142
W14x43	347	203	64.0	1.100	1.100	1.491	0.897	0.897	1.288	8.152E-03	121	135	183	99	110	158
W14x38	358	172	56.6	1.060	1.060	1.388	0.888	0.888	1.216	7.204E-03	132	147	193	111	123	169
W14x34	355	171	50.6	1.053	1.053	1.381	0.882	0.882	1.210	6.446E-03	147	163	214	123	137	188
W14x30	352	171	44.6	1.045	1.045	1.373	0.874	0.874	1.202	5.687E-03	165	184	241	138	154	211
W14x26	353	128	38.7	0.962	0.962	1.204	0.834	0.834	1.077	4.929E-03	176	195	244	152	169	218
W14x22	349	127	32.7	0.952	0.952	1.194	0.825	0.825	1.067	4.171E-03	205	228	286	178	198	256
W12x336	427	340	500.0	1.534	1.534	2.124	1.194	1.194	1.784	6.370E-02	22	24	33	17	19	28
W12x305	415	336	453.9	1.501	1.501	2.091	1.165	1.165	1.755	5.782E-02	23	26	36	18	20	30
W12x279	403	334	415.2	1.473	1.473	2.062	1.139	1.139	1.729	5.289E-02	25	28	39	19	22	33
W12x252	391	330	375.0	1.443	1.443	2.033	1.113	1.113	1.703	4.777E-02	27	30	43	21	23	36
W12x230	382	328	342.3	1.420	1.420	2.009	1.092	1.092	1.682	4.360E-02	29	33	46	23	25	39
W12x210	374	325	312.5	1.397	1.397	1.987	1.072	1.072	1.662	3.981E-02	32	35	50	24	27	42
W12x190	365	322	282.8	1.374	1.374	1.964	1.052	1.052	1.642	3.602E-02	34	38	55	26	29	46
W12x170	356	319	253.0	1.351	1.351	1.941	1.032	1.032	1.622	3.223E-02	38	42	60	29	32	50
W12x152	348	317	226.2	1.330	1.330	1.920	1.013	1.013	1.603	2.882E-02	42	46	67	32	35	56
W12x136	341	315	202.4	1.311	1.311	1.901	0.996	0.996	1.586	2.578E-02	46	51	74	35	39	62
W12x120	333	313	178.6	1.292	1.292	1.882	0.979	0.979	1.569	2.275E-02	51	57	83	39	43	69
W12x106	327	310	157.7	1.276	1.276	1.865	0.965	0.965	1.555	2.009E-02	57	63	93	43	48	77
W12x96	323	309	142.9	1.263	1.263	1.853	0.955	0.955	1.544	1.820E-02	62	69	102	47	52	85
W12x87	318	308	129.5	1.252	1.252	1.842	0.944	0.944	1.534	1.649E-02	68	76	112	52	57	93
W12x79	314	307	117.6	1.243	1.243	1.832	0.936	0.936	1.526	1.498E-02	75	83	122	56	62	102
W12x72	311	306	107.1	1.234	1.234	1.824	0.928	0.928	1.518	1.365E-02	81	90	134	61	68	111
W12x65	308	305	96.7	1.225	1.225	1.815	0.920	0.920	1.510	1.232E-02	89	99	147	67	75	123
W12x58	310	254	86.3	1.128	1.128	1.618	0.874	0.874	1.364	1.100E-02	92	103	147	71	79	124
W12x53	306	254	78.9	1.120	1.120	1.611	0.867	0.867	1.357	1.005E-02	100	112	160	78	86	135
W12x50	310	205	74.4	1.030	1.030	1.421	0.824	0.824	1.216	9.479E-03	98	109	150	78	87	128
W12x45	306	204	67.0	1.021	1.021	1.413	0.817	0.817	1.209	8.531E-03	108	120	166	86	96	142
W12x40	303	203	59.5	1.013	1.013	1.405	0.810	0.810	1.202	7.583E-03	120	134	185	96	107	158
W12x35	318	167	52.1	0.968	0.968	1.286	0.802	0.802	1.120	6.635E-03	131	146	194	109	121	169
W12x30	313	166	44.6	0.958	0.958	1.276	0.792	0.792	1.110	5.687E-03	152	168	224	125	139	195
W12x26	310	165	38.7	0.950	0.950	1.268	0.786	0.786	1.104	4.929E-03	174	193	257	143	159	224

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m3)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
W12x22	313	102	32.7	0.830	0.830	1.022	0.728	0.728	0.919	4.171E-03	179	199	245	157	174	220
W12x19	309	102	28.3	0.821	0.821	1.013	0.719	0.719	0.911	3.602E-03	205	228	281	180	200	253
W12x16	305	101	23.8	0.812	0.812	1.003	0.710	0.710	0.902	3.033E-03	241	268	331	211	234	297
W12x14	303	101	20.8	0.807	0.807	0.998	0.706	0.706	0.897	2.654E-03	274	304	376	239	266	338
W10x112	289	265	166.7	1.106	1.106	1.597	0.842	0.842	1.332	2.123E-02	47	52	75	36	40	63
W10x100	282	263	148.8	1.089	1.089	1.580	0.827	0.827	1.317	1.896E-02	52	57	83	39	44	69
W10x88	275	261	131.0	1.072	1.072	1.563	0.811	0.811	1.302	1.668E-02	58	64	94	44	49	78
W10x77	269	259	114.6	1.056	1.056	1.547	0.797	0.797	1.288	1.460E-02	65	72	106	49	55	88
W10x68	264	257	101.2	1.043	1.043	1.534	0.786	0.786	1.276	1.289E-02	73	81	119	55	61	99
W10x60	260	256	89.3	1.031	1.031	1.522	0.775	0.775	1.266	1.137E-02	82	91	134	61	68	111
W10x54	256	255	80.4	1.022	1.022	1.513	0.767	0.767	1.258	1.024E-02	90	100	148	67	75	123
W10x49	253	254	72.9	1.015	1.015	1.506	0.761	0.761	1.252	9.289E-03	98	109	162	74	82	135
W10x45	257	204	67.0	0.920	0.920	1.310	0.717	0.717	1.106	8.531E-03	97	108	154	76	84	130
W10x39	252	203	58.0	0.910	0.910	1.299	0.707	0.707	1.096	7.393E-03	111	123	176	86	96	148
W10x33	247	202	49.1	0.899	0.899	1.288	0.696	0.696	1.086	6.256E-03	129	144	206	100	111	174
W10x30	266	148	44.6	0.827	0.827	1.107	0.679	0.679	0.959	5.687E-03	131	145	195	108	119	169
W10x26	262	147	38.7	0.818	0.818	1.098	0.671	0.671	0.951	4.929E-03	149	166	223	123	136	193
W10x22	258	146	32.7	0.809	0.809	1.089	0.663	0.663	0.943	4.171E-03	175	194	261	143	159	226
W10x19	260	102	28.3	0.724	0.724	0.916	0.622	0.622	0.814	3.602E-03	181	201	254	155	173	226
W10x17	257	102	25.3	0.717	0.717	0.909	0.615	0.615	0.807	3.223E-03	200	223	282	172	191	250
W10x15	254	102	22.3	0.711	0.711	0.902	0.609	0.609	0.801	2.844E-03	225	250	317	193	214	282
W10x12	251	101	17.9	0.703	0.703	0.894	0.602	0.602	0.793	2.275E-03	278	309	393	238	265	349
W8x67	229	210	99.7	0.878	0.878	1.269	0.668	0.668	1.059	1.270E-02	62	69	100	47	53	83
W8x58	222	209	86.3	0.862	0.862	1.254	0.653	0.653	1.045	1.100E-02	71	78	114	53	59	95
W8x48	216	206	71.4	0.844	0.844	1.235	0.638	0.638	1.029	9.100E-03	83	93	136	63	70	113
W8x40	210	205	59.5	0.829	0.829	1.221	0.624	0.624	1.016	7.583E-03	98	109	161	74	82	134
W8x35	206	204	52.1	0.820	0.820	1.212	0.616	0.616	1.008	6.635E-03	111	124	183	84	93	152
W8x31	203	203	46.1	0.813	0.813	1.204	0.609	0.609	1.001	5.877E-03	124	138	205	93	104	170
W8x28	205	166	41.7	0.741	0.741	1.059	0.575	0.575	0.893	5.308E-03	126	140	199	98	108	168
W8x24	201	165	35.7	0.733	0.733	1.050	0.568	0.568	0.885	4.550E-03	145	161	231	112	125	195
W8x21	210	134	31.3	0.688	0.688	0.943	0.554	0.554	0.809	3.981E-03	156	173	237	125	139	203
W8x18	207	133	26.8	0.680	0.680	0.935	0.547	0.547	0.802	3.412E-03	179	199	274	144	160	235

