

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**“VERIFICAÇÃO DE PEÇAS USUAIS DE CONCRETO ARMADO
EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO”**

Ecídia Maria Pinto Soares

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Ney Amorim Silva
DEES – UFMG – (Orientador)

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
DEES – UFMG

Prof. Dra. Maria Teresa Gomes Barbosa
UFJF

Belo Horizonte, 29 de setembro de 2003

AOS MEUS PAIS
CÍCERO E FRANCELINA
À MINHA IRMÃ
ECIDINÉIA
E AOS MENINOS
CÍCERO E SANTIAGO

*“Ontem um menino que brincava me falou: ‘ hoje é
semente do amanhã. Para não ter medo que este
tempo vai passar...
não se desespere, não, nem pare de sonhar’.
Nunca se entregue, nasça sempre com as manhãs,
deixe a luz do sol
brilhar no céu do seu olhar.
Fé na vida, fé nos homens, fé no que virá.
Nós podemos muito, nós podemos mais...
Vamos lá fazer o que será.”
(Erasmu Carlos)*

AGRADECIMENTOS

À Deus, criador de todas as coisas, pela oportunidade de começar e terminar esta pesquisa, superando as dificuldades.

Ao meu pai, Cícero, pelo seu amor e pelo seu exemplo de determinação e honradez.

À minha mãe, que além do seu amor, sempre me apoiou e ajudou. Sem ela seria impossível dar prosseguimento a este estudo.

À Néia, que com amor sempre me encorajou a continuar e, com sua competência, profissionalismo e determinação, me ajudou a realizar esta dissertação. Minha eterna gratidão.

Ao Cícero, que tem a idade desta dissertação, por ter preenchido a minha vida com tanto amor, alegria e ternura.

Ao professor Ney Amorim Silva, pela amizade e pela orientação segura e eficiente.

Ao professor Roque Pitangueira, pelo apoio, por me mostrar a beleza dos métodos matemáticos, pela qualidade de suas aulas, sua disciplina, clareza, didática e profissionalismo.

À Universidade Federal de Minas Gerais, pela possibilidade de desenvolvimento deste trabalho, e aos funcionários do Departamento de Estruturas, em especial à Iracema Alves Torres pela atenção e amizade.

À Gracielle Carceroni Salomão, pela sua disponibilidade e ajuda essencial na fase final do trabalho.

Enfim, deixo a minha gratidão a todos que participaram e contribuíram, direta ou indiretamente, na elaboração desta pesquisa.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS	xv
RESUMO	xviii
ABSTRACT	xix
1 CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivo da Análise	3
1.3 Justificativa	3
2 CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Generalidades	5
2.1.1 Combustão	5
2.1.2 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)	6
2.1.3 Incêndio de um Edifício	6
2.1.4 Fases de um Incêndio	7
2.1.5 Tipos de Incêndio	7
2.1.6 Incêndio Padrão	9
2.1.7 Curvas Normalizadas	9
2.1.8 Lascamento (“spalling”)	11
2.2 Normas Técnicas	13
2.2.1 NBR 5627 (1980) – Exigências Particulares das Obras de Concreto Armado e Protendido em Relação à Resistência ao Fogo (Norma Cancelada)	14
2.2.2 NBR 14432 (2000) - Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento	15

2.2.3	NBR 14323 (1999) - Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento	18
2.2.4	NBR 8681 (1984) – Ações e Segurança na Estrutura	19
2.2.5	NBR 6118 (1980) - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado – Procedimento	20
2.2.6	NBR 9062 (1985) - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado	21
2.2.7	Anexo B (2001) – Texto Conclusivo do Projeto de Revisão da NBR 6118	22
2.2.8	Eurocode 2 (1995) - Design of Concrete Structures – Part 1.2 – General Rules – Structural Fire Design	37
2.2.9	ACI 216/R (1989) - American Concrete Institute (ACI). Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements	45
3	CAPÍTULO 3 – ESFORÇOS RESISTENTES EM PEÇAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	47
3.1	Generalidades	47
3.2	Vigas	48
3.2.1	Vigas Submetidas a Momento Fletor Positivo	52
3.2.2	Vigas Submetidas a Momento Fletor Negativo	65
3.3	Lajes	72
3.4	Pilares	74
3.5	Resistência Final em Situação de Incêndio	78
4	CAPÍTULO 4 – APLICAÇÕES NUMÉRICAS	79
4.1	Generalidades	79
4.2	Vigas	80
4.2.1	Vigas Submetidas a Momento Fletor Positivo	80
4.2.2	Vigas Submetidas a Momento Fletor Negativo	106
4.3	Lajes	119
4.4	Pilares	129

4.4.1	Pilar Curto	136
4.4.2	Pilar Moderadamente Esbelto	140
5	CAPÍTULO 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS / CONCLUSÕES	145
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	148

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Curva tempo x temperatura de um edifício em situação de incêndio real, ALVA (2000)	8
--	---

Figura 2.2 - Comparação entre as curvas tempo-temperatura fornecidas pela ISO 834 (1975) e pela ASTM E119 (1988)	11
Figura 2.3 - Fator de redução da resistência do concreto (k_C) em função da temperatura (θ)	24
Figura 2.4 - Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto (k_{CE}) em função da temperatura (θ)	24
Figura 2.5 - Fator de redução da resistência do aço (k_S) em função da temperatura (θ)	25
Figura 2.6 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço (k_{SE}) em função da temperatura (θ)	25
Figura 2.7 - Seções transversais de peças usuais de concreto armado	28
Figura 3.1 - Esquema dos esforços solicitantes internos e externos	49
Figura 3.2 - Domínio das deformações para solicitações normais	50
Figura 3.3 - Diagrama parábola-retângulo	51
Figura 3.4 - Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 300/600mm$, para $t = 30min$, EUROCODE (1995) para (c)	54
Figura 3.5 - Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 300/600mm$, para $t = 60min$, EUROCODE (1995) para (c)	55
Figura 3.6 - Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 300/600mm$, para $t = 90min$, EUROCODE (1995) para (c)	56
Figura 3.7 - Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 300/600mm$, para $t = 120min$, EUROCODE (1995) para (c)	57
Figura 3.8 - Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 160/230mm$, para $t = 30min$, EUROCODE (1995) para(c)	58
Figura 3.9 - Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 160/230mm$, para	59

$t = 60 \text{ min}$, EUROCODE (1995) para (c)	
Figura 3.10 - Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 160/230\text{mm}$, para $t = 90\text{min}$, EUROCODE (1995) para (c)	60
Figura 3.11 - Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 160/230\text{mm}$, para $t = 120 \text{ min}$, EUROCODE (1995) para (c)	61
Figura 3.12 - Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 80/150\text{mm}$, para $t = 30\text{min}$, EUROCODE (1995) para (c)	62
Figura 3.13 - Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 80/150\text{mm}$, para $t = 60 \text{ min}$, EUROCODE (1995) para (c)	63
Figura 3.14 - Viga com indicação da <i>Rcc</i> e seu ponto de aplicação	70
Figura 3.15 - Isotérmicas para pilar quadrado, $30 \times 30\text{cm}^2$, agregado silicoso, com fogo nas quatro faces, para $t = 30\text{min}$, segundo NEVES (1993)	75
Figura 3.16 - Isotérmicas para pilar quadrado, $30 \times 30\text{cm}^2$, agregado silicoso, com fogo nas quatro faces, para $t = 60\text{min}$, segundo NEVES (1993)	75
Figura 3.17 - Isotérmicas para pilar quadrado, $30 \times 30\text{cm}^2$, agregado silicoso, com fogo nas quatro faces, para $t = 90\text{min}$, segundo NEVES (1993)	76
Figura 3.18 - Isotérmicas para pilar quadrado, $30 \times 30\text{cm}^2$, agregado silicoso, com fogo nas quatro faces, para $t = 120\text{min}$, segundo NEVES (1993)	76
Figura 4.1 - Locação da armadura da viga $30 \times 60\text{cm}^2$, $c = 1,5\text{cm}$ para TRRF = 30min	83
Figura 4.2 - Locação da armadura da viga $30 \times 60\text{cm}^2$, $c = 1,5\text{cm}$ para TRRF = 60min	83
Figura 4.3 - Locação da armadura da viga $30 \times 60\text{cm}^2$, $c = 1,5\text{cm}$ para TRRF = 90min	84
Figura 4.4 - Locação da armadura da viga $30 \times 60\text{cm}^2$, $c = 1,5\text{cm}$ para TRRF = 120min	84
Figura 4.5 - Locação da armadura da viga $30 \times 60\text{cm}^2$, $c = 2,5\text{cm}$ para TRRF = 30min	85

Figura 4.6 - Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 60min	85
Figura 4.7 - Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 90min	86
Figura 4.8 - Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 120min	86
Figura 4.9 - Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 30min	87
Figura 4.10 - Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 60min	87
Figura 4.11 - Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 90min	88
Figura 4.12 - Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 120min	88
Figura 4.13 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 30min	89
Figura 4.14 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 60min	89
Figura 4.15 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 90min	90
Figura 4.16 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 120min	90
Figura 4.17 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 30min	91
Figura 4.18 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 60min	91
Figura 4.19 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 90min	92

Figura 4.20 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 120min	92
Figura 4.21 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 30min	93
Figura 4.22 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 60min	93
Figura 4.23 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 90min	94
Figura 4.24 - Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 120min	94
Figura 4.25 - Locação da armadura da viga $8 \times 30 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 30min	95
Figura 4.26 - Locação da armadura da viga $8 \times 30 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 60min	95
Figura 4.27 - Seção transversal de viga de momento positivo	99
Figura 4.28 - $M_{RES} \times TRRF$ para a viga de seção $30 \times 60 \text{cm}^2$ e $c = 1,5 \text{cm}$	102
Figura 4.29 - $M_{RES} \times TRRF$ para a viga de seção $30 \times 60 \text{cm}^2$ e $c = 2,5 \text{cm}$	102
Figura 4.30 - $M_{RES} \times TRRF$ para a viga de seção $30 \times 60 \text{cm}^2$ e $c = 3,0 \text{cm}$	103
Figura 4.31 - $M_{RES} \times TRRF$ para a viga de seção $16 \times 40 \text{cm}^2$ e $c = 1,5 \text{cm}$	103
Figura 4.32 - $M_{RES} \times TRRF$ para a viga de seção $16 \times 40 \text{cm}^2$ e $c = 2,5 \text{cm}$	104
Figura 4.33 - $M_{RES} \times TRRF$ para a viga de seção $16 \times 40 \text{cm}^2$ e $c = 3,0 \text{cm}$	104
Figura 4.34 - $M_{RES} \times TRRF$ para a viga de seção $8 \times 30 \text{cm}^2$ e $c = 1,5 \text{cm}$	105
Figura 4.35 - Seção transversal de viga de momento negativo	109
Figura 4.36 - Valores de R_{CC} com seus respectivos pontos de aplicação quando y_{LN} localiza-se abaixo dos 10cm inferiores da viga	111
Figura 4.37 - Diagrama para o cálculo de w no intervalo de 6 a 8cm	112
Figura 4.38 - Valores de R_{CC} com seus respectivos pontos de aplicação quando o	114

mesmo localiza-se acima dos 10cm inferiores da viga	
Figura 4.39 - Diagrama para o cálculo de w no intervalo de 8 a 10cm	115
Figura 4.40 - M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 30x60cm ² e $c = 1,5$ cm (momento negativo)	115
Figura 4.41 - M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 30x60cm ² e $c = 2,5$ cm (momento negativo)	116
Figura 4.42 - M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 30x60cm ² e $c = 3,0$ cm (momento negativo)	116
Figura 4.43 - M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 16x40cm ² e $c = 1,5$ cm (momento negativo)	117
Figura 4.44 - M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 16x40cm ² e $c = 2,5$ cm (momento negativo)	117
Figura 4.45 - M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 16x40cm ² e $c = 3,0$ cm (momento negativo)	118
Figura 4.46 - M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 8x30cm ² e $c = 1,5$ cm (momento negativo)	118
Figura 4.47 – Detalhe da armação da laje	123
Figura 4.48 - M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10$ cm e $c = 0,5$ cm	124
Figura 4.49 - M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10$ cm e $c = 0,5$ cm + Rev.	125
Figura 4.50 - M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10$ cm e $c = 1,5$ cm	125
Figura 4.51 - M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10$ cm e $c = 1,5$ cm + Rev.	126
Figura 4.52 - M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10$ cm e $c = 2,0$ cm	126
Figura 4.53 - M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10$ cm e $c = 2,0$ cm + Rev.	127
Figura 4.54 - M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10$ cm e $c = 2,5$ cm	127
Figura 4.55 - M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10$ cm e $c = 2,5$ cm + Rev.	128
Figura 4.56 - Pilar 30x30cm ² , $c = 1,5$ cm, $TRRF = 30$ min	130
Figura 4.57 - Pilar 30x30cm ² , $c = 1,5$ cm, $TRRF = 60$ min	130

Figura 4.58 - Pilar $30 \times 30 \text{cm}^2$, $c=1,5 \text{cm}$, $TRRF = 90 \text{min}$	131
Figura 4.59 - Pilar $30 \times 30 \text{cm}^2$, $c=1,5 \text{cm}$, $TRRF = 120 \text{min}$	131
Figura 4.60 - Pilar $30 \times 30 \text{cm}^2$, $c=2,5 \text{cm}$, $TRRF = 30 \text{min}$	132
Figura 4.61 - Pilar $30 \times 30 \text{cm}^2$, $c=2,5 \text{cm}$, $TRRF = 60 \text{min}$	132
Figura 4.62 - Pilar $30 \times 30 \text{cm}^2$, $c=2,5 \text{cm}$, $TRRF = 90 \text{min}$	133
Figura 4.63 - Pilar $30 \times 30 \text{cm}^2$, $c=2,5 \text{cm}$, $TRRF = 120 \text{min}$	133
Figura 4.64 - Pilar $30 \times 30 \text{cm}^2$, $c=3,0 \text{cm}$, $TRRF = 30 \text{min}$	134
Figura 4.65 - Pilar $30 \times 30 \text{cm}^2$, $c=3,0 \text{cm}$, $TRRF = 60 \text{min}$	134
Figura 4.66 - Pilar $30 \times 30 \text{cm}^2$, $c=3,0 \text{cm}$, $TRRF = 90 \text{min}$	135
Figura 4.67 - Pilar $30 \times 30 \text{cm}^2$, $c=3,0 \text{cm}$, $TRRF = 120 \text{min}$	135
Figura 4.68 - Detalhe da seção transversal do pilar, considerando $\lambda < 40$	136
Figura 4.69 - N_{RES} x $TRRF$ - pilar curto $30 \times 30 \text{cm}^2$ - $c = 1,5 \text{cm}$	139
Figura 4.70 - N_{RES} x $TRRF$ - pilar curto $30 \times 30 \text{cm}^2$ - $c = 2,5 \text{cm}$	139
Figura 4.71 - N_{RES} x $TRRF$ - pilar curto $30 \times 30 \text{cm}^2$ - $c = 3,0 \text{cm}$	140
Figura 4.72 - Detalhe da seção transversal do pilar, considerando $\lambda > 40$	142
Figura 4.73 - N_{RES} x $TRRF$ -pilar moderadamente esbelto $30 \times 30 \text{cm}^2$ $c = 1,5 \text{cm}$	143
Figura 4.74 - N_{RES} x $TRRF$ -pilar moderadamente esbelto $30 \times 30 \text{cm}^2$ $c = 2,5 \text{cm}$	143
Figura 4.75 - N_{RES} x $TRRF$ -pilar moderadamente esbelto $30 \times 30 \text{cm}^2$ $c = 3,0 \text{cm}$	144

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Valores <i>tempo x temperatura</i> – ASTM E119 (1988). Apud SILVA (1997)	10
TABELA 2.2 - Edificações isentas de verificação estrutural	17
TABELA 2.3 - Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas	31
TABELA 2.4 - Dimensões mínimas para lajes planas	31
TABELA 2.5 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas apoiadas em até três lados	32
TABELA 2.6 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas apoiadas nos quatro lados	32
TABELA 2.7 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas	33
TABELA 2.8 - Dimensões mínimas para vigas contínuas	33
TABELA 2.9 - Dimensões mínimas para pilares	34
TABELA 2.10 - Dimensões mínimas para pilares parede	34
TABELA 2.11 - Dimensões mínimas para tirantes	35
TABELA 2.12 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para pilares de concreto armado de seções quadrada, retangular e circular	38
TABELA 2.13 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para vigas biapoiadas de concreto armado e protendido	39
TABELA 2.14 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para vigas contínuas de concreto armado e protendido	40
TABELA 2.15 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para lajes de concreto armado e protendido simplesmente apoiadas e contínuas armadas em uma ou duas direções	41
TABELA 2.16 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para lajes	42

nervuradas de concreto armado e protendido simplesmente apoiadas e armadas em duas direções

TABELA 2.17 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para lajes nervurada de concreto armado e protendido engastadas em pelo menos uma borda e armada em duas direções 43

TABELA 3.1 - Fator de redução médio do concreto considerando as curvas isotérmicas das vigas, conforme EUROCODE (1995), agregado silicoso para incêndio normalizado ISO 834 com fogo nas três faces 64

TABELA 3.2 - Viga 8x30cm². Valores de R_{cc} e seus respectivos pontos de aplicação nos 10cm inferiores da viga 67

TABELA 3.3 - Viga 16x40cm². Valores de R_{cc} e seus respectivos pontos de aplicação nos 10cm inferiores da viga 68

TABELA 3.4 - Viga 30x60cm². Valores de R_{cc} e seus respectivos pontos de aplicação nos 10cm inferiores da viga 69

TABELA 3.5 - Valores de R_{cc} e seus respectivos pontos de aplicação nos 10cm inferiores da viga 71

TABELA 3.6 - Variação de temperatura na altura das lajes de concreto 72

TABELA 3.7 - Valores de k_a para pilar de 30x30cm² 77

TABELA 4.1 - Viga 30x60cm². Momentos resistentes para $c = 1,5$ cm 96

TABELA 4.2 - Viga 30x60cm². Momentos resistentes para $c = 2,5$ cm 96

TABELA 4.3 - Viga 30x60cm². Momentos resistentes para $c = 3,0$ cm 97

TABELA 4.4 - Viga 16x40cm². Momentos resistentes para $c = 1,5$ cm 97

TABELA 4.5 - Viga 16x40cm². Momentos resistentes para $c = 2,5$ cm 98

TABELA 4.6 - Viga 16x40cm². Momentos resistentes para $c = 3,0$ cm 98

TABELA 4.7 - Viga 8x30cm². Momentos resistentes para $c = 1,5$ cm 99

TABELA 4.8 - Viga 30x60cm ² . Momentos resistentes negativos - situação de incêndio	107
TABELA 4.9 - Viga 16x40cm ² . Momentos resistentes negativos - situação de incêndio	108
TABELA 4.10 - Viga 8x30cm ² . Momentos resistentes negativos - situação de incêndio	109
TABELA 4.11 - Laje $h = 10$ cm. Momentos resistentes para TRRF de 30 e 60min	121
TABELA 4.12 - Laje $h = 10$ cm. Momentos resistentes para TRRF de 90 e 120min	122
TABELA 4.13 - Pilar 30x30cm ² em situação de incêndio (para pilar curto)	137
TABELA 4.14 - Pilar 30x30cm ² em situação de incêndio (pilar moderadamente esbelto)	141

LISTA DE SÍMBOLOS

- F_{di} - Ações de cálculo em situação de incêndio
- S_g - Ações permanentes
- S_q - Ações variáveis
- h - Altura da seção
- A_c - Área de concreto da seção transversal
- $A_{i(q)j}$ - Áreas dos elementos triangulares e retangulares submetidas à temperatura q_j em que foram discretizadas as áreas j
- A_{ci} - Área de concreto acima dos 10cm inferiores submetida à temperatura q_i
- $A_{s_{exis}}$ - Armadura existente na seção transversal
- z - Braço de alavanca, distância
- k - Camadas variando de 1 a 5
- I - Coeficiente de esbeltez do pilar
- g_f - Coeficiente de ponderação das ações
- g_f^i - Coeficiente das ações em situação de incêndio
- g_g - Coeficiente de ponderação para ações permanentes
- g_q - Coeficiente de ponderação para ações variáveis
- g_s - Coeficiente de ponderação do aço
- g_c - Coeficiente de ponderação do concreto
- g_p - Coeficiente adicional associado à esbeltez do pilar
- c - Cobrimento da armadura

- l_f - Comprimento de flambagem do pilar
- a** - Distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposto ao fogo
- a_{vi} - Distância da barra “i”, de área A_{si} , ao fundo da viga
- a_{hi} - Distância da barra “i”, de área A_{si} , à face lateral mais próxima
- k_{cm} - Fator de redução médio da seção de concreto sob o efeito do fogo
- k_{ce} - Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto
- k_s - Fator de redução da resistência do aço
- $k_{s(q)}$ - Fator redutor de resistência do aço para a barra de área A_{si} , da armadura de tração, submetida à temperatura q_i
- k_{se} - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço
- k_c - Fator de redução da resistência do concreto
- k_a - Fator de redução da área do pilar
- Ψ_{2j} - Fatores de redução referentes às combinações de utilização
- n - Número de áreas de temperaturas distintas, q_i , em cada camada
- N_{RES} - Força normal resistente
- N_{RESd} - Força normal resistente à temperatura ambiente de cálculo
- N_{SER} - Força normal de serviço
- N_d - Força normal solicitante de cálculo
- b** - Largura da seção
- b_{min} - Largura mínima das vigas ou tirantes
- l_y - Maior vão da laje
- l_x - Menor vão da laje
- M_d - Momento fletor solicitante de cálculo
- $M_{RESd_{30}}$ - Momento resistente de cálculo para TRRF = 30min

- $M_{RES_{30}}$ - Momento resistente para TRRF = 30min
- M_{serv} - Momento resistente de serviço a 20°C
- $y_{i(q)_j}$ - Ponto de aplicação da resultante na área “i” de camada de temperatura q_j
- x - Profundidade da LN
- y - Profundidade da LN para o diagrama retangular de tensões no concreto
- m_{fi} - Relação entre os esforços solicitantes de cálculo e os esforços resistentes em situação de incêndio
- R_{di} - Resistência de cálculo em situação de incêndio
- f_{ck} - Resistência característica do concreto à compressão
- f_{yk} - Resistência característica do aço ao escoamento
- f_c - Resistência à compressão do concreto
- f_{cd} - Resistência de cálculo de compressão do concreto
- f_{ci} - Resistência de compressão do concreto em situação de cálculo
- f_{cm} - Resistência reduzida à compressão do concreto submetido à ação do incêndio
- R_{CC} - Resultante de compressão no concreto
- R_{ST} - Resultante de tração no aço
- Rev - Revestimento
- S_{di} - Solicitação de cálculo em situação de incêndio
- S^{20° - Solicitação de cálculo em temperatura ambiente
- S - Solicitação em temperatura ambiente
- q** - Temperatura
- t_o - Temperatura ambiente inicial, em °C
- t - Temperatura atingida pelo incêndio, em °C
- T - Tempo decorrido desde o início do incêndio, em minutos
- TRRF - Tempo requerido de resistência ao fogo
- F_{gk} - Valor característico da ação permanente

F_{qk} - Valor característico das ações variáveis (devidas às cargas acidentais)

F_{qexc} - Valor característico das ações térmicas

(Fernando Pessoa)

RESUMO

Este trabalho fornece uma forma simplificada de dimensionamento e (ou) verificação de peças usuais de concreto armado, vigas, lajes e pilares, em situação de incêndio. Como não existe atualmente norma brasileira específica para o assunto, utilizou-se o EUROCODE (1995) e o ANEXO B (2001) do projeto de revisão da NBR 6118, que é semelhante ao código estrangeiro e foi suprimido da versão final da nova NB-1 (NBR 6118-2003). Todo o dimensionamento e (ou) verificação dessas peças fundamentam-se nas hipóteses básicas para solicitações normais, utilizando os fatores de redução das propriedades mecânicas do aço e concreto em situação de incêndio. Exemplos de dimensionamento e (ou) verificação em situação de incêndio são realizados e os resultados são comparados com os obtidos para temperatura ambiente, mostrando o caráter simples de aplicação imediata em escritórios de projeto estrutural.

Palavras-chave: incêndio – concreto armado – dimensionamento.

ABSTRACT

This study presents a simple way to determine and or verify normal pieces of reinforced concrete as beams, slabs and columns under fire conditions. There is no brazilian standard rules in this specific subject, then this study was based on EUROCODE (1995) and Appendix B of the revision project of NBR 6118 that was suppressed of the final version of NB 1 – NBR 6118 (2003). The calculation is based on basic hypothesis of normal stress utilizing the reduction factors of mechanical property of the steel and concrete under fire conditions. Examples using the fire conditions are processed and compared to the results in normal temperature showing the simple application of this methodology for structural engineers.

1

INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

A prática atual e corrente da engenharia exige, cada vez mais, soluções que estreitem ao máximo a relação segurança/economia. Nesse contexto, uma questão de grande preocupação no meio técnico é, sem dúvida, aquela concernente à situação de incêndio em estruturas de concreto armado.

O estudo da segurança das edificações em concreto armado, quando da ocorrência de incêndios e suas conseqüentes perdas humanas e materiais, há bastante tempo tem sido tema de discussão, pesquisa e regulamentação. O constante crescimento dos centros urbanos, a demanda por construções que comportem cada vez um número maior de usuários, tanto no aspecto residencial como em grandes centros comerciais, impulsiona a indústria da construção civil – seus projetistas e executores – para edifícios que se agigantam em altura, utilizando espaços cada vez mais reduzidos. Estas características sociais da engenharia civil agravam, sobremaneira, as conseqüências causadas pela ocorrência de incêndios, principalmente, quando se analisa o aspecto do tempo para a evacuação das pessoas nesses edifícios.

Conforme FAKURY e SILVA (2000), nos Estados Unidos, Europa e Japão existem normas continuamente em desenvolvimento que regulamentam o assunto no que se refere à:

- prevenção do incêndio (utilização de materiais não-inflamáveis, projetos realizados de acordo com regulamentos específicos);
- extinção do incêndio (rede de hidrantes, dispositivos de sinalização e alerta, extintores, chuveiros automáticos, brigada particular de combate ao fogo);
- compartimentação da edificação (empecilhos à propagação do incêndio, como portas corta-fogo);
- escape das pessoas (sistema de exaustão de fumaça, rotas de fuga devidamente sinalizadas e protegidas, escadas de segurança); e
- dimensionamento das estruturas em situação de incêndio.

Ressalta-se que no Brasil não há norma específica para o dimensionamento das estruturas de concreto armado em situação de incêndio, mas há proposta de texto base para uma futura norma da ABNT.

Nestas condições, relata-se que o risco de se perder a vida em um incêndio é relativamente baixo. Estima-se que esse risco, comparando-se ao risco de morte no sistema de transporte, seja 30 vezes menor na Europa e 60 vezes menor nos Estados Unidos.

Na maioria dos estados brasileiros, os corpos de bombeiros possuem regulamentos que suprem satisfatoriamente os aspectos relacionados à prevenção e à extinção do incêndio, à compartimentação dos edifícios e à saída das pessoas. Também a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) apresenta um conjunto de normas relativas a esses aspectos.

Como o risco de morte em incêndio é relativamente baixo, segundo SILVA (2000), e os valores de cobrimento recomendados pela normatização brasileira, especificamente a NBR 5627 (1980), norma cancelada pelo ANEXO B - constante na versão de 2001 do texto de revisão da NBR 6118, são considerados exagerados pelos projetistas de

concreto, que preferem ignorá-los (não verificando a segurança estrutural a incêndio das edificações de concreto), este assunto torna-se pouco discutido e divulgado no meio técnico e científico.

Portanto, quando se analisa pormenorizadamente o assunto, percebe-se um relativo abandono quanto ao aspecto do dimensionamento das estruturas de concreto em situação de incêndio, o que torna o tema necessário e de grande interesse técnico.

1.2 - OBJETIVO DA ANÁLISE

Este trabalho tem por objetivo sugerir um procedimento simplificado para a verificação em situação de incêndio de peças usuais utilizadas em estruturas de concreto, ou seja, lajes, vigas e pilares, a partir dos esforços solicitantes a 20°C e de acordo com as curvas isotérmicas fornecidas pela literatura técnica.

Ressalta-se que o caráter simplificado do estudo objetiva sua aplicação direta nos projetos desenvolvidos em escritórios de cálculo estrutural de concreto, onde os profissionais dispunham apenas da forma “tabular” de dimensionamento da NBR 5627 (1980), já cancelada, e de normas internacionais por não ser este assunto ainda de grande discussão no meio técnico nacional.

1.3 - JUSTIFICATIVA

O incêndio é um fenômeno bem conhecido e depende de um conjunto de parâmetros (quantidade de material combustível, ventilação, tipo de revestimento do compartimento) que, por sua variabilidade, é, ainda hoje, de difícil definição nos projetos. É impossível prever a duração de um incêndio pelo material combustível estocado no interior de um edifício. Quando submetido a altas temperaturas, tanto o concreto quanto o aço perdem gradativamente as suas resistências mecânicas. Além

disso, o concreto pode sofrer um processo de desagregação e lascamento, causando perda de aderência com a armadura, tendo como consequência a exposição mais direta da mesma às elevadas temperaturas.

Desta forma, o estudo do comportamento das peças estruturais de concreto, em situação de incêndio, torna-se imprescindível, ou seja, a determinação nas peças usuais de concreto - lajes, vigas e pilares - das resistências ao fogo para os vários tempos preconizados na norma técnica brasileira NBR 14432 (2000).

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GENERALIDADES

Para um completo entendimento das características que envolvem o fenômeno dos incêndios, é necessário conceituar, preliminarmente, alguns fatores que serão úteis para o estudo proposto.

2.1.1 – COMBUSTÃO

Segundo SOUZA (1999): “combustão é uma reação extremamente complexa a qual pode, no entanto, ser considerada como uma série de reações de oxidação que dentro de condições propícias, se processam de forma bastante violenta”.

De acordo com LANDI (1986): “todos os materiais combustíveis queimam pela ação conjunta do oxigênio do ar e de calor, em condições propícias a se desenvolverem reações em cadeia. Existe combustão quando existirem simultaneamente: combustível, oxigênio e calor, em condições que possam determinar a contínua combinação do

combustível de agentes oxidantes em reação exotérmica auto catalisada. Parte do calor é transferido para as paredes e estrutura pelos gases de combustão e outra parte pela irradiação das chamas e gases quentes.”

2.1.2 – TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)

Sobre o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF , tem-se duas definições. A primeira é tradicional e existe para simplificar o entendimento, mas do ponto de vista científico não é correta. A segunda definição é a mais correta e aceita pelo meio técnico nacional.

- a) Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF – trata-se do tempo necessário para a fuga dos ocupantes da edificação, para a realização com segurança das operações de combate ao incêndio e diminuição dos danos causados em edificações vizinhas antes que o colapso estrutural ocorra.
- b) Tempo Requerido de Resistência ao Fogo – TRRF - é o tempo de resistência ao fogo, preconizado pela NBR 14432 (2000), item 3.27, que indica qual a temperatura de incêndio que será usada para o dimensionamento da edificação, com base na curva padrão. Ressalta-se que essa definição é mais aceita pelo meio técnico.

2.1.3 – INCÊNDIO DE UM EDIFÍCIO

SOUZA (1999), descreve que “incêndio de um edifício pode ser caracterizado pela combustão dos materiais existentes no local, através de reações de oxi-redução em cadeia, processando-se de maneira extremamente rápida e produzindo calor e luz. No início do fenômeno, em função de ter-se pouco acesso ao oxigênio (vidros e portas fechadas), a velocidade da reação é mais baixa. O progressivo aquecimento dos gases do ambiente, no entanto, alcança um estágio suficiente para romper os vidros,

provocando um súbito contato do oxigênio externo com os gases inflamáveis gerados. Neste instante processa-se uma combustão extremamente violenta denominada “flashover”, associada muitas vezes a explosões e ao lançamento de volumosas chamas para o ambiente externo”, e que pode ser definido também como um aumento brusco da temperatura quando a superfície de todos os elementos presentes no ambiente entram em ignição. A velocidade de combustão acentua-se, passando a consumir muito rapidamente os materiais até que, pela sua escassez, o processo vá reduzindo de proporções.

2.1.4 - FASES DE UM INCÊNDIO

As características descritas acima levam à divisão do fenômeno do incêndio em três fases, apresentadas na FIG. 2.1, com diferentes características quanto à geração de calor, de acordo com LANDI (1986) e ALVA (2000):

- fase inicial de elevação de temperatura/fase de ignição – durante os primeiros minutos a quantidade de combustível que está sendo queimada é relativamente pequena liberando, com isto, pouca quantidade de energia térmica; ocasiona lenta elevação de temperatura e, desta forma, os materiais combustíveis vão se aquecendo até atingirem suas temperaturas de ignição;
- fase de propagação generalizada/fase de aquecimento – a elevação de temperatura é muito rápida e é propiciada pela energia térmica absorvida pelos materiais fazendo-os liberar gases combustíveis que queimam com grande facilidade; e
- fase de redução da temperatura e extinção/fase de resfriamento – é caracterizada pela diminuição da temperatura, por não haver mais fornecimento de energia térmica.

2.1.5 - TIPOS DE INCÊNDIO

Os incêndios podem ser classificados de acordo com as entradas de ar, a saber:

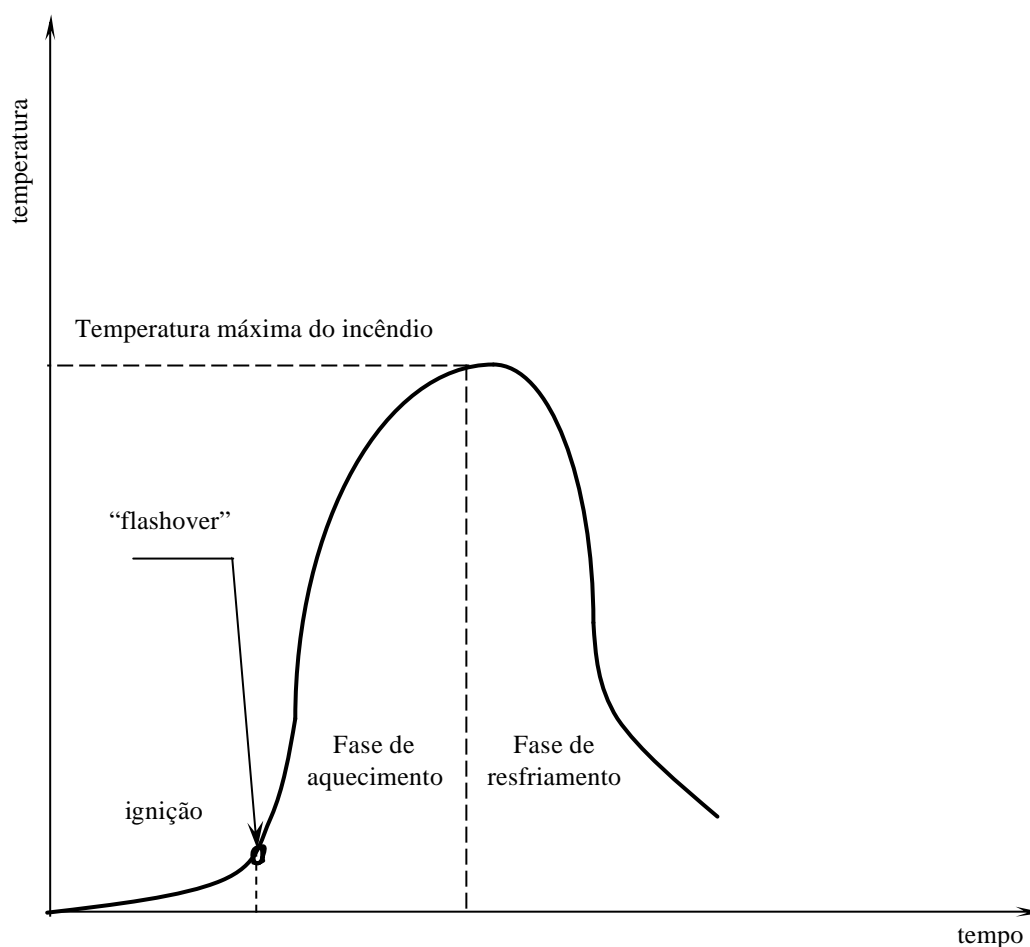


FIGURA 2.1 – Curva tempo x temperatura de um edifício em situação de incêndio real, ALVA (2000)

- incêndio controlado pelo combustível – é caracterizado pela abundância das chamas, ou seja, quando as aberturas são suficientemente grandes para não se constituírem em obstáculos sérios para a passagem de ar, então, o suprimento deste é suficiente para a combustão; e
- incêndio controlado pela ventilação – é caracterizado pela pouca existência de chamas e abundância de fumaça. Esta caracterização está ligada ao potencial calorífico do local. Havendo aberturas relativamente pequenas, a penetração do ar é reduzida e identificada como elemento controlador do ritmo da queima do combustível, pois, a velocidade da queima do combustível não pode ser maior do que permite o suprimento de ar.

2.1.6 – INCÊNDIO PADRÃO

É a modelagem, em laboratório, de um incêndio cuja lei de variação de temperatura é conhecida. Fornece banco de dados para determinações de técnicas de segurança a serem utilizadas. Porém, as curvas de incêndio padrão são apenas uma referência teórica e simplificada, buscando representar os mesmos efeitos máximos dos produzidos por um incêndio real.

2.1.7 – CURVAS NORMALIZADAS

Uma forma de representar matematicamente um incêndio padrão é através das curvas normalizadas que são fornecidas pela ISO 834 (1975) – “Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction”, representada pela Eq. (2.1) e pela ASTM E119 (1988) – “Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials” apresentada na TAB. 2.1, e referem-se a materiais com base em celulose.

$$t - t_0 = 345 \log (8T + 1) \quad (2.1)$$

em que:

t - temperatura atingida pelo incêndio em $^{\circ}\text{C}$.

t_0 - temperatura ambiente inicial em $^{\circ}\text{C}$.

T - tempo decorrido desde o início do incêndio, em minutos.

TABELA 2.1 – Valores *tempo x temperatura* – ASTM E119 (1988). Apud SILVA (1997)

TEMPO (min)	TEMPERATURA (°C)	TEMPO (min)	TEMPERATURA (°C)
0	20	55	916
5	538	60	927
10	704	65	937
15	760	70	946
20	795	75	955
25	821	80	963
30	843	85	971
35	862	90	978
40	878	120	1010
45	892	240	1093
50	905	480	1260

A curva *tempo x temperatura* apresenta a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio, possibilitando a obtenção da máxima temperatura atingida pelo elemento estrutural.