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
W8x15	206	102	22.3	0.616	0.616	0.807	0.514	0.514	0.705	2.844E-03	195	217	284	163	181	248
W8x13	203	102	19.3	0.609	0.609	0.801	0.507	0.507	0.699	2.464E-03	222	247	325	185	206	284
W8x10	200	100	14.9	0.601	0.601	0.792	0.501	0.501	0.692	1.896E-03	285	317	418	238	264	365
W6x25	162	154	37.2	0.633	0.633	0.926	0.479	0.479	0.771	4.739E-03	120	134	195	91	101	163
W6x20	157	153	29.8	0.621	0.621	0.913	0.468	0.468	0.760	3.792E-03	147	164	241	111	123	201
W6x15	152	152	22.3	0.609	0.609	0.901	0.456	0.456	0.749	2.844E-03	193	214	317	144	161	263
W6x16	160	102	23.8	0.524	0.524	0.715	0.421	0.421	0.613	3.033E-03	155	173	236	125	139	202
W6x12	153	102	17.9	0.510	0.510	0.701	0.408	0.408	0.599	2.275E-03	202	224	308	161	179	264
W6x9	150	100	13.4	0.500	0.500	0.691	0.400	0.400	0.591	1.706E-03	264	293	405	211	234	347
W5x19	131	128	28.3	0.517	0.517	0.759	0.389	0.389	0.631	3.602E-03	129	144	211	97	108	175
W5x16	127	127	23.8	0.509	0.509	0.750	0.382	0.382	0.623	3.033E-03	151	168	247	113	126	205
W4x13	106	103	19.3	0.418	0.418	0.610	0.314	0.314	0.506	2.464E-03	152	169	247	115	128	206
M12x11.8	303	78	17.6	0.761	0.761	0.907	0.683	0.683	0.830	2.237E-03	306	340	406	275	305	371
M12x10.8	301	78	16.1	0.759	0.759	0.906	0.681	0.681	0.828	2.047E-03	334	371	443	299	333	405
M10x9	250	68	13.4	0.638	0.638	0.766	0.569	0.569	0.698	1.706E-03	336	374	449	300	334	409
M10x8	249	68	11.9	0.635	0.635	0.765	0.567	0.567	0.696	1.517E-03	377	419	504	336	374	459
M8x6.5	199	58	9.7	0.515	0.515	0.624	0.457	0.457	0.566	1.232E-03	376	418	506	334	371	459
M5x18.9	127	127	28.1	0.508	0.508	0.746	0.381	0.381	0.619	3.583E-03	128	142	208	96	106	173
S24x121	622	204	180.1	1.654	1.654	2.022	1.449	1.449	1.817	2.294E-02	65	72	88	57	63	79
S24x106	622	200	157.7	1.644	1.644	2.013	1.444	1.444	1.813	2.009E-02	74	82	100	65	72	90
S24x100	610	184	148.8	1.587	1.587	1.917	1.403	1.403	1.733	1.896E-02	75	84	101	67	74	91
S24x90	610	181	133.9	1.581	1.581	1.911	1.400	1.400	1.730	1.706E-02	83	93	112	74	82	101
S24x80	610	178	119.1	1.575	1.575	1.905	1.397	1.397	1.727	1.517E-02	93	104	126	83	92	114
S20x96	516	183	142.9	1.397	1.397	1.722	1.214	1.214	1.539	1.820E-02	69	77	95	60	67	85
S20x86	516	179	128.0	1.390	1.390	1.715	1.211	1.211	1.536	1.630E-02	77	85	105	67	74	94
S20x75	508	162	111.6	1.340	1.340	1.632	1.178	1.178	1.470	1.422E-02	85	94	115	75	83	103
S20x66	508	159	98.2	1.334	1.334	1.626	1.175	1.175	1.467	1.251E-02	96	107	130	85	94	117
S18x70	457	159	104.2	1.232	1.232	1.513	1.073	1.073	1.355	1.327E-02	84	93	114	73	81	102
S18x54.7	457	152	81.4	1.219	1.219	1.501	1.067	1.067	1.348	1.037E-02	106	118	145	93	103	130
S15x50	381	143	74.4	1.049	1.049	1.307	0.905	0.905	1.164	9.479E-03	100	111	138	86	96	123
S15x42.9	381	140	63.8	1.041	1.041	1.300	0.902	0.902	1.160	8.133E-03	115	128	160	100	111	143
S12x50	305	139	74.4	0.888	0.888	1.131	0.749	0.749	0.992	9.479E-03	84	94	119	71	79	105