A norma brasileira NBR 5628 (1980) adota a mesma curva tempo temperatura da ISO 834.

A FIG. 2.2, a seguir, compara as curvas de incêndio padrão apresentadas pela ISO 834 (1975) e pela ASTM E119 (1988).

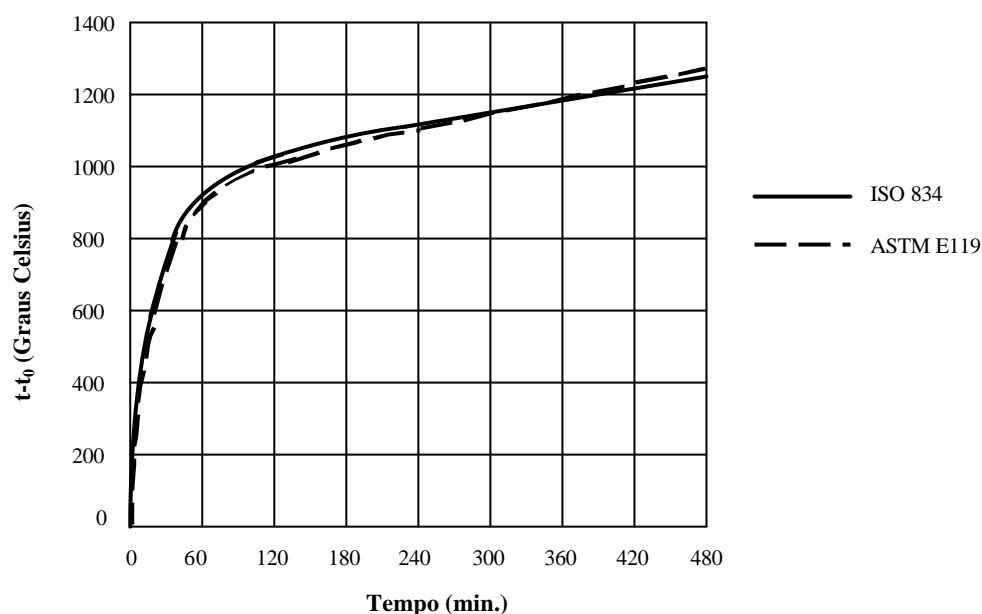


FIGURA 2.2 – Comparação entre as curvas tempo-temperatura fornecidas pela ISO 834 (1975) e pela ASTM E119 (1988)

2.1.8 – LASCAMENTO (“SPALLING”)

O lascamento é um fenômeno natural nas estruturas de concreto, quando elas são expostas à altas temperaturas. Dentro da matriz do concreto, desenvolvem-se tensões de origem térmica, que influem na desintegração das regiões superficiais dos elementos estruturais, PURKISS (1996).

O concreto, quando submetido a um aquecimento brusco, apresenta uma característica conhecida como lascamento, em que pequenas porções são arremessadas à distância. LANDI (1986), enumera as razões para que este processo ocorra como sendo:

- O coeficiente de dilatação térmica da pasta de cimento ($20 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$) é o dobro dos agregados ($10 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$). O agregado se dilata menos, criando um processo de desagregação.
- A água livre e a água de hidratação do concreto se evaporam, criando locais com elevada pressão interna.
- O coeficiente de condutibilidade térmica do aço ($50 \text{ kcal/h.m.}^{\circ}\text{C}$) é maior que o do concreto ($1 \text{ kcal/h.m.}^{\circ}\text{C}$). O calor se propaga mais depressa ao longo da armadura do que ao longo do concreto. Assim, apesar do aço e do concreto terem praticamente o mesmo coeficiente de dilatação térmica, o aço se dilata mais cedo provocando tensões entre os dois materiais e perda da aderência.
- A superfície externa das peças de concreto se aquece mais do que as partes internas, criando tensões diferenciais internas. Analogamente, as arestas ficam sujeitas a um maior gradiente de temperatura.
- O coeficiente de dilatação térmica do concreto sofre um aumento brusco, para temperaturas acima de 450°C , quando perde água, inclusive a de hidratação.
- ALTA DENSIDADE: as tensões de tração que são originadas devido ao impedimento da liberação da pressão de vapor d'água com o aumento da temperatura nas peças de concreto armado com matriz muito densa, somadas às tensões térmicas e estáticas podem superar as tensões de tração resistentes do material, levando ao colapso.
- SEÇÕES TRANSVERSAIS DELGADAS: com o desenvolvimento de concretos com altas resistências, as peças estruturais tendem a se tornarem mais esbeltas, de menor largura para suportar os mesmos carregamentos acarretando, com isso, maior facilidade da propagação do calor para o interior das peças, fazendo com que a massa de concreto central sofra mais rapidamente o efeito do incêndio.

O fenômeno do lascamento pode ocorrer como lascamento explosivo ou prematuro (“sloughing”). O lascamento explosivo acontece nos primeiros 30 minutos do incêndio sob temperaturas mais baixas, entre 240°C e 280°C e conduz, provavelmente, à perda da cobertura da armadura principal, aumentando a temperatura rapidamente e, por conseqüência, diminuindo sua resistência. No lascamento prematuro, o concreto se desfaz gradativamente devido à perda de resistência e aderência.

É de consenso que, em alguns casos, o lascamento pode ser consequência da natureza mineralógica do agregado, da concentração das tensões térmicas desenvolvidas durante o aquecimento e que se concentram nas camadas próximas aos cantos dos elementos, da esbeltez dos elementos estruturais e elevadas tensões de compressão na seção transversal do concreto durante o incêndio.

Observa-se, como grande inconveniente do lascamento, a exposição mais direta da armadura às temperaturas elevadas.

2.2 Normas Técnicas

Apresenta-se a seguir algumas normas técnicas utilizadas no Brasil para o dimensionamento das estruturas em situação de incêndio.

A NBR 5627 (1980) - Exigências Particulares de Obras de Concreto Armado e Protendido em Relação à Resistência ao Fogo, norma cancelada pela ABNT em 2001, quando se lançou o texto do projeto de revisão da NB1, traz recomendações quanto à segurança das estruturas de concreto em situação de incêndio, apresentando tabelas com dimensões mínimas para a seção transversal e valores mínimos do cobrimento da armadura para cada tipo de peça estrutural. Esta norma considera a duração de tempo de resistência ao fogo de um elemento estrutural de 60 a 240 minutos. Nota-se que suas recomendações são consideradas conservadoras tendo sido, portanto, suprimida do meio técnico.

De uma forma mais abrangente, a NBR 14432 (2000) – Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – considera que o tempo requerido de resistência ao fogo se limita a 120 minutos. Segundo SILVA (2000), esta norma, válida para edificações construídas com qualquer tipo de material, tem por objetivo estabelecer as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural e, para os elementos

de compartimentação, sejam atendidos requisitos de estanqueidade e isolamento por um tempo suficiente para possibilitar:

- a fuga dos ocupantes das edificações em condições de segurança;
- a segurança das operações de combate ao incêndio; e
- a minimização de danos a edificações adjacentes e à infraestrutura pública.

A NBR 14432 (2000) identifica as edificações que são isentas de verificação estrutural em situação de incêndio.

As dimensões mínimas a serem consideradas em projeto estrutural, para os elementos de concreto em função do TRRF, além dos fatores de redução das características mecânicas do concreto e do aço devido a variação da temperatura, encontram-se no ANEXO B (2001), que era parte integrante do projeto de revisão da NBR 6118 (2001). Posteriormente, o texto conclusivo do projeto de revisão da referida norma suprimiu esse anexo, transformando-o em proposta de texto para uma futura norma específica. Também nesta linha de recomendações, destacam-se o EUROCODE 2 (1995) – parte 1.2 – “Design of concrete structures – structural fire design” e o ACI 216R-89 (1989) “Guide for determining the fire endurance of concrete elements”, que apresentam-se como resumo de informações práticas para uso de arquitetos, engenheiros e construtores que projetam estruturas de concreto ou avaliam seu desempenho e/ou projeto.

Apresentam-se, a seguir, de forma sucinta as normas de concreto armado, protendido, pré-fabricado e aço, utilizadas no Brasil, Europa e Estados Unidos.

2.2.1 – NBR 5627 (1980) – EXIGÊNCIAS PARTICULARES DAS OBRAS DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO EM RELAÇÃO À RESISTÊNCIA AO FOGO. (NORMA CANCELADA)

Esta norma considera:

- as condições particulares exigíveis em relação à resistência ao fogo;
- a duração do tempo de resistência ao fogo de um elemento estrutural;
- a correspondência entre o potencial calorífico em madeira e a sua duração;
- o cobrimento da armadura longitudinal com o tempo de resistência ao fogo; e
- as dimensões mínimas das peças com o tempo de resistência ao fogo.

2.2.2 – NBR 14432 (2000) – EXIGÊNCIAS DE RESISTÊNCIA AO FOGO DE ELEMENTOS CONSTRUTIVOS DE EDIFICAÇÕES – PROCEDIMENTO

Esta norma propõe para os elementos estruturais e de compartimentação condições que evitem o colapso da estrutura em situação de incêndio e requisitos de estanqueidade e isolamento, por um tempo suficiente para possibilitar:

- fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança;
- segurança das operações de combate ao incêndio; e
- minimização de danos a edificações adjacentes e à infra-estrutura pública.

Ressalta-se que esta norma também se aplica aos entrepisos que compõem solidariamente a estrutura da edificação.

Não se incluem entre os elementos de compartimentação, de acordo com essa norma, as portas corta-fogo, elementos de isolamento de risco e enclausuramento de escadas, bem como elevadores.

Para a determinação global da segurança contra incêndio de uma edificação, admite-se, “a análise do comportamento da estrutura ou de subestruturas como um todo em situação de incêndio-padrão ou incêndio natural, a partir das propriedades dos materiais, das suas alterações em função da temperatura, dos vínculos, das deformações térmicas e seus respectivos esforços e dos colapsos localizados e conseqüente redistribuição de esforços”.

A norma indica quais são os elementos estruturais livres da ação do incêndio, bem como de cobertura. A TAB. 2.2 apresenta esses elementos, de acordo com SILVA (2000).

Outras considerações também são apresentadas, quanto à isenção de verificação de elementos estruturais:

- “Os elementos estruturais podem ser construídos sem a resistência ao fogo exigida na NBR 14432 (2000), desde que se demonstre que estejam livres da ação de incêndio”.
- “O elemento estrutural situado no exterior do edifício pode ser considerado livre da ação do incêndio quando o seu afastamento das aberturas existentes na fachada for suficiente para garantir que a sua elevação de temperatura não o conduzirá ao colapso”.
- “O elemento estrutural confinado está livre da ação do incêndio, desde que o confinamento tenha resistência ao fogo pelo menos igual a que seria exigida pelo elemento”.

TABELA 2.2 – Edificações isentas de verificação estrutural

ÁREA (m ²)	OCUPAÇÃO	CARGA DE INCÊNDIO ESPECÍFICA	ALTURA	MEIOS DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO (1)
≤ 750	QUALQUER	QUALQUER	QUALQUER	
≤ 1500	QUALQUER	≤ 1000 MJ/m ²	≤ 2 PAVIMENTOS	
QUALQUER	CENTROS ESPORTIVOS, TERMINAIS PASSAGEIROS (2)	QUALQUER	≤ 23m	
QUALQUER	GARAGENS ABERTAS (3)	QUALQUER	≤ 30m	
QUALQUER	DEPÓSITOS (4)	BAIXA	≤ 30m	
QUALQUER	QUALQUER	≤ 500 MJ/m ²	TÉRREA	
QUALQUER	INDUSTRIAL (5)	≤ 1200 MJ/m ²	TÉRREA	
QUALQUER	DEPÓSITOS (5)	≤ 2000 MJ/m ²	TÉRREA	
QUALQUER	QUALQUER	QUALQUER	TÉRREA	CHUVEIROS AUTOMÁTICOS (6)
≤ 5000	QUALQUER	QUALQUER	TÉRREA	FACHADAS DE APROXIMAÇÃO (7)

- (1) Observadas as recomendações constantes das normas brasileiras em vigor e, na sua falta, de regulamentos de órgãos públicos.
- (2) Centros esportivos, terminais de passageiros, construções provisórias etc., exceto as regiões de ocupação distinta. Para $23\text{m} < h < 30\text{m}$ e $h > 30\text{m}$ o TRRF deverá ser de 30 min e 60 min respectivamente e para subsolo com $h < 10\text{m}$ e $h > 10\text{m}$, o TRRF deverá ser de 60 min e 90 min, respectivamente.

- (3) Garagens abertas lateralmente, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço que atenda às condições construtivas descritas na NBR 14432 (2000).
- (4) Depósitos sem risco de incêndio expressivo, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço.
- (5) Observados os critérios de compartimentação constantes das normas brasileiras em vigor ou, na sua falta, de regulamentos de órgãos públicos.
- (6) Conforme outras normas brasileiras.
- (7) Com pelo menos duas fachadas de aproximação que perfaçam no mínimo 50% do perímetro.

Os Anexos apresentados referem-se a:

- Anexo A – especifica os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF);
- Anexo B – estabelece a classificação das edificações quanto à sua ocupação;
- Anexo C – define cargas de incêndio específicas que devem ser consideradas em todas as ocupações; e
- Anexo D – considera as condições construtivas para edificações de estacionamentos estruturados em aço.

2.2.3 – NBR 14323 (1999) – DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO DE EDIFÍCIOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO – PROCEDIMENTO

Prescreve as condições exigíveis para o dimensionamento em situação de incêndio de:

- elementos estruturais de aço → constituídos por perfis laminados, perfis soldados não-híbridos, perfis formados a frio; e
- elementos estruturais mistos → aço-concreto e de ligações executadas com parafusos ou soldas.

Esta norma aplica-se a edifícios destinados à habitação, ao uso comercial e industrial e a edifícios públicos. Apresentam-se, ainda, tabelas com os fatores de redução para o aço e o concreto (limite de escoamento e módulo de elasticidade com a temperatura).

Esta norma considera como conceito de *dimensionamento em situação de incêndio* “a verificação dos elementos estruturais e suas ligações, com ou sem proteção contra incêndio, no que se refere à estabilidade e à resistência aos esforços solicitantes em temperatura elevada, a fim de evitar o colapso da estrutura em um tempo inferior àquele necessário para possibilitar a fuga dos usuários da edificação e, quando necessário, a aproximação e o ingresso de pessoas e equipamentos para as ações de combate ao fogo”.

2.2.4 – NBR 8681 (1984) – AÇÕES E SEGURANÇA NA ESTRUTURA

Prescreve as condições exigíveis na “verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil e estabelece as definições e os critérios de quantificação das ações e das resistências a considerar no projeto das estruturas de edificações, quaisquer que sejam sua classe e destino”.

Os critérios apresentados de verificação da segurança e os de quantificação das ações são válidos para as estruturas e para os elementos estruturais construídos com quaisquer dos materiais normalmente empregados na construção civil.

Considera-se, com importância, que os incêndios podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais.

Para a verificação da segurança em relação aos possíveis estados limites, devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar as hipóteses mais desfavoráveis nas seções críticas de estruturas, para cada tipo de carregamento.

Com relação à verificação da segurança das estruturas, a mesma deve ser analisada em relação a todos os possíveis estados que são admitidos como limites para a estrutura considerada.

Em março de 2003 passou a vigorar a revisão desta norma, cujas alterações principais realizadas em relação ao documento de origem consistem em:

- Consideração do valor médio como valor característico para ações permanentes.
- Adoção de diferentes coeficientes de ponderação em função dos processos de construção da estrutura, através da consideração das ações permanentes diretas separadamente, sendo, no entanto, mantida a possibilidade de consideração conjunta das ações permanentes diretas, com coeficientes de ponderação estabelecidos em função do tipo de construção.
- Adoção de coeficientes de ponderação diferenciados para as ações variáveis em função do tipo de ação considerada separadamente, sendo, no entanto, mantida a possibilidade de consideração conjunta das ações variáveis, com coeficientes estabelecidos em função do tipo de construção.
- Inclusão de fatores de redução para combinação de fadiga.

2.2.5 – NBR 6118 (1980) – PROJETO E EXECUÇÃO DE OBRAS DE CONCRETO ARMADO - PROCEDIMENTO

Prescreve as condições gerais que devem ser obedecidas no projeto, na execução e no controle de obras de concreto armado. São excluídas aquelas em que se utilize concreto leve ou outros concretos especiais e as exigências peculiares em cada caso.

Ressalta-se que esta norma apresenta-se omissa quanto à condição de incêndio na estrutura.

Esta norma vem sendo revisada há algum tempo, dando origem a alguns projetos de revisão como o de 2001 que, além de ter o ANEXO B específico para situação de incêndio, cancelou a NBR 5627 (1980). O projeto de revisão da norma de 2002

suprimiu esse anexo, assim como a versão definitiva da nova NB 1 – NBR 6118 (2003) que passou a vigorar em março/2003. O ANEXO B deve originar uma norma específica para estruturas de concreto em situação de incêndio. Embora neste trabalho o dimensionamento tenha sido feito baseado na NBR 6118 (1980), o mesmo continua sendo válido, uma vez que as revisões da NBR 6118 (2003), referentes à flexão simples e compressão centrada não o inviabilizaram.

2.2.6 – NBR 9062 (1985) – PROJETO E EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Prescreve as condições exigíveis no projeto, na execução e controle de estruturas pré-moldadas de concreto armado ou protendido. Peças em que se empreguem concreto leve ou outro especiais são excluídas.

Aplica-se, também, a estruturas mistas, ou seja, aquelas constituídas parcialmente de elementos moldados no local.

Observa-se que o uso de estruturas pré-moldadas em edifícios apresenta-se como objetivo imediato desta norma, porém, quando pertinentes, suas prescrições podem ser utilizadas no projeto e execução de estruturas para fundações, obras viárias e demais elementos de utilização isolada.

O item 7.2.1.5.11 apresenta os cuidados especiais, nas estruturas sujeitas a incêndio, para a proteção das almofadas de apoio contra temperaturas superiores a 80°C ou, então, sugere a utilização de detalhes que permitam a substituição da almofada de apoio eventualmente danificada. Os esforços decorrentes de danos na almofada de apoio devem ser levados em conta, no cálculo, enquanto não ocorrer a sua substituição, tolerando-se nesta emergência $\gamma_f = 1$, ou seja, coeficiente de majoração dos esforços.

De acordo com a NBR 9062 (1985), o cobrimento para estruturas resistentes ao fogo deve atender as exigências da NBR 5627 (1980) - já cancelada - além das especificadas nesta norma.

2.2.7 – ANEXO B (2001) - TEXTO CONCLUSIVO DO PROJETO DE REVISÃO DA NBR 6118

Este anexo da norma, que tem como referência a NBR 14432 (2000), tem por objetivo prescrever os itens a serem atendidos pelas estruturas de concreto quando em situação de incêndio e a forma de demonstrar o seu atendimento. Ressalta-se, porém, que na aprovação final do texto definitivo da nova NB1(2002), este anexo foi suprimido e originará uma nova publicação.

O texto atual contempla os seguintes propósitos:

- limitar o risco à vida humana;
- limitar o risco da vizinhança e da própria sociedade; e
- limitar o risco da própria propriedade exposta ao fogo.

A estrutura deverá assegurar as seguintes funções:

- CORTA FOGO – a estrutura não deve permitir que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em tal quantidade que gere combustão no lado oposto ao incêndio inicial; e
- SUPORTE – a estrutura deve evitar o colapso global ou o colapso local progressivo, assegurando sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma de suas partes.