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m ³)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
S12x40.8	305	133	60.7	0.876	0.876	1.120	0.743	0.743	0.986	7.735E-03	102	113	145	86	96	128
S12x35	305	129	52.1	0.868	0.868	1.104	0.739	0.739	0.975	6.635E-03	118	131	166	100	111	147
S12x31.8	305	127	47.3	0.864	0.864	1.100	0.737	0.737	0.973	6.028E-03	129	143	182	110	122	161
S10x35	254	126	52.1	0.759	0.759	0.980	0.634	0.634	0.855	6.635E-03	103	114	148	86	95	129
S10x25.4	254	118	37.8	0.745	0.745	0.966	0.626	0.626	0.847	4.815E-03	139	155	201	117	130	176
S8x23	203	106	34.2	0.618	0.618	0.808	0.512	0.512	0.702	4.360E-03	128	142	185	106	118	161
S8x18.4	203	102	27.4	0.610	0.610	0.799	0.508	0.508	0.698	3.488E-03	157	175	229	131	146	200
S6x17.25	152	91	25.7	0.486	0.486	0.643	0.395	0.395	0.553	3.270E-03	134	149	197	109	121	169
S6x12.5	152	85	18.6	0.474	0.474	0.632	0.389	0.389	0.547	2.370E-03	180	200	267	148	164	231
S5x10	127	76	14.9	0.407	0.407	0.548	0.330	0.330	0.472	1.896E-03	193	214	289	157	174	249
S4x9.5	102	71	14.1	0.345	0.345	0.471	0.274	0.274	0.400	1.801E-03	173	192	261	137	152	222
S4x7.7	102	68	11.5	0.338	0.338	0.464	0.271	0.271	0.396	1.460E-03	209	232	318	167	186	271
S3x7.5	76	64	11.2	0.280	0.280	0.390	0.216	0.216	0.326	1.422E-03	177	197	274	137	152	229
S3x5.7	76	59	8.5	0.271	0.271	0.380	0.212	0.212	0.321	1.081E-03	226	251	352	176	196	297
HP14x117	361	378	174.1	1.478	1.478	2.193	1.100	1.100	1.815	2.218E-02	60	67	99	45	50	82
HP14x102	356	376	151.8	1.463	1.463	2.178	1.087	1.087	1.803	1.934E-02	68	76	113	51	56	93
HP14x89	351	373	132.4	1.449	1.449	2.164	1.076	1.076	1.791	1.687E-02	77	86	128	57	64	106
HP14x73	346	370	108.6	1.432	1.432	2.148	1.062	1.062	1.777	1.384E-02	93	103	155	69	77	128
HP12x84	312	312	125.0	1.248	1.248	1.838	0.936	0.936	1.526	1.592E-02	71	78	115	53	59	96
HP12x74	308	310	110.1	1.237	1.237	1.827	0.926	0.926	1.516	1.403E-02	79	88	130	59	66	108
HP12x63	303	308	93.8	1.223	1.223	1.812	0.915	0.915	1.504	1.194E-02	92	102	152	69	77	126
HP12x53	299	306	78.9	1.210	1.210	1.800	0.904	0.904	1.494	1.005E-02	108	120	179	81	90	149
HP10x57	254	260	84.8	1.027	1.027	1.518	0.767	0.767	1.258	1.081E-02	86	95	140	64	71	116
HP10x42	246	256	62.5	1.005	1.005	1.495	0.749	0.749	1.239	7.962E-03	114	126	188	85	94	156
HP8x36	204	207	53.6	0.822	0.822	1.213	0.615	0.615	1.006	6.825E-03	108	120	178	81	90	147
C15x50	381	94	74.4	0.951	0.951	1.103	0.856	0.856	1.009	9.479E-03	90	100	116	81	90	106
C15x40	381	89	59.5	0.941	0.941	1.093	0.851	0.851	1.004	7.583E-03	112	124	144	101	112	132
C15x33.9	381	86	50.4	0.935	0.935	1.087	0.848	0.848	1.001	6.427E-03	131	145	169	119	132	156
C12x30	305	81	44.6	0.771	0.771	0.906	0.690	0.690	0.825	5.687E-03	122	136	159	109	121	145
C12x25	305	77	37.2	0.764	0.764	0.900	0.687	0.687	0.822	4.739E-03	145	161	190	130	145	173
C12x20.7	305	75	30.8	0.759	0.759	0.894	0.684	0.684	0.819	3.924E-03	174	193	228	157	174	209
C10x30	254	77	44.6	0.662	0.662	0.782	0.585	0.585	0.705	5.687E-03	105	116	137	93	103	124

PERFILES TIPO AMERICANO - CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS											FACTOR DE SECCION (P) m ⁻¹					
SECCION	ALTURA (H) mm	ANCHO (B) mm	PESO (kg/m)	PERIMETRO A (m)						VOLUMEN (m3)						
				TIPO 1 (m)	TIPO 2 (m)	TIPO 3 (m)	TIPO 4 (m)	TIPO 5 (m)	TIPO 6 (m)							
C10x25	254	73	37.2	0.655	0.655	0.774	0.581	0.581	0.701	4.739E-03	124	138	163	110	123	148
C10x20	254	70	29.8	0.647	0.647	0.767	0.578	0.578	0.697	3.792E-03	154	171	202	137	152	184
C10x15.3	254	66	22.8	0.640	0.640	0.760	0.574	0.574	0.694	2.901E-03	199	221	262	178	198	239
C9x20	229	67	29.8	0.592	0.592	0.703	0.524	0.524	0.636	3.792E-03	140	156	186	124	138	168
C9x15	229	63	22.3	0.583	0.583	0.695	0.520	0.520	0.632	2.844E-03	185	205	244	165	183	222
C9x13.4	229	62	19.9	0.581	0.581	0.693	0.519	0.519	0.631	2.540E-03	206	229	273	184	204	248
C8x18.75	203	64	27.9	0.535	0.535	0.638	0.471	0.471	0.574	3.555E-03	135	150	180	119	132	162
C8x13.75	203	60	20.5	0.525	0.525	0.629	0.466	0.466	0.570	2.607E-03	181	202	241	161	179	218
C8x11.5	203	57	17.1	0.521	0.521	0.625	0.464	0.464	0.567	2.180E-03	215	239	287	191	213	260
C7x12.25	178	56	18.2	0.467	0.467	0.563	0.411	0.411	0.507	2.322E-03	181	201	242	159	177	218
C7x9.8	178	53	14.6	0.462	0.462	0.557	0.409	0.409	0.504	1.858E-03	224	249	300	198	220	271
C6x13	152	55	19.3	0.414	0.414	0.502	0.360	0.360	0.447	2.464E-03	151	168	204	131	146	181
C6x10.5	152	52	15.6	0.408	0.408	0.496	0.356	0.356	0.444	1.991E-03	185	205	249	161	179	223
C6x8.2	152	49	12.2	0.402	0.402	0.490	0.354	0.354	0.441	1.555E-03	233	259	315	205	227	284
C5x9	127	48	13.4	0.350	0.350	0.429	0.302	0.302	0.381	1.706E-03	184	205	251	159	177	223
C5x6.7	127	44	10.0	0.343	0.343	0.422	0.298	0.298	0.378	1.270E-03	243	270	332	211	235	297
C4x7.25	102	44	10.8	0.291	0.291	0.362	0.247	0.247	0.318	1.374E-03	190	211	263	162	180	231
C4x5.4	102	40	8.0	0.284	0.284	0.355	0.243	0.243	0.315	1.024E-03	249	277	347	214	238	307
C3x6	76	41	8.9	0.233	0.233	0.296	0.193	0.193	0.256	1.137E-03	185	205	261	153	170	225
C3x5	76	38	7.4	0.228	0.228	0.291	0.190	0.190	0.253	9.479E-04	217	241	308	181	201	267
C3x4.1	76	36	6.1	0.224	0.224	0.287	0.188	0.188	0.251	7.773E-04	259	288	369	218	242	323

ANEXO C - METODOS AVANZADOS – SOFTWARE DE DISEÑO PARA CONDICIONES DE FUEGO

El diseño estructural para condiciones de fuego (DEPCF), definido por el método de análisis avanzado (en el caso del uso de software de diseño especializado), basa su análisis estructural y matemático en la metodología de elementos finitos y con la cual se obtienen resultados más exactos (respuestas mecánica y térmica ante la acción de cargas y altas temperaturas), que los otros métodos descritos en este anteriormente.