Sob combinações excepcionais de ações no estado limite último, estas duas funções devem ser verificadas, de modo que plastificações e ruínas locais são aceitáveis desde que não determinem colapso além do local. Neste caso, a norma prescreve que a

estrutura só pode ser reutilizada após um incêndio se for projetada e executada a sua recuperação - que pressupõe a volta das características iniciais anteriores ao incêndio, recuperando todas as capacidades últimas e de serviço exigidas. Ressalta-se, porém, se o incêndio for pequeno e curto ou se a estrutura possuir proteção superabundante, que esta verificação pode eventualmente concluir que não existe necessidade de recuperação da estrutura.

Exigências gerais de proteção contra incêndio, de acordo com esta norma:

- reduzir risco de incêndio;
- controlar área exposta ao fogo;
- criar rotas de fuga;
- facilitar operação dos bombeiros; e
- evitar ruína prematura da estrutura dando tempo suficiente para fuga dos usuários e para a ação dos bombeiros.

A seguir apresentam-se algumas considerações gerais, de acordo com esta norma:

PROPRIEDADE DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Este item apresenta as FIG.2.3 a FIG.2.6., que mostram as variações das propriedades dos materiais conforme a temperatura (q) a que são submetidas através incêndio.

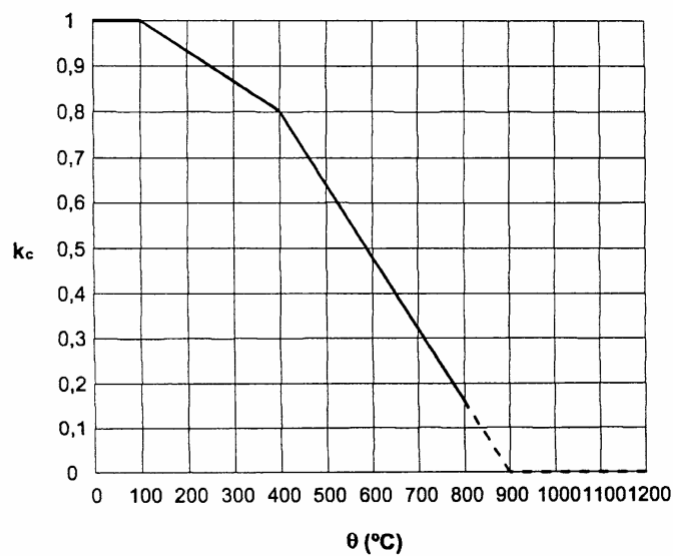


FIGURA 2.3 – Fator de redução da resistência do concreto (k_c) em função da temperatura (θ)

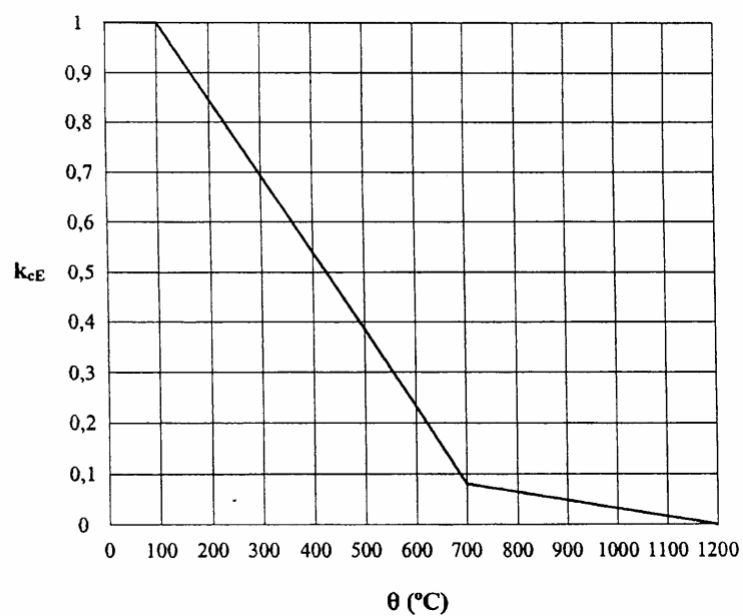


FIGURA 2.4 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto (k_{cE}) em função da temperatura (θ)

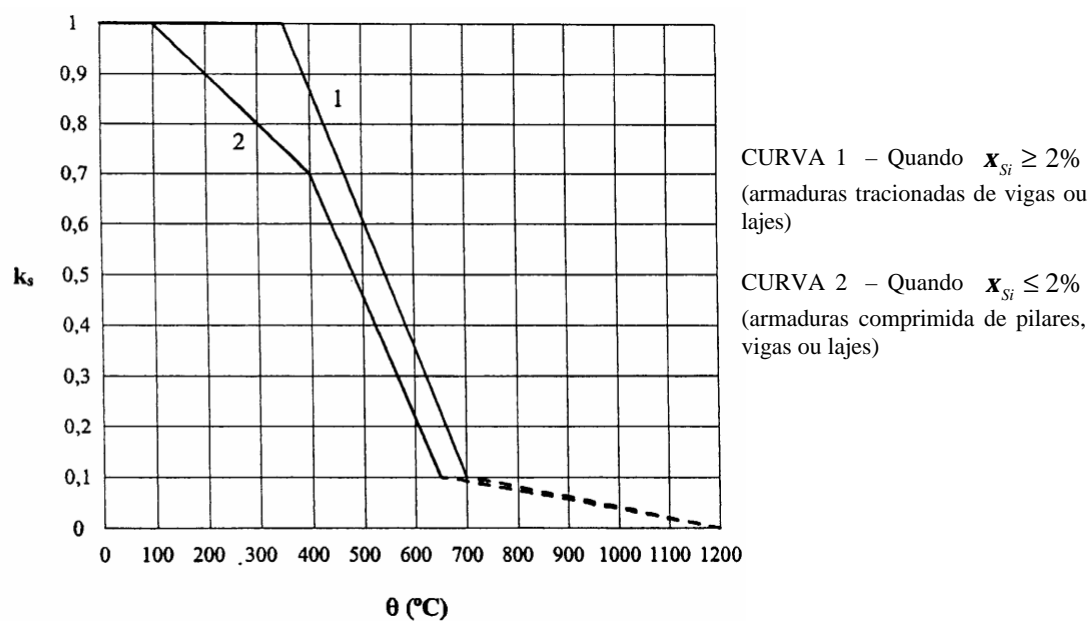


FIGURA 2.5 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva (k_s) em função da temperatura (θ)

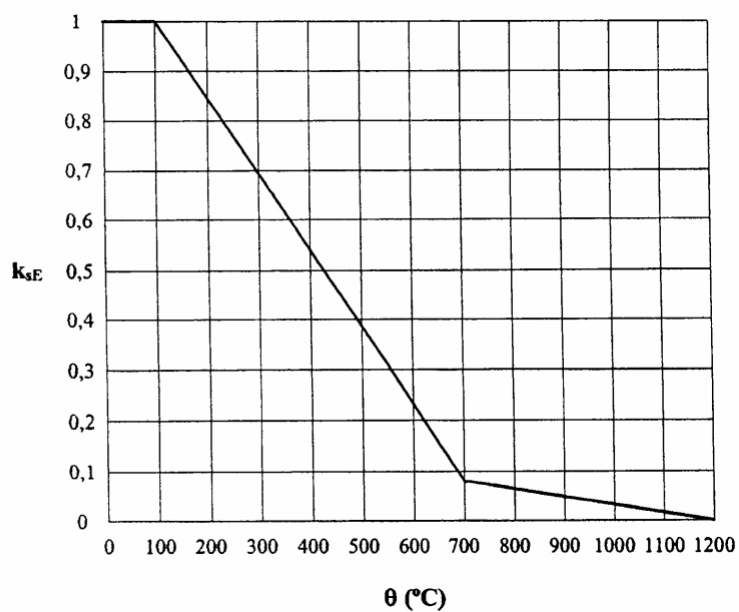


FIGURA 2.6 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva (k_{sE}) em função da temperatura (θ)

AÇÃO CORRESPONDENTE AO INCÊNDIO

O calor transmitido à estrutura no intervalo de tempo TRRF gera em cada elemento estrutural, função de sua forma e exposição ao fogo, uma certa distribuição de temperatura, que gera a redução da resistência dos materiais, da capacidade das peças e também esforços solicitantes (decorrentes de alongamentos axiais ou decorrentes de gradientes térmicos). Como com o aquecimento, a rigidez das peças diminui e a capacidade de adaptação plástica cresce consideravelmente, os esforços gerados por esse aquecimento podem ser em geral desprezados.

VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

De acordo com este item, em condições usuais as estruturas são projetadas em temperatura normal ($\cong 20^{\circ}\text{C}$) e devem ser verificadas em situação de incêndio, dependendo das suas características e uso. Essa verificação deve ser feita apenas no estado limite último (ELU) para a combinação excepcional correspondente, de acordo com a Eq. (2.2).

$$F_{di} = g_{gi} \cdot F_{gk} + F_{qexc} + g_q \sum_2^n \Psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (2.2)$$

em que,

- F_{di} - ações de cálculo em situação de incêndio;
- F_{gk} - valor característico da ação permanente;
- F_{qjk} - valor característico das ações variáveis devidas às cargas acidentais;
- F_{qexc} - valor característico das ações térmicas;
- g_{gi} - coeficiente de ponderação para ações permanentes;
- g_q - coeficiente de ponderação para ações variáveis; e
- Ψ_{2j} - fatores de redução referentes às combinações de utilização.

Porém, há que se observar que, usualmente:

- em razão das grandes deformações plásticas que ocorrem em situação de incêndio, todos os esforços decorrente de deformações impostas são desprezados;
- a ação do incêndio se manifesta apenas na redução da resistência dos materiais e capacidade dos elementos estruturais;
- como a probabilidade de ocorrência de um incêndio é extremamente baixa, “a NBR 8681 (1984) permite adotar para o fator de combinação Ψ_{oj} , o valor dos fatores de redução Ψ_{2j} correspondentes à combinação quase-permanente”; e
- a verificação da estrutura em situação de incêndio se traduz na demonstração da Eq. (2.3).

$$S_{di} = \left(\mathbf{g}_g \cdot F_{gk} + \mathbf{g}_q \sum_2^n \mathbf{f}_{2j} F_{qjk} \right) \leq R_{di} [f_{ck}(\mathbf{q}), f_{yk}(\mathbf{q}), f_{pyk}(\mathbf{q})] \quad (2.3)$$

em que:

S_{di} - solicitações de cálculo em situação de incêndio; e

R_{di} - resistência de cálculo em situação de incêndio.

Ressalta-se a existência de vários métodos para a realização desta verificação, descritos a seguir:

MÉTODO TABULAR

Trata-se de um método bastante prático, no qual nenhuma verificação é efetivamente necessária. O único requisito é que se atenda às dimensões mínimas apresentadas nas tabelas mostradas adiante, em função do tipo do elemento estrutural e do TRRF. Essas dimensões mínimas referem-se a:

- espessura das lajes;
- largura das vigas;
- dimensões das seções transversais de pilares e tirantes; e
- principalmente, a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (\mathbf{a}), conforme FIG. 2.7.

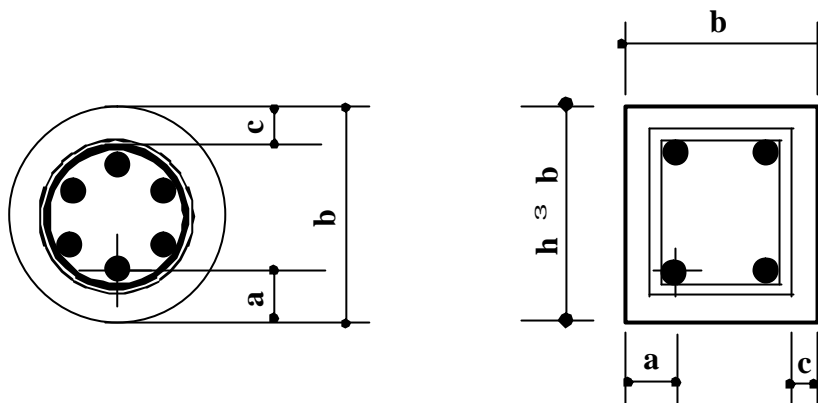


FIGURA 2.7 – Seções transversais de peças usuais de concreto armado

Neste critério considera-se apenas a armadura longitudinal, uma vez que os ensaios mostram que, em situação de incêndio, as peças de concreto rompem usualmente por flexão ou flexo – compressão e não cisalhamento.

Este item também relaciona os aspectos que devem ser considerados quanto ao emprego do método tabular:

- na elaboração das tabelas considerou-se a direção do fogo, ou seja, para lajes foi considerada a condição de fogo por baixo – incêndio sob a laje - e, para vigas e nervuras considerou-se fogo por três faces – incêndio nas laterais e inferior;
- a largura no nível do centro de gravidade da armadura deve ser considerada na verificação de vigas de largura variável;
- na verificação de vigas com talão, deve ser considerado para largura o menor valor entre a largura do talão e sua altura média;
- pode-se considerar o revestimento, no cálculo das espessuras mínimas e distâncias à face do concreto (**a**), FIG. 2.7, respeitadas as seguintes prescrições:
 - “revestimentos garantidamente aderentes de argamassa de cal e areia têm 67% de eficiência relativa ao concreto”;

- “revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes têm 100% de eficiência relativa ao concreto”; e
- “revestimentos protetores, como: gesso, fibra de amianto e vermiculita, desde que aderentes, têm 250% de eficiência relativa ao concreto, isto é, pode-se majorar essas espessuras de 2,5 vezes antes de somá-las à dimensão do elemento estrutural revestido”.
- para o caso das barras da armadura dispostas em camadas, o valor a_{\min} tabelado deve ser respeitado para a distância média à face do concreto (a_m). O valor de a_m deve sempre ser o menor entre aqueles calculados na Eq. (2.4).

$$a_m < \begin{cases} \frac{\sum a_{vi} A_{si}}{\sum A_{si}} \\ \frac{\sum a_{hi} A_{si}}{\sum A_{si}} \end{cases} \quad (2.4)$$

em que:

- a_{vi} - é a distância da barra “i”, de área A_{si} , ao fundo da viga; e
- a_{hi} - é a distância da barra “i”, de área A_{si} , à face lateral mais próxima.

- ressalta-se que todas as tabelas foram concebidas para armadura passiva CA-25, CA-50, CA-60, evitando-se que no centro de gravidade do tirante tracionado a temperatura atinja o valor crítico de 500°C. Define-se como temperatura crítica aquela em que a armadura segue a tendência de entrar em escoamento para a combinação de ações correspondentes à situação de incêndio.
- em função das armaduras ativas apresentarem temperaturas críticas menores - 400°C para barras e 350°C para fios e cordoalhas - o valor da distância à face do concreto deve ser acrescido de:
 - 10mm para barras com $f_{CR} = 400^\circ\text{C}$; e
 - 15mm para fios e cordoalhas com $f_{CR} = 350^\circ\text{C}$.

- de forma análoga, a largura mínima de vigas ou tirantes deve ser aumentada, para $f_{CR} \leq 400^\circ\text{C}$, de acordo com a Eq. (2.5).

$$b_{\min} = b_{\min, \text{tabelado}} + 0,8 (400 - f_{CR}) \quad (2.5)$$

em que:

b_{\min} é dado em milímetro.

- no que se refere às “tabelas relativas a pilares e pilares parede, o coeficiente adimensional m_{fi} representa a relação entre os esforços solicitantes de cálculo e os esforços resistentes de cálculo em situação normal. Usualmente m_{fi} pode ser avaliado por 0,70 da relação S_{di} / S_d em situação normal”.

As dimensões mínimas para os diversos elementos estruturais estão apresentadas nas TAB. 2.3 a TAB. 2.11.

TABELA 2.3 – Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas

TRRF (min)	h (mm)	a (mm)		
		APOIADA NOS QUATRO LADOS		APOIADA EM ATÉ TRÊS LADOS
		$l/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l/l_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55
240	175	40	50	65

TABELA 2.4 – Dimensões mínimas para lajes planas

TRRF (min)	h (mm)	a (mm)
30	150	10
60	200	15
90	200	25
120	200	35
180	200	45
240	200	50

TABELA 2.5 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas apoiadas em até três lados

TRRF min	COMBINAÇÕES DE b_{\min} / a PARA NERVURAS (mm/mm)			h_f / a PARA CAPA (mm/mm)
	1	2	3	
30	80/15			80/10
60	100/35	120/25	200/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30
240	280/90		500/70	175/40

TABELA 2.6 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas apoiadas nos quatro lados

TRRF (min)	COMBINAÇÕES DE b_{\min} / a PARA NERVURAS (mm/mm)			h_f / a PARA CAPA (mm/mm)
	1	2	3	
30	80/10			80/10
60	100/25	120/15	200/10	80/10
90	120/35	160/25	250/15	100/15
120	160/45	190/40	300/30	120/20
180	220/60	260/50		150/30
240	280/70	700/60		175/40

TABELA 2.7 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

TRRF (min)	COMBINAÇÕES DE b_{\min} / a PARA VIGAS (mm/mm)				$b_{w \min}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/25	120/15	140/10	190/10	80
60	120/40	140/35	190/30	300/25	100
90	140/55	190/45	250/40	400/35	100
120	190/65	240/55	300/50	500/45	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140
240	280/90	350/80	500/75	500/70	160

TABELA 2.8 – Dimensões mínimas para vigas contínuas

TRRF (min)	COMBINAÇÕES DE b_{\min} / a PARA VIGAS (mm/mm)			$b_{w \min}$ (mm)
	1	2	3	
30	80/12	140/12	190/12	80
60	120/25	190/12	300/12	100
90	140/35	250/25	400/25	100
120	220/45	300/35	500/35	120
180	380/60	400/60	600/50	140
240	480/70	500/70	700/60	160

TABELA 2.9 – Dimensões mínimas para pilares

TRRF (min)	COMBINAÇÕES DE b_{\min}/a PARA PILARES (mm/mm)			UMA FACE EXPOSTA
	Mais de uma face exposta			$m_{fi} = 0,7$
	$m_{fi} = 0,2$	$m_{fi} = 0,5$	$m_{fi} = 0,7$	
	1	2	3	
30	150/10	150/10	150/10	100/10
60	150/10	170/10	190/10	120/10
90	170/10	210/10	240/35	140/10
120	190/40	250/40	280/40	160/45
180	240/50	320/50	360/50	200/60
240	300/50	400/50	450/50	300/60

TABELA 2.10 – Dimensões mínimas para pilares parede

TRRF (min)	COMBINAÇÕES DE b_{\min}/a PARA PILARES PAREDE (mm/mm)			
	$m_{fi} = 0,35$		$m_{fi} = 0,7$	
	1 face exposta	2 faces expostas	1 face exposta	2 faces expostas
	1	2	3	4
30	100/10	120/10	120/10	120/10
60	110/10	120/10	130/10	140/10
90	120/20	140/10	140/25	170/25
120	140/25	160/25	160/35	220/35
180	180/45	200/45	210/55	300/55
240	230/60	250/60	270/70	360/70

TABELA 2.11 – Dimensões mínimas para tirantes

TRRF (min)	COMBINAÇÕES DE b_{\min} / a PARA TIRANTES (mm/mm)	
	1	2
30	80/25	200/10
60	120/40	300/25
90	140/55	400/45
120	200/65	500/45
180	240/80	600/60
240	280/90	700/70

MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO

Este método baseia-se nas seguintes hipóteses:

- para qualquer que seja a combinação de ações consideradas, as solicitações de cálculo em situação de incêndio (S_{di}) podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo em temperatura normal 20°C, conforme a Eq. (2.6):

$$S_{di} \cong 0,70 S_d \quad (2.6)$$

o que significa que qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio é desprezada;

- em situação de incêndio, a resistência de cálculo de cada elemento pode ser calculada tendo como base a distribuição de temperatura obtida para sua seção transversal, considerando exposição ao fogo conforme o TRRF; e

- os esforços resistentes podem ser calculados pelos critérios estabelecidos nesta norma para temperatura normal (20°C) adotando para concreto e o aço resistência média em situação de incêndio. Esta média se obtém distribuindo uniformemente, na seção de concreto ou na armadura total, a perda total de resistência por aquecimento do concreto ou das armaduras respectivamente. Observa-se que os coeficientes de ponderação aplicáveis neste caso são correspondentes às combinações excepcionais, quais sejam: 1,2 para o concreto e 1,0 para o aço.