En Colombia dado el gran desconocimiento del DEPCF, muchos programas han invadido el mercado y dentro de los cuales podemos destacar el software de la firma CONSTRUSOFT, definido como POWER FRAME, el cual como opinión personal presenta resultados bastante acertados con respecto a lo exigido por la normatividad colombiana NSR10.

Dentro de las ventajas dadas por el uso de estos programas al realizar un diseño para condiciones de fuego podemos determinar:

- Definición gráfica de geometría, condiciones de contorno y cargas.
- Una base de datos de materiales extensa que el usuario puede modificar fácilmente. Varios tipos de materiales se puede definir, usando una amplia gama de propiedades: los topes de fuego ideales, los materiales de protección de fuego, materiales de construcción generales y diversas calidades de hormigón, acero y madera.
- Una definición eficaz de las secciones compuestas gracias a un generador de secciones integrado con una base de datos de materiales extensa.
- Una indicación rápida de las zonas de armadura dentro de las secciones de hormigón con una forma aleatoria.

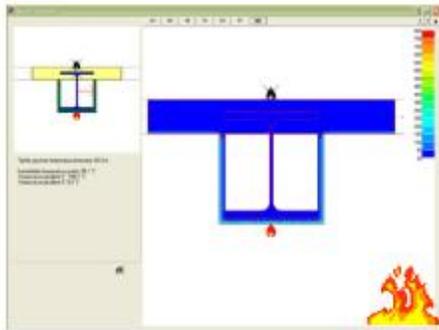
- Análisis modal (cálculo de frecuencias propias y modos propios).
- Análisis de respuesta dinámica (método de superposición modal) para cargas harmónicas y periódicas.
- Análisis sísmico basado en el Eurocódigo 8. Aplicable a la NSR10.
- Definición de la carga de fuego en base de la curva de fuego introducida y la resistencia de fuego requerida. Elección entre diversas curvas de fuego: ISO 834, fuego externo, fuego hidrocarburo y fuegos paramétricos.
- Cálculo termodinámico de los elementos sujetos a la carga de fuego, teniendo en cuenta la radiación térmica, la convección y la conducción. Selección automática de la estrategia de cálculo adaptada al tipo de sección (Sección masiva, o sección con una masa reducida).
- Cálculo de acciones indirectas (tracción, compresión y pandeo) causadas por un aumento de temperatura y/o gradiente de temperatura teniendo en cuenta el impedimento de las deformaciones. Las acciones indirectas pueden estar limitadas por el comportamiento de los nudos.
- Evaluación de las propiedades mecánicas reducidas en función de la temperatura.
- Verificación de la resistencia y la estabilidad de los elementos de acero, considerando las combinaciones fundamentales y accidentales, basadas también en el título B de las NSR10 . Para la combinación accidental, se toman las propiedades de la sección reducidas.
- Cálculo de la sección de armadura requerida para los elementos de hormigón, considerando las combinaciones fundamentales, accidentales y de servicio. Cálculo automático de la sección de hormigón efectiva y las propiedades

mecánicas reducidas de las barras de armadura en el caso de las combinaciones accidentales.

Descripción de la metodología usada por POWER FRAME

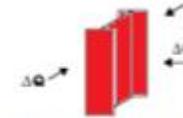
De manera esquemática se presenta el proceso de análisis que se utiliza al utilizar el módulo de diseño por fuego del POWER FRAME.

Problema Térmico



El transporte de calor está gobernado por la ecuación general diferencial de Fourier $\frac{\partial(\rho c \theta)}{\partial t} + \frac{\partial\left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x}\right)}{\partial x} = 0$

Calentamiento Uniforme de la sección



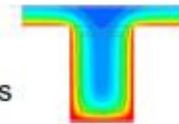
➤ Se puede utilizar Fórmula Analítica para la resolución del problema EN 1993-1-2 (Fórmula 4.25) → Software ELEFIR

➤ Se pueden utilizar Euronomogramas

$$\Delta \theta_{s,t} = k_{ch} \frac{A_m / V}{c_s \rho_s} i_{net} \Delta t$$



Calentamiento No Uniforme de la sección

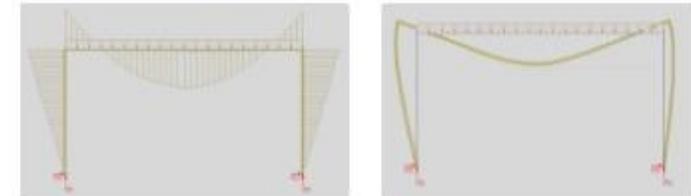


➤ Se puede solucionar con Técnicas de Elementos Finitos

Problema Mecánico

Cálculo de esfuerzos en la Estructura en caso de incendio

- Aparecen dilataciones con el aumento de temperatura
- El módulo de elasticidad disminuye Con $T \uparrow \rightarrow E \downarrow$



Verificación de la resistencia de las secciones

- La resistencia del material disminuye con la temperatura Con $T \uparrow \rightarrow F_y \downarrow$

DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO

☐ Métodos Tabulados (Tablas)

- Tablas descritas en normativas por ejemplo la Tabla D.1 del CTE SI
- Estos resultados tabulados suelen tener ciertas restricciones importantes en su ámbito de aplicación

Documento Básico: Seguridad en caso de incendio

Tabla D.1. Coeficiente de protección, $k_{d,eff}(t)/k_{d,0}$ de vigas y barras

Tiempo estándar de resistencia al fuego	Factor de forma A_s/N (m ²)	Coeficiente de sobredimensionamiento $\gamma_{d,fire}$		
		0,75 $\gamma_{d,0}$ a 0,80	0,90 $\gamma_{d,0}$ a 0,95	0,95 $\gamma_{d,0}$ a 0,90
R 30	20	0,05	0,05	0,05
	30			
	45			
	60			
	90			
	120			
R 60	20	0,05	0,05	0,05
	30			
	45			
	60			
	90			
	120			

☐ Métodos Simplificados

- No consideran los efectos de las dilataciones de barras
- No consideran disminución del módulo de elasticidad con la temperatura
- Permite calcular los esfuerzos en barras de la manera tradicional y verificar cada elemento de la estructura de manera independiente

Verificación en el Dominio de la Temperatura

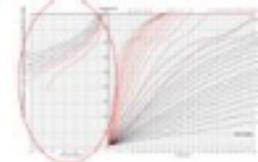
Método de la Temperatura crítica

$$\lambda/t_0 = E_{s,d}/R_{s,d,0}$$

$$\theta_{cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_{cr}^{0,003}} - 1 \right] + 482 \rightarrow$$



→ No contempla inestabilidades



Verificación en el Dominio de la Resistencia

Verificación de barras usando Fórmulas EN-1992 1.2

→ Si contempla inestabilidades

☐ Métodos Avanzados

- Calculan los esfuerzos de la estructura considerando variación del módulo de elasticidad con la temperatura
- Contemplan las dilataciones, y no linealidades
- Verificación global de la estructura