MÉTODOS GERAIS DE CÁLCULO

Nestes métodos considera-se, pelo menos:

- as combinações de ações em situação de incêndio composta, rigorosamente, de acordo com a NBR 8681 (1984);
- desde que calculados para modelos não lineares que considerem as profundas redistribuições de esforços que ocorrerem, os esforços solicitantes de cálculo podem ser acrescidos dos efeitos do aquecimento;
- os esforços resistentes devem ser calculados considerando-se as distribuições de temperatura conforme o TRRF; e
- as distribuições de temperatura e resistência devem ser rigorosamente calculadas considerando-se a não linearidade envolvida.

MÉTODO EXPERIMENTAL

Neste item, ressaltam-se casos especiais como, por exemplo, peças pré-moldadas industrializadas, em que se pode considerar a resistência ao fogo superior à calculada com base nesta norma, desde que devidamente resguardada por ensaios específicos.

2.2.8 – EUROCODE 2 (1995) - DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – PART 1.2 – GENERAL RULES – STRUCTURAL FIRE DESIGN

O EUROCODE 2 (1995) apresenta o método tabular para verificação das peças em concreto, considerando-se as dimensões mínimas e as distâncias da face até o eixo da armadura em função do tempo de exposição ao fogo, e faz algumas recomendações quanto ao cobrimento (considerando o revestimento para o cálculo das espessuras mínimas).

Os valores mínimos de dimensões e de cobrimento de armadura para que os elementos estruturais de concreto em situação de incêndio possam atender a TRRF de 30min, 60min, 90min, 120min, 180min e 240min estão tabelados, conforme FAKURY e SILVA (2000), na pré-norma européia EUROCODE 2 (1995), parte 1.2. Estas tabelas foram desenvolvidas com base empírica e confirmadas pela experiência e pela avaliação teórica de resultados de ensaios. Apresentam-se, também, mais abrangentes que as da NBR 5627(cancelada), incluindo as vigas com seção I e as lajes nervuradas.

De acordo com os autores, “esta pré-norma estabelece que pilares e vigas em situação de incêndio devem atender apenas ao critério de resistência, o que significa suportar incêndio padrão por um tempo igual ao TRRF estipulado sem entrar em colapso estrutural. As lajes devem atender também os critérios de estanqueidade, que é a capacidade de não apresentar fissuras ou aberturas de modo a impedir a passagem de chamas e gases quentes e de isolamento térmico, que é a capacidade de impedir a passagem de calor excessivo, por um tempo igual ao TRRF estipulado”.

A seguir, apresentam-se as considerações desta norma para pilares, vigas e lajes e seus respectivos valores de dimensões e distâncias mínimas.

- PILARES

Através do uso da TAB.2.12, que fornece as combinações entre os valores mínimos da largura, para pilares quadrados e retangulares, ou do diâmetro para pilares circulares e

da distância da face ao eixo da armadura longitudinal, são atendidos os requisitos de resistência em situação de incêndio de pilares de concreto armado com agregado silicoso ou calcário. Ressalta-se, nessa tabela:

- casos em que o pilar encontra-se exposto ao fogo por apenas um lado ou mais; e
- m_{fi} para peças dimensionadas à temperatura ambiente sem folga, que é a relação entre o efeito da combinação de ações em situação de incêndio e a resistência de cálculo à temperatura ambiente, valor este que varia de 0,20 a 0,70.

TABELA 2.12 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para pilares de concreto armado de seções quadrada, retangular e circular

TRRF (min)	LARGURA MÍNIMA (b_{min})/DISTÂNCIA MÍNIMA ATÉ O EIXO DA ARMADURA (a), (mm)			
	NÚMERO DE LADOS EXPOSTOS AO FOGO			
	DOIS OU MAIS			UM
	$m_{fi} = 0,2$	$m_{fi} = 0,5$	$m_{fi} = 0,7$	$m_{fi} = 0,7$
30	150/10*	150/10*	150/10*	100/10*
60	150/10*	180/10*	200/10*	120/10*
90	180/10*	210/10*	240/35	140/10*
120	200/40	250/40	280/40	160/45
180	240/50	320/50	360/50	200/60
240	300/50	400/50	450/50	300/60

* Estas distâncias já são atendidas pelo dimensionamento à temperatura ambiente.

Ressalta-se que a distância (**a**), apresentada na FIG. 2.7, pode ser reduzida para um valor, não inferior que a cobertura à temperatura ambiente, se a largura ou o diâmetro real do pilar (**b**) for, pelo menos, 1,2 vezes maior que o valor de b_{min} dado na tabela.

Poderá ser feita interpolação linear entre o valor do cobrimento dado na tabela e à temperatura ambiente quando a relação b/b_{\min} estiver entre 1,0 e 1,2.

- VIGAS

Para o caso de vigas de concreto armado ou protendido, os requisitos de resistência em situação de incêndio são atendidos através da TAB. 2.13 para vigas biapoiadas, ou da TAB. 2.14 para vigas contínuas, que apresentam as combinações entre os valores mínimos da largura, e da distância da face ao eixo da armadura longitudinal. Para as vigas I, é fornecida a espessura mínima da alma.

TABELA 2.13 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para vigas biapoiadas de concreto armado e protendido

TRRF (min)	COMBINAÇÕES DE LARGURA MÍN. (b_{\min}) E DISTÂNCIA MÍN. ATÉ O EIXO DA ARMADURA (a), (mm)					ESPESSURA MÍN. DA ALMA DE I, b_w (mm)
	1	2	3	4	5	
30	80/25	120/15*	160/10*	200/10*		80
60	120/40	160/35	200/30	300/25		100
90	150/55	200/45	250/40	400/35		100
120	200/65	240/55	300/50	500/45		120
180	240/80	300/70	400/65	600/60		140
240	280/90	350/80	500/75	500/70		160

* Estas distâncias já são atendidas pelo dimensionamento a temperatura ambiente.

Observa-se nessas tabelas que:

- as vigas em análise encontram-se expostas ao fogo por três lados que são as faces laterais e inferior. Para o caso da viga ser exposta ao fogo nos quatro lados, além dos requisitos das tabelas, a seção transversal deve ter uma área mínima de $(2b_{\min}^2)$;
- b_{\min} refere-se a largura no centróide da armadura de tração, para vigas com largura variável;
- o agregado considerado foi o silicoso (para agregado calcário a dimensão b_{\min} ou a pode ser reduzido em 10%);
- considerado $m_{fi} = 0,7$; e
- o cobrimento a deve ser acrescido de 10mm para barras protendidas e de 15mm para fios e cordoalhas protendidos, para o caso de vigas de concreto protendido.

TABELA 2.14 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para vigas contínuas de concreto armado e protendido

TRRF (min)	COMBINAÇÕES DE LARGURA MÍN. (b_{\min}) E DISTÂNCIA MÍN. ATÉ O EIXO DA ARMADURA (a) (mm)			ESPESSURA MÍN. DA ALMA DE I, b_w , (mm)
	2	3	4	
30	80/12*	160/12*	200/12*	80
60	120/25*	180/10*	200/10*	100
90	180/10*	210/10*	240/35	100
120	200/40	250/40	280/40	120
180	240/50	320/50	360/50	140
240	300/50	400/50	450/50	160

* Estas distâncias já são atendidas pelo dimensionamento a temperatura ambiente.

- LAJES

Para o caso de situação de incêndio de lajes de concreto armado ou protendido, os requisitos de resistência, estanqueidade e isolamento térmico são satisfeitos pelo uso da TAB. 2.15 aplicável a lajes planas, e da TAB. 2.16 ou TAB. 2.17 aplicáveis, respectivamente, a lajes nervuradas simplesmente apoiadas e com ao menos uma borda engastada, que fornecem as combinações entre os valores mínimos da espessura e da largura das nervuras, quando for o caso, e da distância da face ao eixo da armadura longitudinal.

TABELA 2.15 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para lajes de concreto armado e protendido simplesmente apoiadas e contínuas armadas em uma ou duas direções

TRRF (min)	ESPESSURA MÍNIMA DA LAJE (h_s) (mm)	DISTÂNCIA MÍNIMA ATÉ O EIXO DA ARMADURA (a), EM mm		
		ARMADURA EM UMA DIREÇÃO	ARMADURA EM DUAS DIREÇÕES	
			$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2,0$
1	2	3	4	5
30	60	10*	10*	10*
60	80	20	10*	15*
90	100	30	15*	20
120	120	40	20	25
180	150	55	30	40
240	175	65	40	50

* Estas distâncias já são atendidas pelo dimensionamento a temperatura ambiente.

TABELA 2.16 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para lajes nervuradas de concreto armado e protendido simplesmente apoiadas e armadas em duas direções

TRRF (min)	COMBINAÇÕES DE LARGURA MÍNIMA DAS NERVURAS (b_{\min}) E DISTÂNCIA MÍNIMA ATÉ O EIXO DA ARMADURA (a) (mm)			ESPESSURA MÍNIMA DA LAJE (h_s) E DISTÂNCIA MÍNIMA ATÉ O EIXO DA ARMADURA (a) (mm)
	2	3	4	
30	80/15*	-	-	80/10*
60	100/35	120/25	200/15*	80/10*
90	120/45	160/40	250/30	100/15*
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30
240	280/90	-	500/70	175/40

* Estas distâncias já são atendidas pelo dimensionamento a temperatura ambiente.

Permite-se incluir, para os requisitos de estanqueidade e isolamento térmico, na espessura, também o acabamento do piso, se este for de material incombustível de características similares as do concreto. Porém, para o requisito de resistência, o acabamento somente poderá ser incluído se efetivamente for projetado com função estrutural, inclusive à temperatura ambiente.

TABELA 2.17 - Dimensões e distâncias mínimas até o eixo da armadura para lajes nervuradas de concreto armado e protendido engastadas em pelo menos uma borda e armada em duas direções

TRRF (min)	COMBINAÇÕES DE LARGURA MÍNIMA DAS NERVURAS (b_{\min}) E DISTÂNCIA MÍNIMA ATÉ O EIXO DA ARMADURA (a) (mm)			ESPESSURA MÍNIMA DA LAJE (h_s) E DISTÂNCIA MÍNIMA A TÉ O EIXO DA ARMADURA (a) (mm)
	2	3	4	
30	80/10*	-	-	80/10*
60	100/25	120/15*	200/10*	80/10*
90	120/35	160/25	250/15*	100/15*
120	160/45	190/40	300/30	120/20
180	310/60	600/50	-	150/30
240	450/70	700/60	-	175/40

* Estas distâncias já são atendidas pelo dimensionamento a temperatura ambiente.

Observa-se nessas tabelas que:

- l_x e l_y correspondem aos vãos das lajes armados em duas direções, onde l_y é o maior vão, vide TAB. 2.15;
- o agregado considerado foi o silicoso (para agregado calcário, todas as dimensões e a distância mínima até o eixo da armadura podem ser reduzidos em 10%);
- considerado $m_{fi} = 0,7$;
- o cobrimento **a** deve ser acrescido de 10mm para barras protendidas e de 15mm para fios e cordoalhas protendidos, no caso de vigas de concreto protendido; e

- a distância entre o eixo da armadura e a face lateral da nervura deve ser no mínimo a distância (**a**) das TAB. 2.15 ou TAB. 2.16, a que for aplicável, mais 10mm, no caso de lajes nervuradas.

Quanto às propriedades dos materiais em situação de incêndio, o EUROCODE (1995) recomenda fatores de redução para o aço e para o concreto, de acordo com as Eq. (2.7) a Eq. (2.17).

- AÇO – PARA ARMAÇÕES TRACIONADAS DE VIGAS E LAJES QUANDO $e_{si} \geq 2\%$

$$k_s(\mathbf{q}) = 1,0 \quad \text{para } 20^0 C \leq \mathbf{q} \leq 350^0 C \quad (2.7)$$

$$k_s(\mathbf{q}) = (6650 - 9\mathbf{q}) / 3500 \quad \text{para } 350^0 C \leq \mathbf{q} \leq 700^0 C \quad (2.8)$$

$$k_s(\mathbf{q}) = (1200 - \mathbf{q}) / 5000 \quad \text{para } 700^0 C \leq \mathbf{q} \leq 1200^0 C \quad (2.9)$$

- AÇO – PARA ARMAÇÕES COMPRIMIDAS DE PILARES, VIGAS E LAJES QUANDO $e_{si} < 2\%$

$$k_s(\mathbf{q}) = 1,0 \quad \text{para } 20^0 C \leq \mathbf{q} \leq 100^0 C \quad (2.10)$$

$$k_s(\mathbf{q}) = (1100 - \mathbf{q}) / 1000 \quad \text{para } 100^0 C \leq \mathbf{q} \leq 400^0 C \quad (2.11)$$

$$k_s(\mathbf{q}) = (8300 - 12\mathbf{q}) / 5000 \quad \text{para } 400^0 C \leq \mathbf{q} \leq 650^0 C \quad (2.12)$$

$$k_s(\mathbf{q}) = (1200 - \mathbf{q}) / 5500 \quad \text{para } 650^0 C \leq \mathbf{q} \leq 1200^0 C \quad (2.13)$$

- CONCRETO

$$k_c(\mathbf{q}) = 1,0 \quad \text{para } 20^0 C \leq \mathbf{q} \leq 100^0 C \quad (2.14)$$

$$k_c(\mathbf{q}) = (1600 - \mathbf{q})/1500 \quad \text{para } 100^{\circ}C \leq \mathbf{q} \leq 400^{\circ}C \quad (2.15)$$

$$k_c(\mathbf{q}) = (900 - \mathbf{q})/625 \quad \text{para } 400^{\circ}C \leq \mathbf{q} \leq 900^{\circ}C \quad (2.16)$$

$$k_c(\mathbf{q}) = 0 \quad \text{para } 900^{\circ}C \leq \mathbf{q} \leq 1200^{\circ}C \quad (2.17)$$

2.2.9 – ACI 216/R (1989) – AMERICAN CONICRETE INSTITUTE (ACI). GUIDE FOR DETERMINING THE FIRE ENDURANCE OF CONCRETE ELEMENTS

Os códigos para construção impõem que a resistência ao fogo seja considerada para a maior parcela das edificações. O tipo de ocupação, o tamanho da construção e sua localização em particular, afetam as taxas de resistência ao fogo impostas aos vários elementos que compõem a edificação.

Altas taxas de resistência ao fogo, freqüentemente, resultam em baixos seguros contra incêndio, porque companhias seguradoras têm interesse sobre tolerância ao fogo.

Em grande parte, as taxas de resistência ao fogo têm sido determinadas através de resultados de testes-padrão. Mais recentemente, métodos racionais de projetos têm sido desenvolvidos para permitir que a resistência ao fogo seja determinada através de cálculos. O conceito de projetos racionais utiliza o estudo e pesquisa dentro das propriedades dos materiais em altas temperaturas, o comportamento da estrutura durante o incêndio e os princípios básicos da engenharia estrutural.

Esta norma ilustra a aplicação dos princípios da engenharia de estruturas e informações sobre as propriedades dos materiais para determinar a resistência ao fogo dos elementos de concreto. É um resumo de informações práticas para ser usados por arquitetos, engenheiros e construtores que projetam estruturas de concreto ou avaliam essas estruturas, bem como os projetos. Contém informações para determinar a tolerância ao fogo de vigas e lajes simplesmente apoiadas, contínuas; pisos e telhados nos quais

ocorrem restrições de expansão térmica; e paredes e pilares. As informações também são utilizadas para a determinação de tolerância ao fogo de algumas peças de concreto, baseado no critério de transmissão de calor. Inclui, também, informações sobre as propriedades do aço e do concreto em altas temperaturas, distribuição de temperatura no interior de peças de concreto exposto ao fogo e, no seu Apêndice, uma “técnica de confiabilidade” para o cálculo de requisitos de tolerância ao fogo.

3

ESFORÇOS RESISTENTES EM PEÇAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1 - GENERALIDADES

O objetivo deste capítulo é determinar os esforços internos resistentes de peças usuais de concreto armado, isto é, vigas, lajes e pilares em situação de incêndio, para os TRRF variando de 30 a 120 minutos.

Estes valores serão calculados a partir das hipóteses básicas para solicitações normais preconizadas pela NBR 6118 (1980), considerando as reduções das resistências dos materiais, concreto e aço, de acordo com as curvas isotérmicas padronizadas pelo EUROCODE (1995) em função do tipo de seção e do TRRF.

Para a determinação do momento fletor resistente em lajes considerou-se o incêndio atuando na face inferior e, nas vigas, nas faces laterais e no fundo. No caso de determinação da força normal resistente em pilares, o incêndio atua nas suas quatro faces laterais.

Os esforços resistentes das peças usuais de concreto armado submetidas aos TRRF variando de 30 a 120 minutos, preconizados pela NBR 14432 (2000) que indica a temperatura de incêndio que será utilizada para o dimensionamento da edificação, com base na curva de incêndio padrão, foram determinados tendo como referência o EUROCODE (1995) e o ANEXO B da NBR 6118 (2001), que estabelecem os seguintes coeficientes:

- coeficiente de ponderação da resistência do aço $\gamma_s = 1$ - recomendado no EUROCODE (1995) e no ANEXO B da NBR 6118 (2001).
- coeficiente de ponderação do concreto $\gamma_c = 1,2$, recomendado no ANEXO B da NBR 6118 (2001) e $\gamma_c = 1,0$, recomendado no EUROCODE (1995).
- coeficientes de ponderação das ações em situação de incêndio $\gamma_f = 1$. Considera-se o apresentado na NBR 8681 (2003):

$$\text{Supondo } S_g = 0,7S \quad \text{e} \quad S_q = 0,3S$$

$$S_d = 1,35 \cdot 0,7S + 1,5 \cdot 0,3S = 1,395S \cong 1,4S$$

Em situação de incêndio (excepcional):

$$S_d = 1,15 \cdot 0,7S + 0,42 \cdot 0,3S = 0,931S, \text{ em que } 0,42 = 0,6 \cdot 0,7$$

$$g_f^i = 0,931$$

em que

$$\frac{S_{di}}{S_d^{20^0}} = \frac{0,931}{1,395} = 0,667 < 0,7$$

$$S_{di} \cong 0,7S_d = 0,7 \cdot 1,395S \cong 1,0S$$

3.2 – VIGAS

Para a determinação dos esforços resistentes em vigas em situação de incêndio considerou-se apenas flexão simples, uma vez que, de acordo com o ANEXO B da

NBR 6118 (2001) “os ensaios mostram que, em situação de incêndio, as peças de concreto rompem usualmente por flexão ou flexo-compressão e não cisalhamento”.