PASOS A SEGUIR MÉTODO SIMPLIFICADO DOMINIO DE LA RESISTENCIA

□ Cálculo de cargas y combinaciones de carga en situación de Incendio

En situación extraordinaria, todos los coeficientes de seguridad γ_{Gr} , γ_{Pr} , γ_{Qr} son iguales a cero si su efecto es favorable, **o a la unidad** si es desfavorable, en los términos anteriores.

$$\gamma_G = \gamma_P = \gamma_Q = 1,0$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Valor frecuente
Valor cuasi permanente

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_1	ψ_2	ψ_3
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según EN 1991-1-2)			
• Zonas no densas (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas de tiendas al por mayor (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 20 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)	0	0	0
• Cubiertas accedibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para edificios > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para edificios < 1000 m	0,6	0,2	0
Viento			
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno			
	0,7	0,7	0,7

** El coeficiente de simultaneidad se adapta a las acciones como acciones de una sola vez en el mundo.

□ Cálculo de esfuerzos en barras

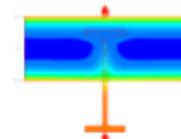
- Con cualquier sencillo programa de cálculo se realiza un análisis elástico suponiendo E a T° ambiente para conocer los esfuerzos en barras

□ Cálculo de las temperaturas de las secciones al cabo del tiempo que se requiera RF

Para secciones con CALENTAMIENTO UNIFORME \Rightarrow FORMULA ANALÍTICA



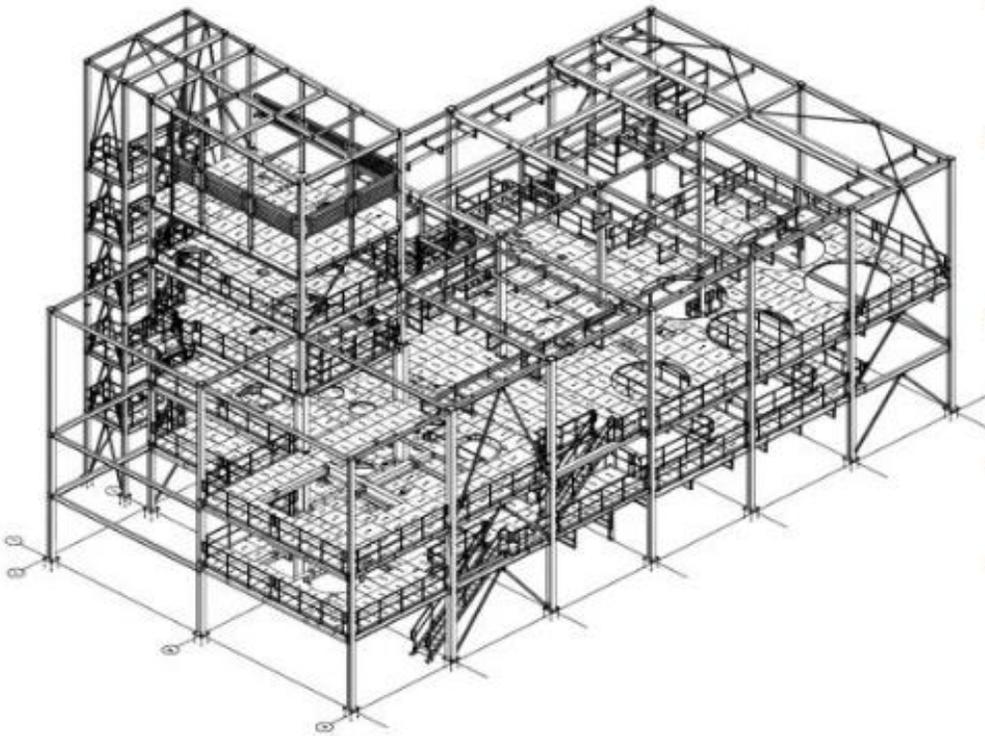
Para secciones con CALENTAMIENTO NO UNIFORME \Rightarrow SOLUCIÓN POR M.E.F



□ Verificación individual en cada barra con las fórmulas descritas en EN-1992-1-2

$$E_{f\bar{i},d,t} \leq R_{f\bar{i},d,t}$$

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA



- Estructura metálica atornillada realizada con perfiles laminados en caliente.
- Esquema estructural formado por pórticos rígidos bi-empotrados de 9.2m de luz con modulación de 6 m
- La estructura se encuentra arriostrada longitudinalmente por un sistema en K
- Existen 4 plantas de instalaciones
- Peso de la Estructura 111 Tn.

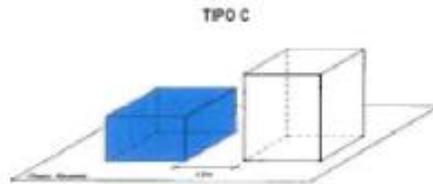
CARGA DE FUEGO Y EXIGENCIAS DE RESISTENCIA AL FUEGO

CARGA DE FUEGO DEL EDIFICIO

$$\frac{\sum(C_i)}{\text{Superficie Sector}} = \frac{168.891.081 \text{ MJ}}{792.1 \text{ m}^2} = 213.216 \text{ MJ/m}^2$$

Riesgo de Activación Ra=2 → 426.316 MJ/m^2
 RSCIEI → Riesgo Intrínseco Nivel Alto-8

TIPO DE ESTABLECIMIENTO INDUSTRIAL == > TIPO C



EXIGENCIAS DE RESISTENCIA AL FUEGO SEGÚN RSCIEI

- La estructura dispone de un sistema de rociadores automáticos

Nivel de riesgo intrínseco	Sistema de almacenaje independiente o autoportante operado manualmente					
	Tipo A		Tipo B		Tipo C	
	Rociadores automáticos de agua		Rociadores automáticos de agua		Rociadores automáticos de agua	
	NO	SÍ	NO	SÍ	NO	SÍ
Riesgo bajo	R30(EF-30)	R15(EF-15)	R15(EF-15)	No se exige	No se exige	No se exige
Riesgo medio	R60(EF-60)	R30(EF-30)	R30(EF-30)	R15(EF-15)	R15(EF-15)	No se exige
Riesgo alto			R60(EF-60)	R30(EF-30)	R30(EF-30)	R15(EF-15)

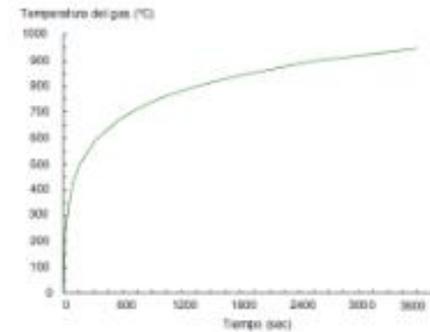
→ **R15**

MODELOS Y ESCENARIOS DE INCENDIO CONSIDERADOS

INCENDIO NORMALIZADO ISO 834

Curva estándar definida por las normativas

Modeliza un incendio tipo celulósico



INCENDIO NATURAL

Debido a la gran carga de Fuego y la Naturaleza del fuego se plantea en el estudio este tipo de curva