Para a determinação da armação da viga a 20°C, sendo conhecidos, a resistência característica do concreto f_{ck} , o tipo de aço, o cobrimento das armaduras e o momento fletor em serviço, usou-se as hipóteses básicas para solicitações normais da NBR 6118 (1980), além de equilibrar os esforços solicitantes de cálculo com os esforços resistentes último que a seção é capaz de desenvolver, TEPEDINO (1982), como representado na FIG. 3.1 e na Eq. (3.1).

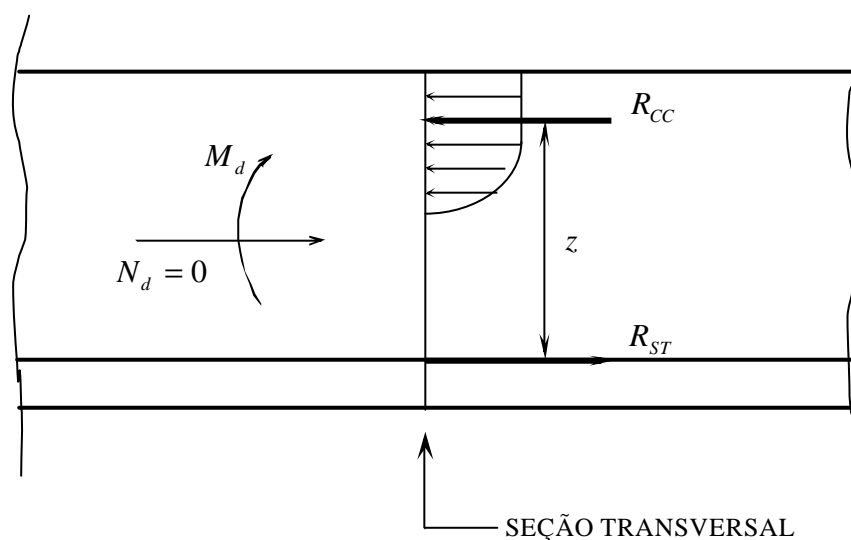


FIGURA 3.1 – Esquema dos esforços internos e externos, TEPEDINO (1982)

$$M_d = R_{cc} \cdot z = R_{st} \cdot z \quad (3.1)$$

em que:

- N_d - força normal solicitante de cálculo;
- M_d - momento fletor solicitante de cálculo;

- R_{CC} - resultante de compressão no concreto;
 R_{ST} - resultante de tração no aço; e
 z - braço de alavanca – distância.

Na FIG 3.2 é mostrado os domínios das deformações para solicitações normais, conforme a NBR 6118 (1980), que impõe as seguintes hipóteses para o ELU (estado limite último):

- as seções transversais permanecem planas;
- o alongamento máximo permitido ao longo da armadura de tração é de 10‰ (domínio **1** e **2**), com o objetivo de prevenir deformação plástica excessiva;

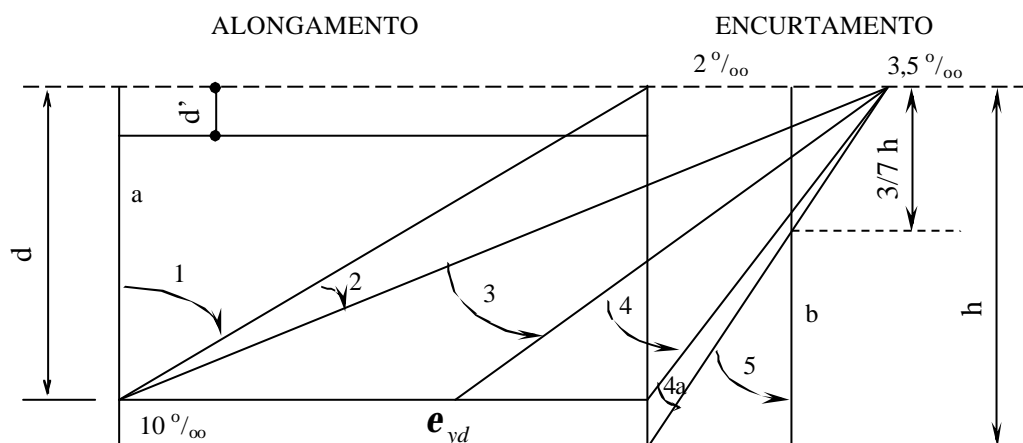


FIGURA 3.2 – Domínio das deformações para solicitações normais

- para o encurtamento de ruptura do concreto nas seções não inteiramente comprimidas considera-se o valor convencional de $3,5\text{‰}$ (domínio **3** a **4a** da FIG.3.2). Nas seções inteiramente comprimidas (domínio **5**), admite-se que o encurtamento da borda mais comprimida, na ruptura, varie de $3,5\text{‰}$ a 2‰ ,

mantendo-se inalterada e igual a $2/00$, a deformação a $3/7$ da altura da seção, a partir da borda mais comprimida;

- d) a distribuição das tensões do concreto na seção se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, FIG.3.3. Permite-se a substituição desse diagrama pelo retângulo de altura $0,8x$, com tensão apresentada na Eq. (3.2).

$$f_c = 0,85 f_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{g_c} \quad (3.2)$$

Considerou-se também para a determinação da armadura a 20°C os coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = 1,4$, de ponderação da resistência do concreto $\gamma_c = 1,4$ e de ponderação de resistência do aço $\gamma_s = 1,15$.

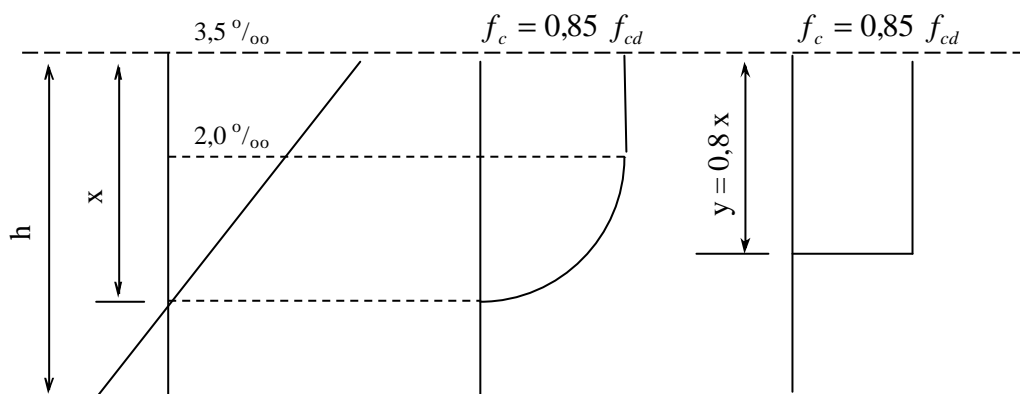


FIGURA 3.3 – Diagrama parábola-retângulo

Para a situação de incêndio, considerou-se a igualdade apresentada na Eq. (3.3):

$$S_{di} = R_{di} \quad (3.3)$$

em que:

S_{di} - Solicitação de cálculo em situação de incêndio; e

R_{di} - Resistência de cálculo em situação de incêndio.

3.2.1 – VIGAS SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR POSITIVO

Os coeficientes de redução para as propriedades mecânicas do concreto e do aço foram determinados a partir da temperatura θ a que são submetidos pela ação do fogo. Estes fatores de redução encontram-se no ANEXO B da NBR 6118 (2001) e no EUROCODE (1995), transcritos para este trabalho, em que $k_s(\mathbf{q})$ e $k_c(\mathbf{q})$ são fatores de redução da resistência do aço e do concreto, respectivamente, na temperatura θ .

Ressalta-se que para as vigas, a ação do incêndio foi considerada nas três faces (laterais e inferior). O calor transmitido à estrutura no intervalo de tempo TRRF gera, em cada elemento estrutural, uma certa distribuição de temperatura. Estudaram-se os perfis de temperatura para vigas do EUROCODE (1995) através de ábacos das seções $30 \times 60 \text{cm}^2$, $16 \times 23 \text{cm}^2$ e $8 \times 15 \text{cm}^2$, de acordo com as FIG. 3.4 a FIG. 3.13. Percebe-se que nestes ábacos, apenas os 10 centímetros inferiores da viga têm uma distribuição não linear das temperaturas, a partir daí, o comportamento das curvas isotérmicas torna-se praticamente retilíneo e constante, o que permite extrapolar para seções mais usuais (30×60 , 16×40 e $8 \times 30 \text{cm}^2$).

A partir do conhecimento do $k_c(\mathbf{q})$ e, juntamente com as curvas de temperatura das vigas submetidas a momento fletor positivo (compressão na parte superior), determinou-se o coeficiente referente ao fator de redução médio para o concreto acima dos 10 centímetros inferiores da viga, onde as curvas de temperatura tornam-se praticamente verticais.

Assim, o foco passa a ser a determinação do k_{cm} – fator de redução médio da seção de concreto sob o efeito do fogo para uma determinada seção, conforme Eq. 3.4, FIG. 3.4 (b) a FIG. 3.13 (b) e TAB. 3.1. Ressalta-se que a parte (a) das figuras representa o

diagrama dos valores da temperatura em função da largura da peça; (b) refere-se às áreas Δc_i para cada temperatura q_i ; e (c) mostra as curvas isotérmicas nos 10cm inferiores da viga. Devido à simetria da ação do fogo, nas figuras estão apresentadas apenas a metade esquerda da seção transversal, cujos eixos apresentam valores em milímetro. O valor de k_{cm} pode ser obtido pela expressão abaixo:

$$\sum Ac_i \cdot k_c(q)_i \cdot f_{ck} = k_{cm} \cdot f_{ck} \sum Ac_i \quad (3.4)$$

em que:

Ac_i = área de concreto acima dos 10cm inferiores submetida à temperatura q_i

$k_c(q)_i$ = fator de redução da resistência do concreto na temperatura q_i

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão

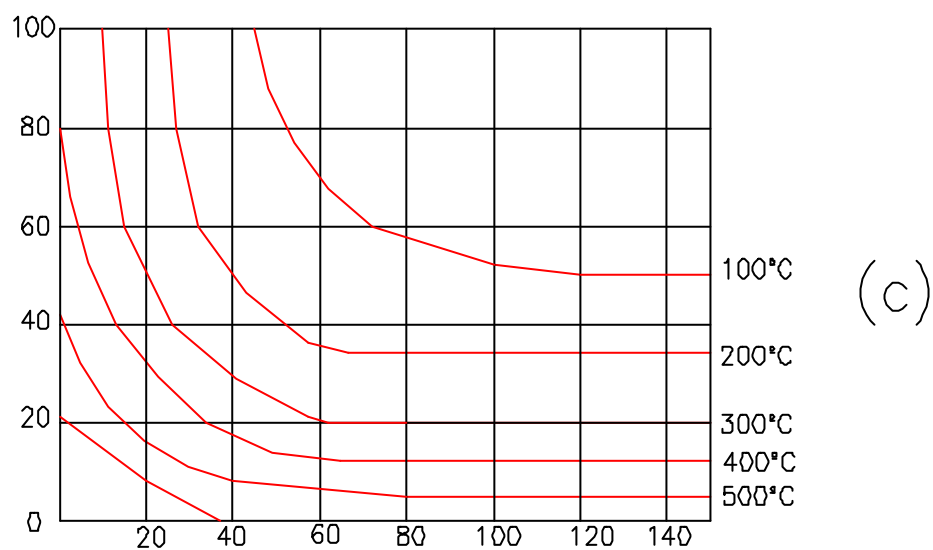
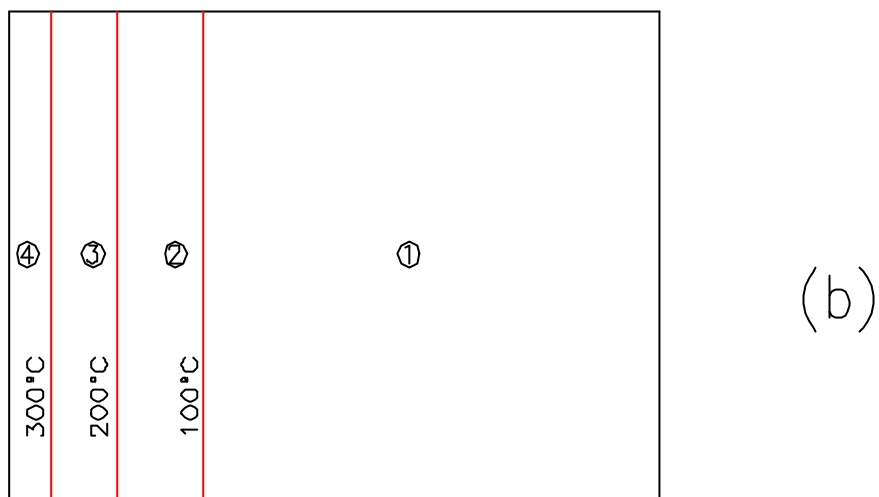
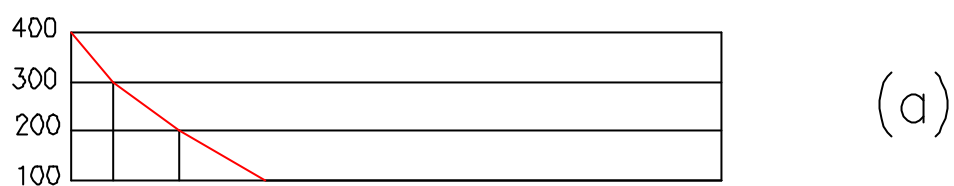


FIGURA 3.4 – Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 300/600mm$, para $t = 30min$, EUROCODE (1995) para (c)

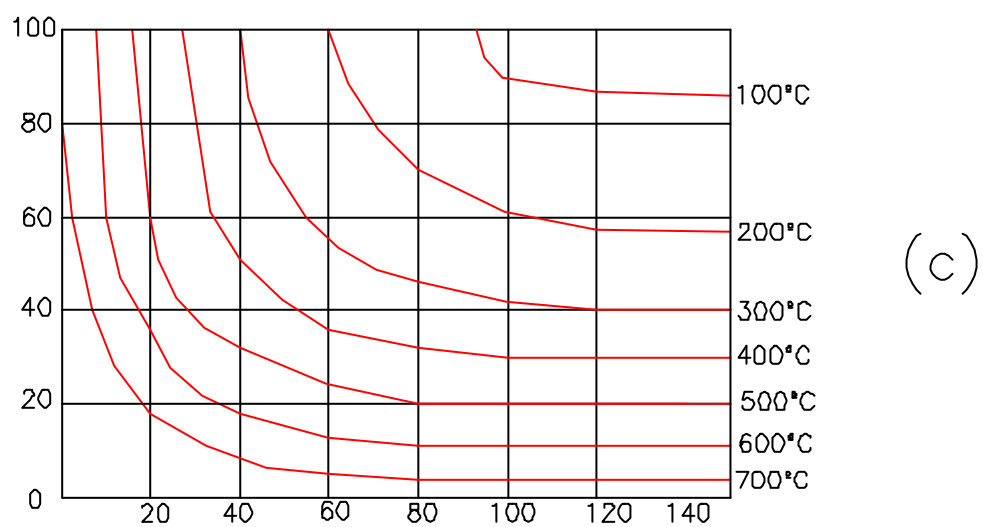
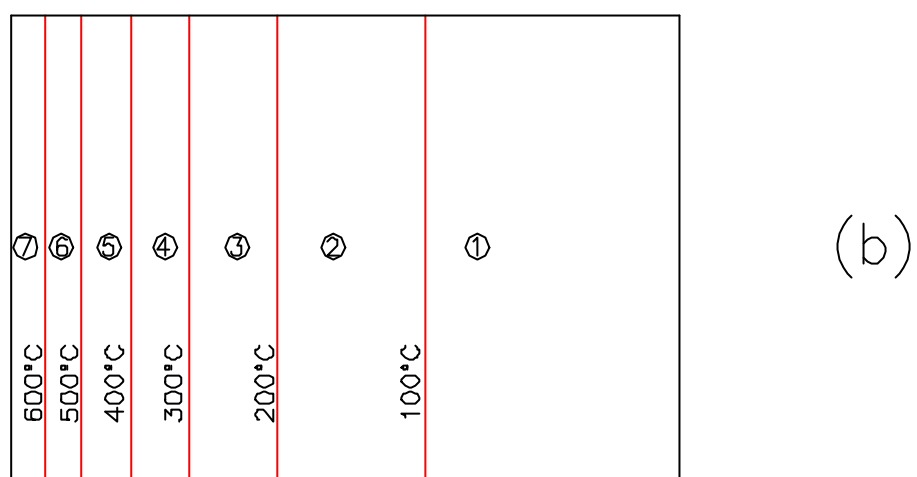
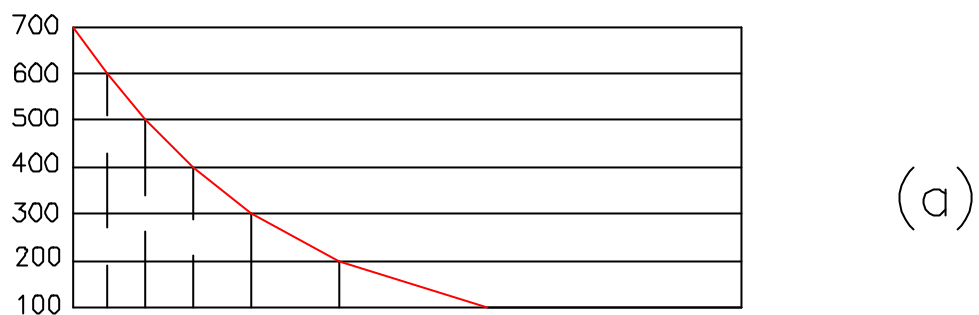


FIGURA 3.5 – Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 300/600mm$, para $t = 60\text{min}$, EUROCODE (1995) para (c)