Mediante técnicas avanzadas, se analiza la evolución de un INCENDIO NATURAL



Modelo de Zona
Software OZONE

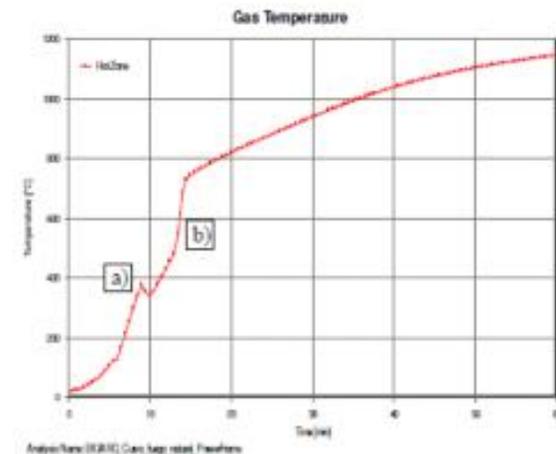
Se introduce en OZONE la carga de fuego y las dimensiones del recinto, distribución de ventanas y Exutorios

RESULTADO PROGRAMA OZONE



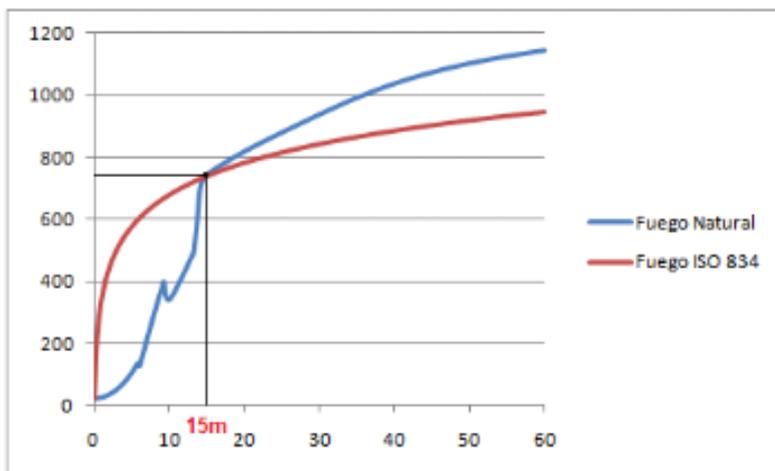
Resultado de la curva de temperatura respecto al tiempo en el modelo de zonas:

- a) Efecto de la rotura de los cristales a una temperatura de 400°C
- b) Efecto de la circulación de aire fresco al imponer una perforación de 5 metros de diámetro en la cubierta a una temperatura de 500-600°C



CURVA DE FUEGO SELECCIONADA PARA EL CÁLCULO

CURVA DE FUEGO ISO 834 VERSUS CURVA NATURAL (OZONE)



- Hasta 15 minutos, es más restrictiva la curva ISO 834
- La curva de fuego alcanza T° superiores que la ISO 834 a partir de los 15 minutos

CURVA DE FUEGO SELECCIONADA PARA EL CÁLCULO → ISO 834

- A pesar de la gran carga de fuego del establecimiento, considerar la Curva ISO es más desfavorable para los 15 primeros minutos de incendio
- Se selecciona la curva ISO 834 por ser ésta más desfavorable

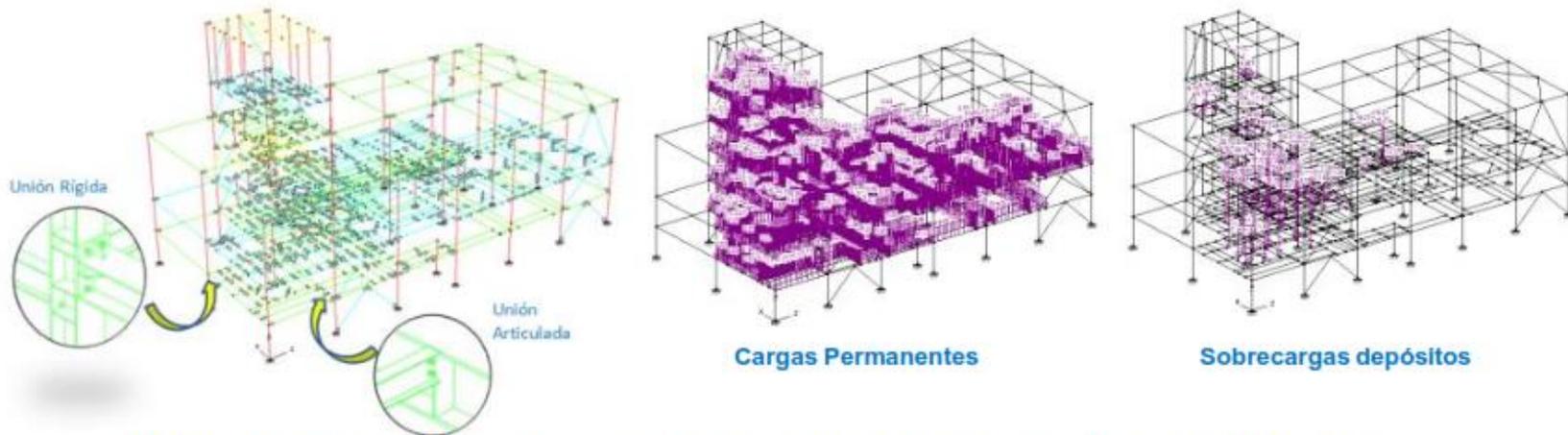
PASOS PARA EL CÁLCULO DE RESISTENCIA AL FUEGO EN EL DOMINIO DE LA RESISTENCIA (MÉTODO SIMPLIFICADO)

1. ESTIMACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA EN SITUACIÓN DE INCENDIO
2. CÁLCULO DE ESFUERZOS EN CADA BARRA EN SITUACIÓN DE INCENDIO
 - Análisis global elástico considerando Módulo de Elasticidad del material a T° ambiente
 - No se consideran acciones indirectas del fuego (Efecto de impedimento de dilataciones)
3. CÁLCULO DE LAS TEMPERATURAS EN CADA BARRA AL CABO DE 15 MINUTOS DE FUEGO NORMALIZADO ISO 834.
4. VERIFICAR LA RESISTENCIA EN CADA BARRA DE LA ESTRUCTURA

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$$

PASO 1 : PROCESO DE CÁLCULO DE ESFUERZOS EN BARRAS

Realización de un modelo de cálculo en software y aplicación de cargas



➤ Realización de combinaciones de carga en situación de incendio (CTE DB-SE)

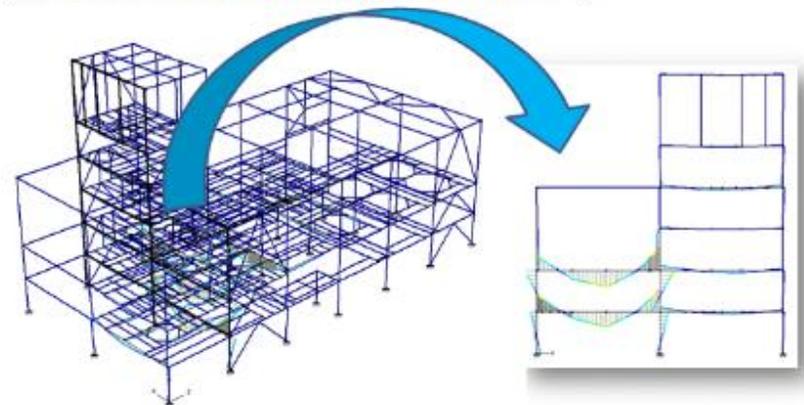
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