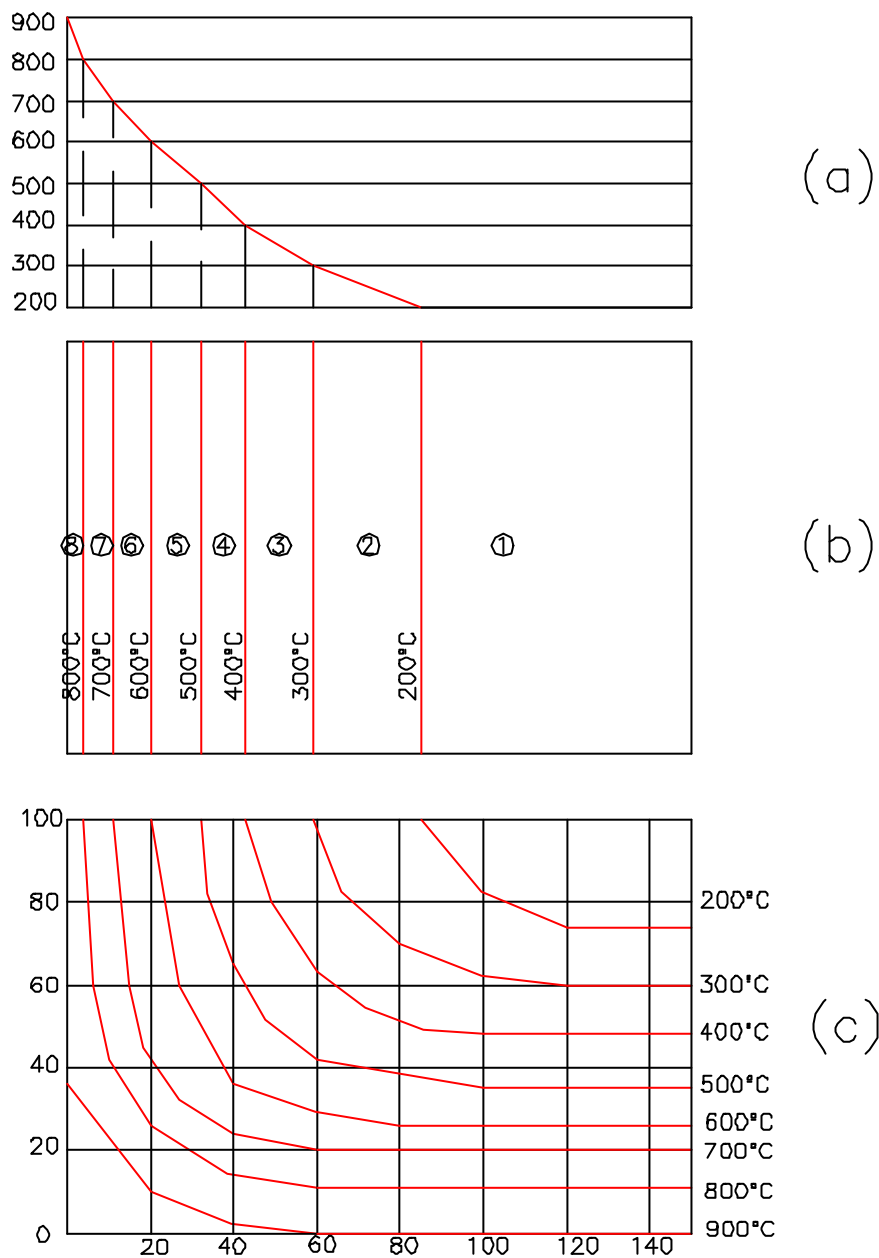


FIGURA 3.6 – Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 300/600mm$, para $t = 90min$, EUROCODE (1995) para (c)

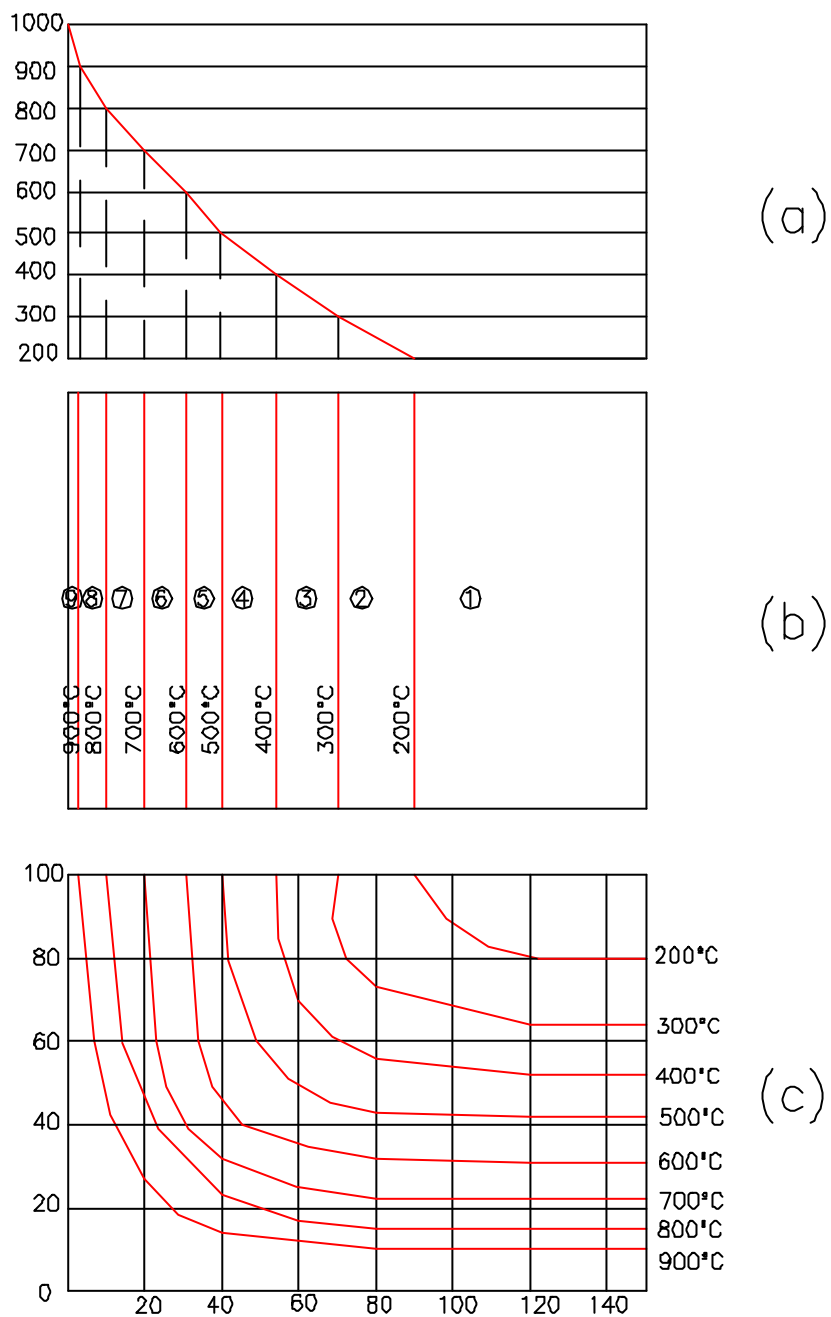


FIGURA 3.7 – Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 300/600mm$, para $t = 120\text{ min}$, EUROCODE (1995) para (c)

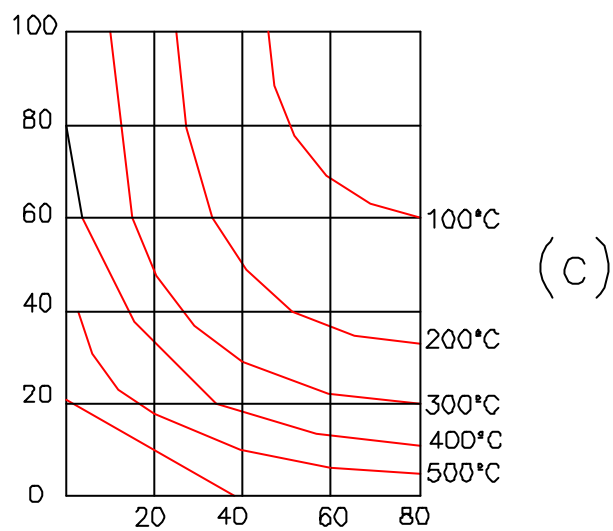
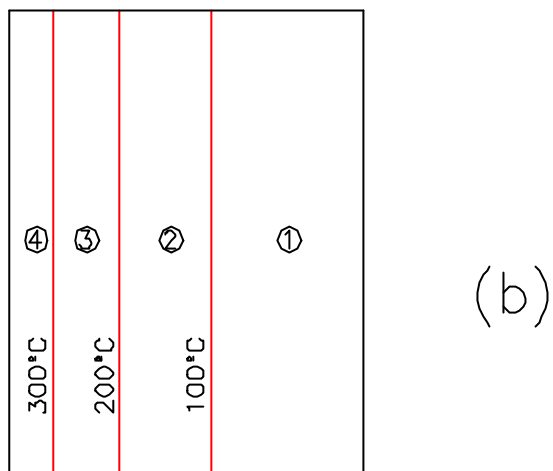
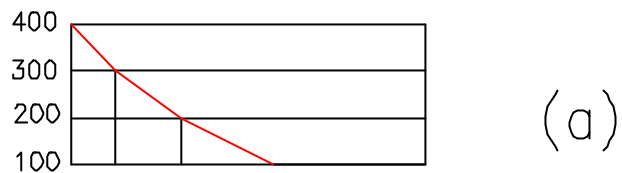
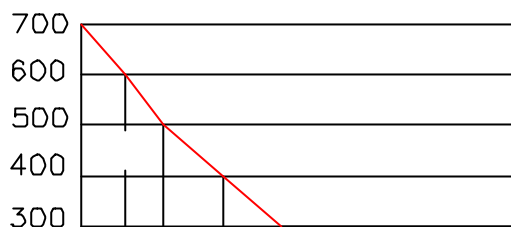
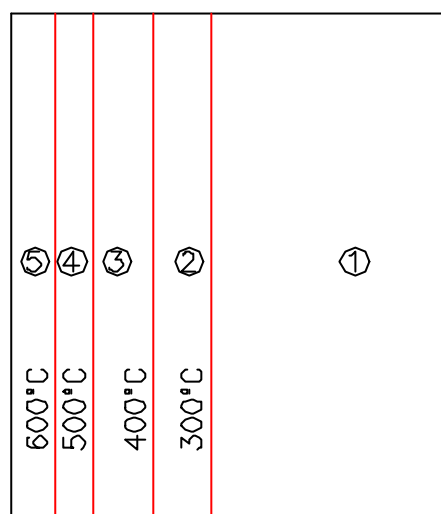


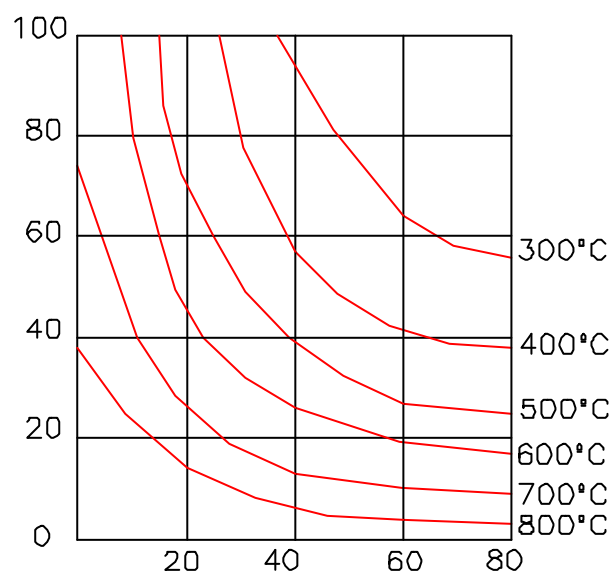
FIGURA 3.8 – Curva isotérmica – viga, rectangular, $b/h = 160/230\text{mm}$, para $t = 30\text{min}$, EUROCODE (1995) para(c)



(a)



(b)



(c)

FIGURA 3.9 – Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 160/230\text{mm}$, para $t = 60\text{min}$, EUROCODE (1995) para (c)

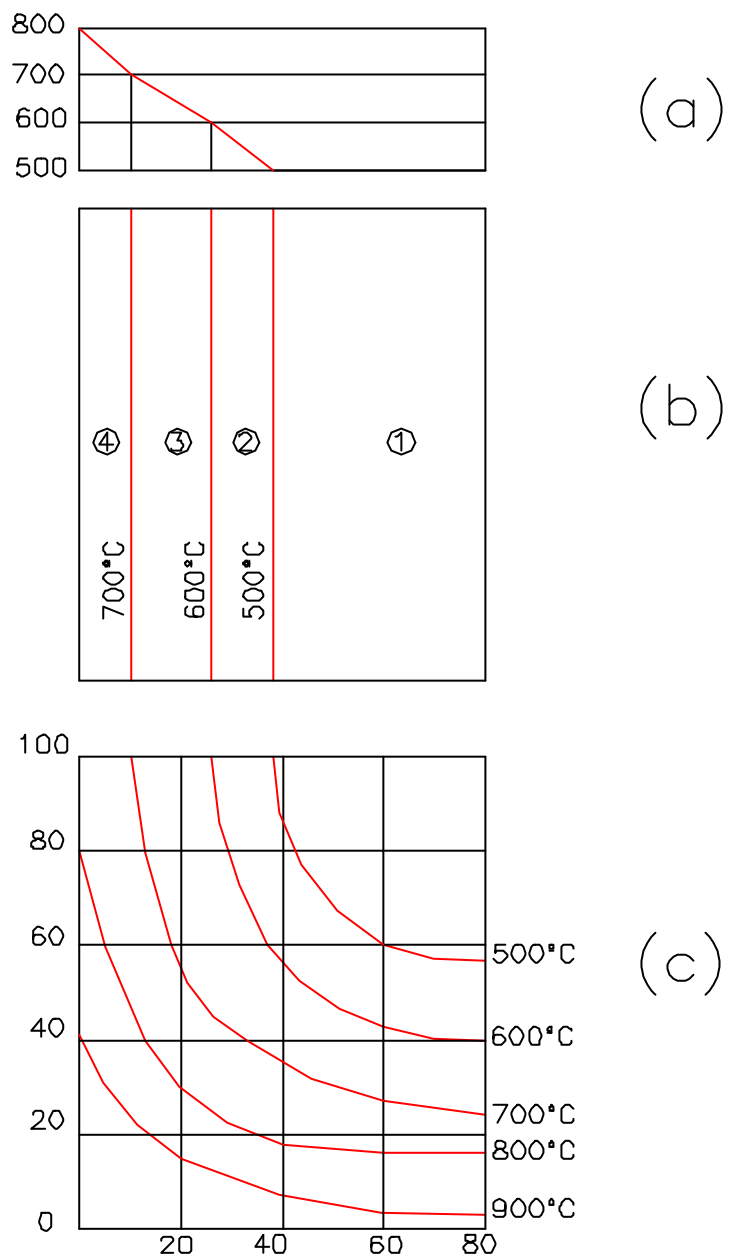


FIGURA 3.10 – Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 160/230mm$, para $t = 90min$, EUROCODE (1995) para (c)

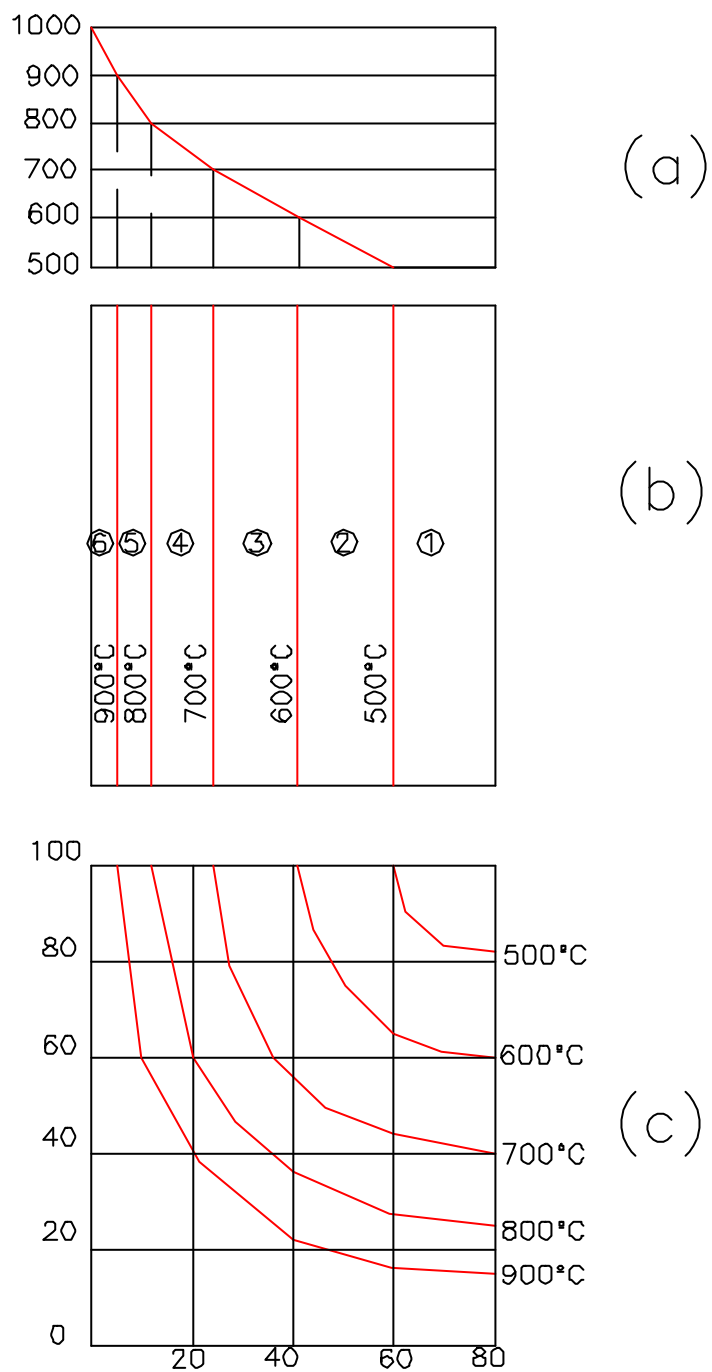


FIGURA 3.11 – Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 160/230\text{mm}$, para $t = 120\text{min}$, EUROCODE (1995) para (c)

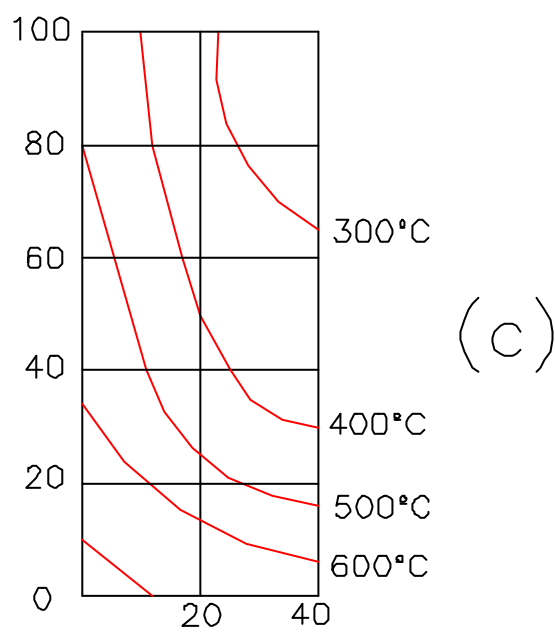
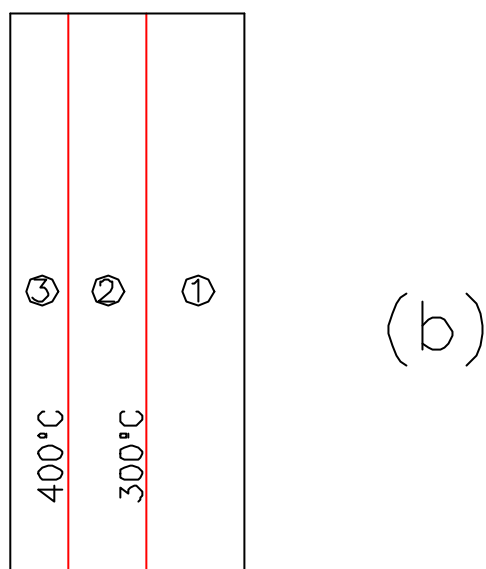
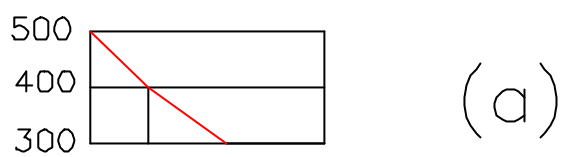


FIGURA 3.12 – Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 80/150\text{mm}$, para $t = 30\text{min}$, EUROCODE (1995) para (c)

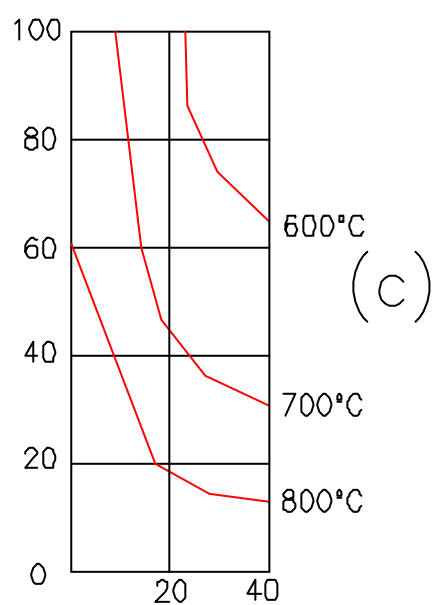
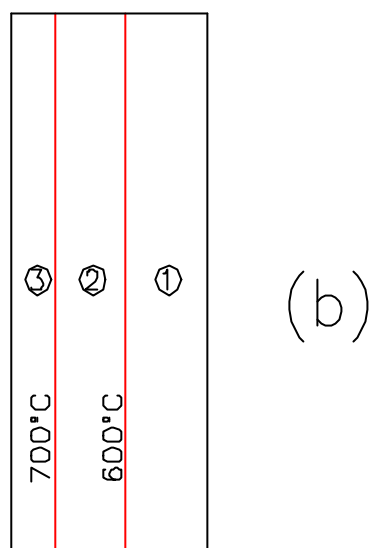
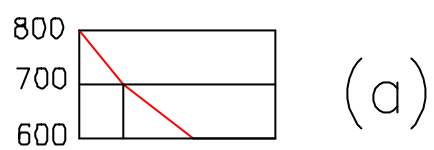


FIGURA 3.13 – Curva isotérmica – viga, retangular, $b/h = 80/150\text{mm}$, para $t = 60\text{min}$, EUROCODE (1995) para (c)

TABELA 3.1 – Fator de redução médio do concreto considerando as curvas isotérmicas das vigas, conforme EUROCODE (1995), agregado silicoso para incêndio normalizado ISO 834 com fogo nas três faces

SEÇÃO (cm ²)	TRRF (min)	k_{cm}
30x60	30	0,9745
	60	0,8887
	90	0,7836
	120	0,7309
16x40	30	0,9525
	60	0,7707
	90	0,5200
	120	0,4290
8x30	30	0,8250
	60	0,4020

O k_{cm} pode ser tabelado por ser constante para cada TRRF, já para o aço, o fator redutor depende do detalhamento da seção.