* Se considera $\psi_1 = 1$ Para la sobrecarga de depósitos

ELU IN 1 = 1xPeso Propio + 1xC.Permanente + 1xCarga Depósitos

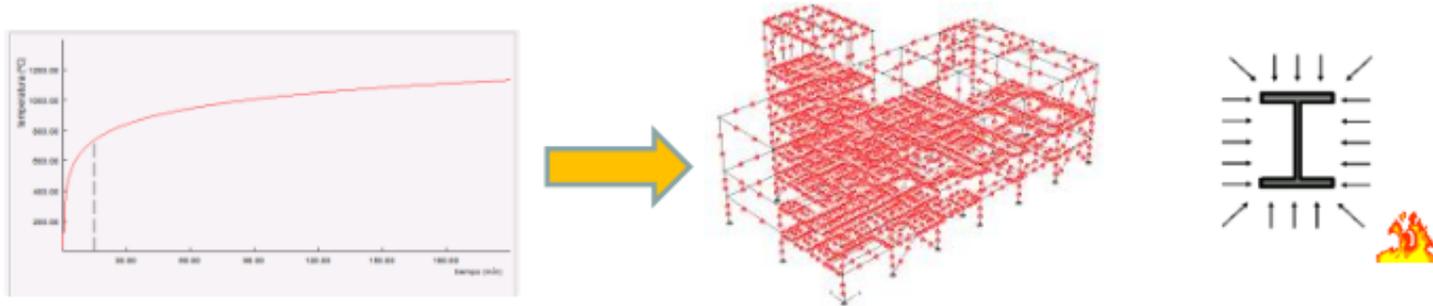
➤ Cálculo lineal y elástico E a T° ambiente

Se calculan los esfuerzos en la estructura

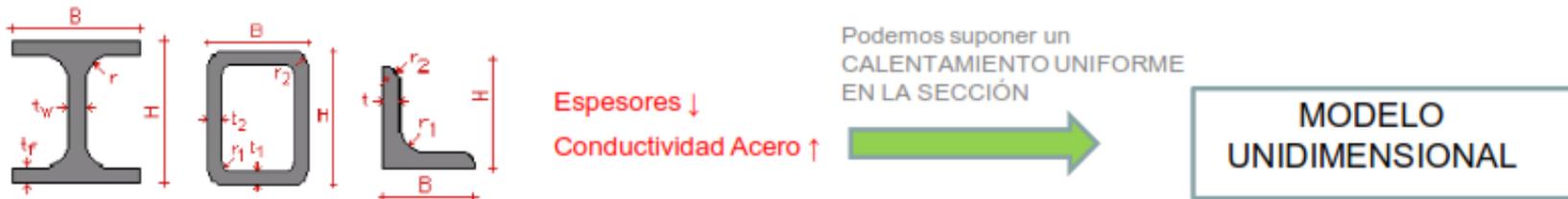


PASO 2 : PROCESO DE CÁLCULO DE TEMPERATURAS EN BARRAS

Se aplica una carga de fuego generalizado ISO 834 a todas las barras del modelo



Los perfiles metálicos utilizados son de las series IPE HEA, HEB, L, RHS no protegidos



El programa calcula la temperatura de todas las barras al cabo de 15 minutos

Para la resolución del problema se utiliza la fórmula analítica definida en EN 1993-1-2

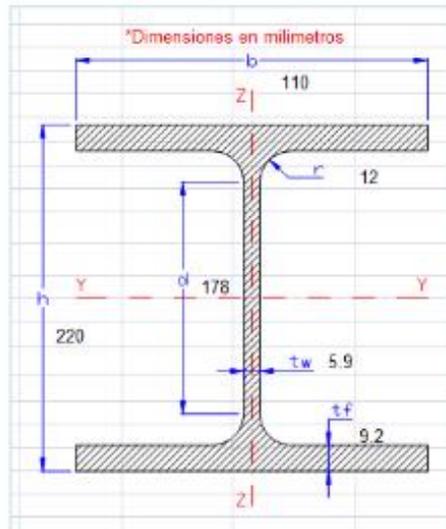
$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sb} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net} \Delta t \quad (\text{Fórmula 4.25})$$

EJEMPLO DE RESULTADOS DE TEMPERATURAS A 15 min

RESULTADOS DEL PROGRAMA DE CÁLCULO PARA UNA IPE 220 → **T = 671.17 °C**

COMPROBACIÓN MANUAL UTILIZANDO EL EURONOMOGRAMA

IPE 220



➤ Factor de Forma del Perfil = 254.011 m^{-1}

➤ Cálculo del Factor de sombra = 0.7



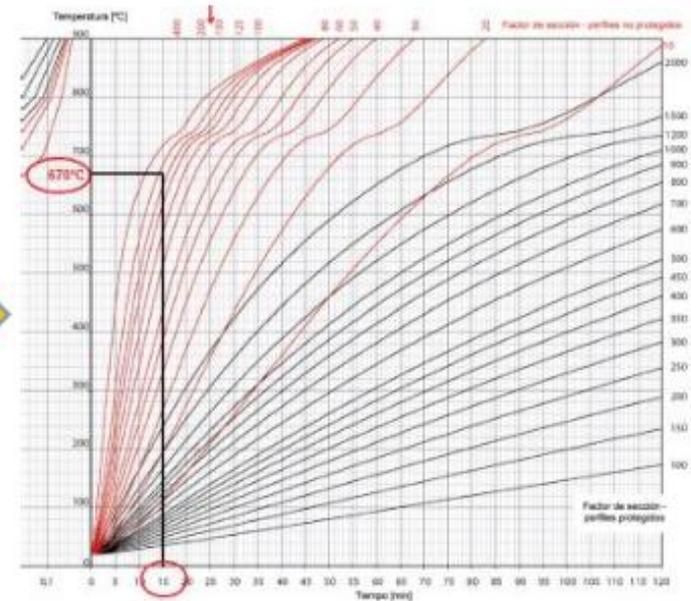
$[A_w/V]$	254.011
$[A_w/V]_{\text{lim}}$	197.605

FACTOR DE FORMA PERFILES I o H
 $\tilde{k}_{sh} = 0.9 [A_w/V]_{\text{lim}} / [A_w/V] \rightarrow 0.70$



➤ Factor de Forma a utilizar en el Euro Nomograma =

$254.011 \text{ m}^{-1} \times 0.7 = 177.84 \text{ m}^{-1}$



PASO 3 : VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA EN CADA BARRA

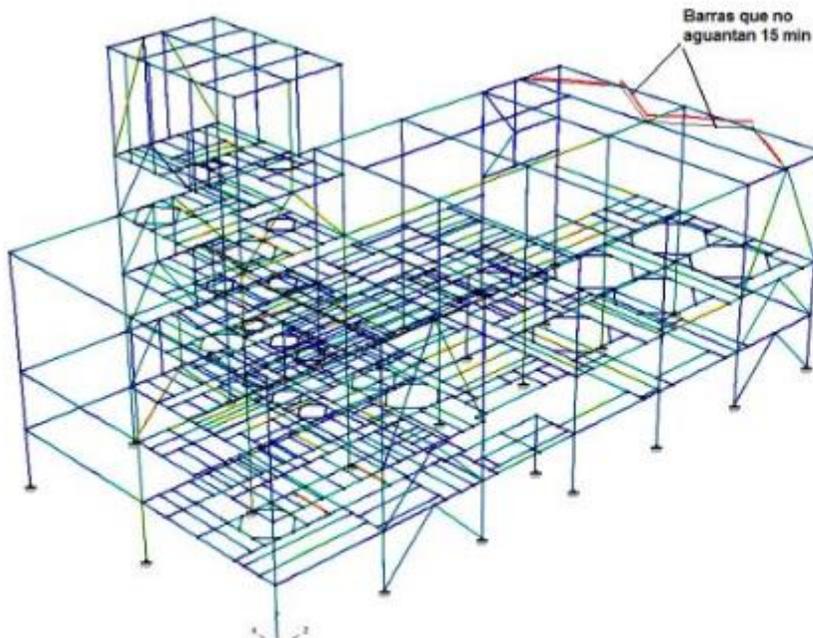
Se verifican en el dominio de la resistencia cada elemento estructural según EN 1993-1-2:2005

- ✓ Tracción $N_{d,Ed} = k_{1,2} N_{Ed} [\chi_{M,0} / \chi_{M,1}]$
- ✓ Flexión Clase 1 y 2 $M_{d,Ed} = k_{1,2} [\chi_{M,0} / \chi_{M,1}] M_{Ed}$
- ✓ Pandeo por flexión $N_{d,Ed} = \chi_{N} A k_{y,z} f_y / \gamma_{M,1}$

- ✓ Formulas generales de Interacción Clase 1 y 2

$$\frac{N_{d,Ed}}{\chi_{M,1} A k_{y,z} \frac{f_y}{\gamma_{M,1}}} + \frac{k_{1,2} M_{d,Ed}}{W_{pl,y} k_{y,z} \frac{f_y}{\gamma_{M,1}}} + \frac{k_{1,2} M_{d,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,z} \frac{f_y}{\gamma_{M,1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{d,Ed}}{\chi_{1,2} A k_{y,z} \frac{f_y}{\gamma_{M,1}}} + \frac{k_{1,2} M_{d,Ed}}{\chi_{1,2} W_{pl,y} k_{y,z} \frac{f_y}{\gamma_{M,1}}} + \frac{k_{1,2} M_{d,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,z} \frac{f_y}{\gamma_{M,1}}} \leq 1$$

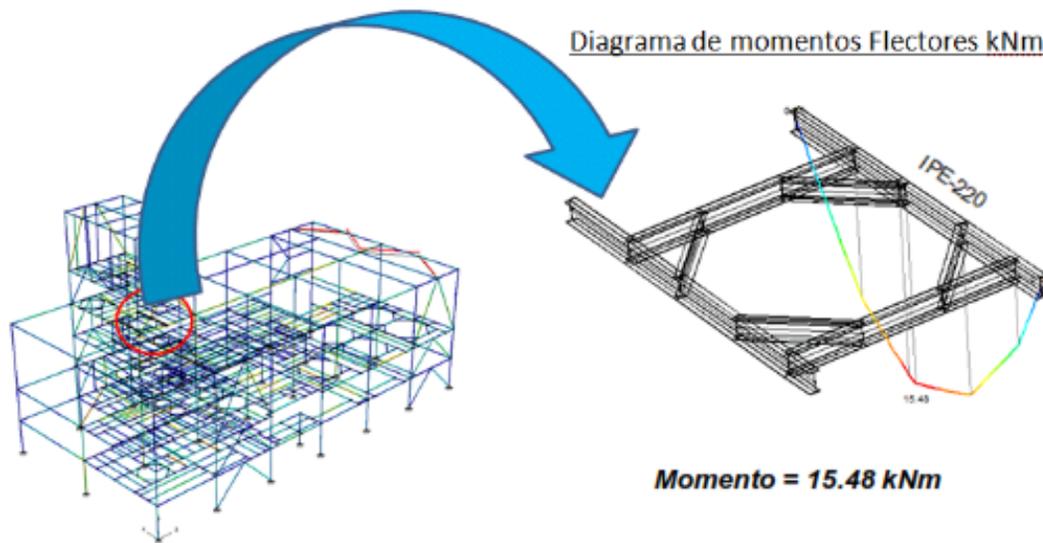


$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$$

➤ Se observa que los arriostramientos de cubierta no resisten los 15 minutos de incendio

➤ Se muestran en colores los ratios de utilización de las demás barras. Todas cumplen las verificaciones de resistencia y estabilidad

VERIFICACIÓN MANUAL DE RESISTENCIA A FLEXIÓN EN UNA BARRA



Verificación del programa IPE 220

Codigo de diseño europeo

Flexión alrededor del eje y 77.14%

Posición: En el nudo905 en combinación <ELU IN 1>
Clase de la sección Y: 1

$M_{y,Ed} = 15.48 \text{ kNm}$

$M_{fi,y,Rd} = W_{y,pl} \cdot f_{i,yd} / \kappa_1 = 20.07 \text{ kNm}$

$W_{y,pl} = 285406.0 \text{ mm}^3$ $f_{i,yd} = 70.31 \text{ N/mm}^2$ $\kappa_1 = 1.00$

$\theta = 671.17^\circ\text{C}$

Sección actual: IPE 220

Estimar sección óptima OK

Verificación manual a Flexión de la IPE 220

- T° de la barra $\rightarrow 671.17^\circ\text{C}$ (Calculada en diapositiva anterior)
- Factor de reducción de límite elástico a 671.17°C ($K_{y,\theta}$) $\rightarrow 0.29919$
- $F_{i,yd} = (F_y/Y_{My}) \times K_{y,\theta} = (235/1.0) \times 0.29919 = 70.31 \text{ N/mm}^2$
- Flexión y (Clase 1) $M_{y,Rd,fi} \rightarrow W_{y,pl} \times F_{i,yd} = 285406.0 \text{ mm}^3 \times 70.31 \text{ N/mm}^2 = 20.07 \text{ kNm}$

Table 3.1: Reduction factors for stress-strain relationship of carbon steel at elevated temperatures

Steel Temperature θ	Reduction factors at temperature θ , relative to the value of f_y or E_s at 20°C		
	Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength	Reduction factor (relative to f_y) for proportional limit	Reduction factor (relative to E_s) for the slope of the linear elastic range
600°C	$k_{fy} = f_{y,\theta}/f_y$ 0.470	$k_{fp} = f_{p,\theta}/f_y$ 0.180	$k_{Es} = E_{s,\theta}/E_s$ 0.510
700°C	0.230	0.075	0.130
800°C	0.110	0.050	0.090

- Ratio de Aprovechamiento Material $\frac{E_{fi,d,t}}{R_{fi,d,t}} \leq 1 \implies \frac{15.48 \text{ kN}}{20.07 \text{ kN}} = 0.77 \rightarrow 77\%$