O k_{cm} é obtido através da resultante de compressão no concreto, calculada com as várias faixas verticais de temperatura, cada uma com respectivo fator redutor $k_c(q)$, que deve ser estaticamente equivalente a uma resultante única na área total comprimida com uma resistência média do concreto à compressão, dada pela Eq. (3.5).

$$f_{cm} = k_{cm} \cdot f_{ck} \quad (3.5)$$

em que:

f_{cm} = resistência reduzida à compressão do concreto submetido à ação do incêndio.

O coeficiente $k_s(\mathbf{q})$ – fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , é utilizado para a determinação do coeficiente médio k_{sm} , de acordo com a posição da armadura na seção transversal.

De forma análoga obtêm-se o fator k_{sm} médio de redução das resistências das armaduras de tração, obtido através da Eq. 3.6.

$$\sum A_{s_i} \cdot k_s(\mathbf{q})_i \cdot f_{yk} = k_{sm} \cdot f_{yk} \sum A_{s_i} \quad (3.6)$$

em que:

fator redutor de resistência do aço para a barra “ i ”, de área A_{s_i} , da armadura de tração que, conforme sua localização, estará submetida à temperatura \mathbf{q}_i .

f_{yk} = resistência característica do aço ao escoamento

O processo apresenta-se bastante simples para as vigas de momento fletor positivo, onde a ação do fogo atinge fortemente o aço, situado na parte inferior, sendo que o concreto solicitado à compressão localiza-se na parte superior da viga onde as curvas de temperatura são praticamente constantes e verticais. Assim, para o dimensionamento em situação de incêndio, basta fazer os cálculos para a seção transversal a 20°C, onde o concreto e o aço utilizados são reduzidos pelos fatores k_{cm} e k_{sm} , respectivamente, além dos coeficientes de ponderação específicos para situação de incêndio.

3.2.2 – VIGAS SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR NEGATIVO

Para momento fletor negativo com ação do fogo nas faces laterais e inferior, o estudo requer maior atenção, uma vez que o concreto que trabalha à compressão está exposto imediatamente às temperaturas mais elevadas, onde o ábaco de temperatura é curvo

sofrendo, portanto, uma redução maior nas suas propriedades mecânicas. A armadura principal de flexão se encontra na parte superior da viga, onde a determinação do k_{sm} é análoga ao do momento fletor positivo, bastando apenas locar as barras de aço na seção transversal, para se achar o k_{si} e, conseqüentemente, o k_{sm} .

Para o concreto, discretizou-se a viga com a mesma divisão dos ábacos de temperatura, ou seja, em camadas horizontais de 2 centímetros. Para cada camada calculou-se a resultante de compressão e o seu ponto de aplicação. Para o cálculo destas resultantes de compressão nas camadas de concreto foram retificadas as curvas de temperatura fornecidas pelo EUROCODE (1995) e cada faixa foi discretizada em elementos retangulares e triangulares, o que facilitou a determinação aproximada dos seus valores e respectivos pontos de aplicação.

A resultante em cada camada é dada pela Eq.3.7, a seguir:

$$Rcc_{camada} = \sum_{j=1}^n Ai_{(q)_j} \cdot k_{c(q)_j} \cdot f_{ci} \quad (3.7)$$

em que:

- n = número de áreas de temperaturas distintas, q , em cada camada
- $Ai_{(q)_j}$ = áreas dos elementos triangulares e retangulares submetidas à temperatura q em que foram discretizadas as áreas “ j ”
- f_{ci} = resistência de cálculo em situação de incêndio, análoga ao f_c

O ponto de aplicação da resultante de cada camada é obtido em função da base inferior da camada, pela Eq. (3.8), e mostrado nas TAB. 3.2 a TAB.3.4.

$$y_k = \frac{\sum_{j=1}^n Ai_{(q)_j} \cdot k_{c(q)_j} \cdot f_{ci} \cdot y_{i(q)_j}}{Rcc_k} \quad (3.8)$$

em que:

- k = camadas variando de 1 a 5 (total = 10cm); e
- $y_{i(q)_j}$ = ponto de aplicação da resultante na área “ i ” da faixa de temperatura q_j .

TABELA 3.2 – Viga 8x30cm². Valores de R_{cc} e seus respectivos pontos de aplicação nos 10cm inferiores da viga

TRRF (min)	CAMADA (cm)	R_{cc}	y_k (cm)
30	0 - 2	6,7607 f_c	1,13
	2 - 4	10,3201 f_c	1,04
	4 - 6	11,8692 f_c	1,06
	6 - 8	12,5662 f_c	1,01
	8 - 10	13,0718 f_c	1,02
60	0 - 2	1,5792 f_c	1,14
	2 - 4	3,3088 f_c	1,08
	4 - 6	4,9984 f_c	1,00
	6 - 8	5,9200 f_c	1,04
	8 - 10	6,7680 f_c	1,01

TABELA 3.3 – Viga 16x40cm². Valores de R_{CC} e seus respectivos pontos de aplicação nos 10cm inferiores da viga

TRRF (min)	CAMADA (cm)	R_{CC}	y_k (cm)
30	0 - 2	19,3236 f_c	1,07
	2 - 4	26,1641 f_c	1,01
	4 - 6	28,9332 f_c	0,98
	6 - 8	29,9450 f_c	0,97
	8 - 10	30,3740 f_c	1,00
60	0 - 2	6,8007 f_c	1,22
	2 - 4	15,4383 f_c	1,15
	4 - 6	20,7160 f_c	1,01
	6 - 8	23,2485 f_c	0,98
	8 - 10	24,3390 f_c	1,00
90	0 - 2	1,7729 f_c	1,43
	2 - 4	7,6041 f_c	1,03
	4 - 6	12,6296 f_c	1,12
	6 - 8	15,5660 f_c	1,02
	8 - 10	16,7068 f_c	1,00
120	0 - 3	0,2176 f_c	1,77
	2 - 4	3,0384 f_c	1,23
	4 - 6	7,2864 f_c	0,96
	6 - 8	10,7872 f_c	0,87
	8 - 10	13,008 f_c	1,03

TABELA 3.4 – Viga 30x60cm². Valores de R_{CC} e seus respectivos pontos de aplicação nos 10cm inferiores da viga

TRRF (min)	CAMADA (cm)	R_{CC}	y_k (cm)
30	0 - 2	40,0457 f_c	1,07
	2 - 4	51,2990 f_c	1,03
	4 - 6	56,4784 f_c	0,99
	6 - 8	58,0140 f_c	1,06
	8 - 10	58,3820 f_c	1,00
60	0 - 2	23,1262 f_c	0,91
	2 - 4	39,4788 f_c	1,04
	4 - 6	47,3949 f_c	1,01
	6 - 8	51,2190 f_c	1,00
	8 - 10	52,7155 f_c	1,01
90	0 - 2	7,1626 f_c	1,26
	2 - 4	26,0747 f_c	1,11
	4 - 6	38,0594 f_c	0,82
	6 - 8	44,0611 f_c	1,01
	8 - 10	46,3477 f_c	1,00
120	0 - 3	3,1618 f_c	1,58
	2 - 4	19,4022 f_c	1,07
	4 - 6	34,1885 f_c	1,05
	6 - 8	41,0671 f_c	1,02
	8 - 10	43,3747 f_c	1,00

$$Rcc_{k=1} = Rcc_{0-2} \quad (3.9)$$

Neste estudo, além de se obter a resultante de compressão do concreto e seu ponto de aplicação para cada camada, determinou-se a resultante total de compressão do concreto dos 10 centímetros inferiores da viga, bem como seu ponto de aplicação, conforme Eq. (3.10) e Eq. (3.11), ilustrado na FIG. 3.14 e TAB. 3.5.

$$Rcc_{0-10} = \sum_{k=1}^5 Rcc_k \quad (3.10)$$

$$y_{0-10} = \frac{\sum_{k=1}^5 Rcc_k [y_k + (k-1) 2]}{Rcc_{0-10}} \quad (3.11)$$

em que,

y_k É dado na Eq. (3.8) e nas TAB. 3.2 a TAB. 3.4.

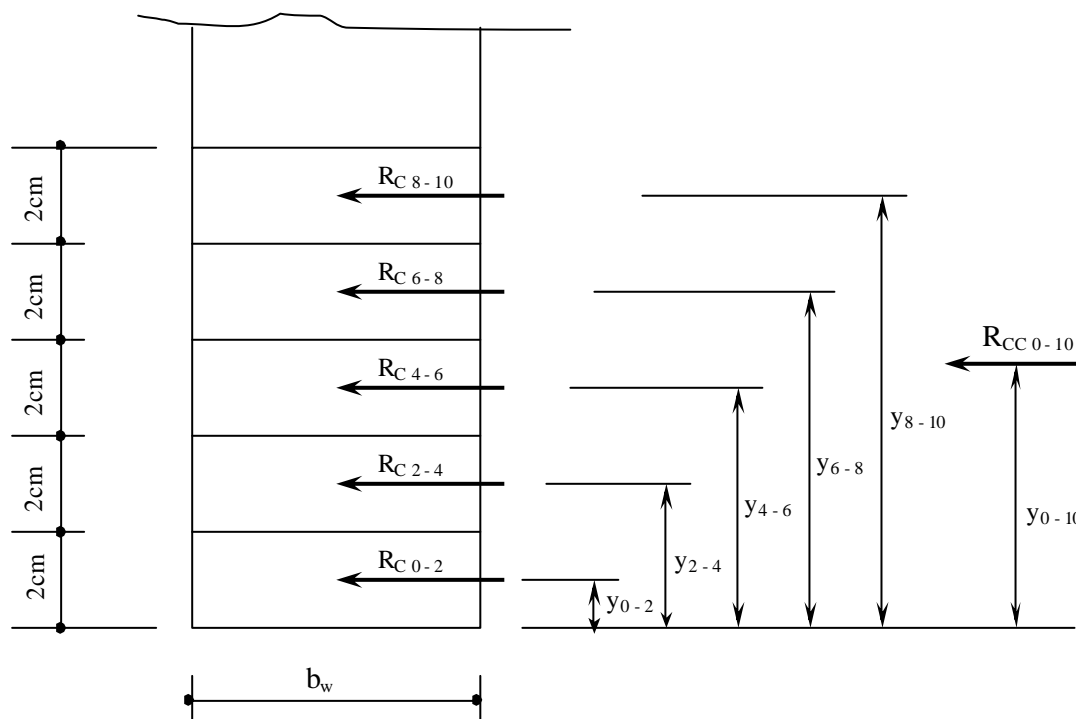


FIGURA 3.14 – Viga com indicação da Rcc e seu ponto de aplicação

TABELA 3.5 – Valores de R_{cc} e seus respectivos pontos de aplicação nos 10cm inferiores da viga

SEÇÃO (cm ²)	TRRF (min)	$R_{cc_{0-10}}$	y_{0-10} (cm)
8x30	30	54,5880 f_c	5,59
	60	22,5744 f_c	6,19
16x40	30	134,7399 f_c	5,38
	60	90,5425 f_c	5,99
	90	54,2794 f_c	6,44
	120	34,3376 f_c	6,93
30x60	30	264,2191 f_c	5,36
	60	213,9344 f_c	5,66
	90	161,7055 f_c	6,18
	120	141,1943 f_c	6,49

Estas resultantes foram obtidas para vigas de seção transversal de 8x30cm², 16x40cm² e 30x60cm², já extrapoladas em relação aos ábacos de curvas isotérmicas do EUROCODE (1995).

Ressalta-se o caráter aproximado deste estudo, podendo ser extrapolado para alturas de vigas diferentes das estudadas, tendo em vista que resultantes do concreto nos 10cm inferiores da viga se mantêm constantes para a mesma largura.

Para se obter valores mais precisos seria necessário a determinação de curvas isotérmicas para cada seção específica conforme apresentado por FIGUEIREDO (2002).

3.3 – LAJES

Para o estudo das lajes, adotou-se como referência a TAB. 3.6, contida na NBR 14323 (1999), que trata da variação da temperatura da peça em relação à sua altura, com fogo na face inferior da laje e, a partir daí determinou-se o equilíbrio dos esforços externos com as resistências internas.

TABELA 3.6- Variação de temperatura na altura das lajes de concreto, NBR 14323 (1999)

Fatia j	Altura y (mm)	TEMPERATURA q_c [°C] APÓS UM TEMPO DE DURAÇÃO DO INCÊNDIO, EM MINUTOS, DE					
		30	60	90	120	180	240
1	≤5	535	705	754	754	754	754
2	5 a 10	470	642	738	754	754	754
3	10 a 15	415	581	681	754	754	754
4	15 a 20	350	525	627	697	754	754
5	20 a 25	300	469	571	642	738	754
6	25 a 30	250	421	519	591	689	740
7	30 a 35	210	374	473	542	635	700
8	35 a 40	180	327	428	493	590	670
9	40 a 45	160	289	387	454	549	645
10	45 a 50	140	250	345	415	508	550
11	50 a 55	125	200	294	369	469	520
12	55 a 60	110	175	271	342	430	495
13	60 a 80	80	140	220	270	330	395
14	≥ 80	60	100	160	210	260	305

NOTA:

1 – No caso de laje maciça de concreto, a altura h_{ef} é igual à espessura da laje t_r .

Face inferior aquecida da laje maciça ou com forma de aço.

Para lajes de concreto, a NBR 14323 (1999) apresenta o seguinte:

- as prescrições podem ser usadas para lajes de concreto de densidade normal, maciças ou com forma metálica incorporada com nervuras reentrantes ou trapezoidais, que obedecem ao critério de isolamento térmico;
- a distribuição de temperatura pode ser tomada constante ao longo da largura efetiva \underline{b} da laje de concreto; e
- a variação de temperatura na altura da laje de concreto deve ser obtida da TAB. 3.6, dividindo-se a altura da laje em um máximo de 14 fatias.

Segundo ALVA (2000), em situação de incêndio, a temperatura do concreto na face contrária à exposição do fogo não é significativamente afetada pela espessura da laje, isto é observado na TAB. 3.6 em que, para alturas superiores a 8 centímetros, a temperatura varia de 60 a 210°C para os TRRF até 120 minutos. Como é conhecido, o fator de redução de resistência do concreto $k_c(\mathbf{q}) = 1$, até $\theta = 100^\circ\text{C}$ e $k_c(\mathbf{q}) = 0,92667$ para $\theta = 210^\circ\text{C}$, o que implica em reduções pequenas para as lajes que normalmente têm espessuras superiores a 8 centímetros.

Ressalta-se que o EUROCODE (1995) apresenta também um ábaco com a variação de temperatura para TRRF de 30min a 240min para lajes de espessuras de 20cm e 60cm, dimensões estas que, de modo geral, superam as praticadas no Brasil. Por esta razão, optou-se por se trabalhar com a TAB. 3.6, transcrita da NBR 14323 (1999), por atender uma gama maior de espessuras de lajes que caracterizam melhor a realidade brasileira.

No trabalho, a laje em estudo está submetida à flexão simples com armação na face inferior, ou seja, momento fletor positivo. Considerando-se que o fogo atua nesta face, onde se têm as mais altas temperaturas, esta se configura a situação mais desfavorável. Não foi estudada a situação de momento fletor negativo, em que a armadura está na face superior e, neste caso, devido às alturas usualmente adotadas para as lajes, a resistência da armadura praticamente não sofrerá redução.

Adotou-se para este estudo os cobrimentos listados a seguir:

- $c = 0,5\text{cm}$ - conforme NBR 6118 (1980)
- $c = 1,5\text{cm}$ - conforme NBR 6118 (1980)
- $c = 2,0\text{cm}$ - conforme NBR 6118 (2003)
- $c = 2,5\text{cm}$ - conforme NBR 6118 (2003)

Para a obtenção do $k_s(\mathbf{q})$, posicionou-se a armação na laje e através da TAB. 3.6 encontrou-se a temperatura θ da barra e, conseqüentemente, com as Eq. (2.10) a Eq. (2.12), foi determinado o fator de redução para o aço. Este fator $k_s(\mathbf{q})$ será empregado para a redução do R_{ST} (resultante de tração da armadura).

O $k_c(\mathbf{q})$ é encontrado diretamente pelas Eq.(2.14) a Eq. (2.17) depois de se determinar a temperatura θ na TAB. 3.6, através da altura da laje.

A partir destes parâmetros determinados e aplicando-se os coeficientes de ponderação para a situação de incêndio, já especificado anteriormente, determina-se o momento resistente para esta situação de acordo com os TRRF.

3.4 - PILARES

A partir de um pilar de concreto armado à compressão centrada, em que a armadura existente é dimensionada à temperatura de 20°C para uma força normal, de acordo com o comprimento de flambagem, o fck e o tipo de aço especificado, faz-se a verificação da força normal resistente em situação de incêndio partindo-se das curvas isotérmicas encontradas na literatura específica.

Ao observar as curvas isotérmicas, FIG. 3.15 a FIG.3.18, de cada TRRF do pilar que recebe fogo nas quatro faces, percebe-se que a deteriorização do concreto diminui até o centro do pilar. Sendo assim, calcula-se os valores de cada área para as diversas temperaturas e considera-se os valores de redução k_c para o concreto fornecido pelo ANEXO B da NBR 6118 (2001) ou pelo EUROCODE (1995), para cada temperatura θ .

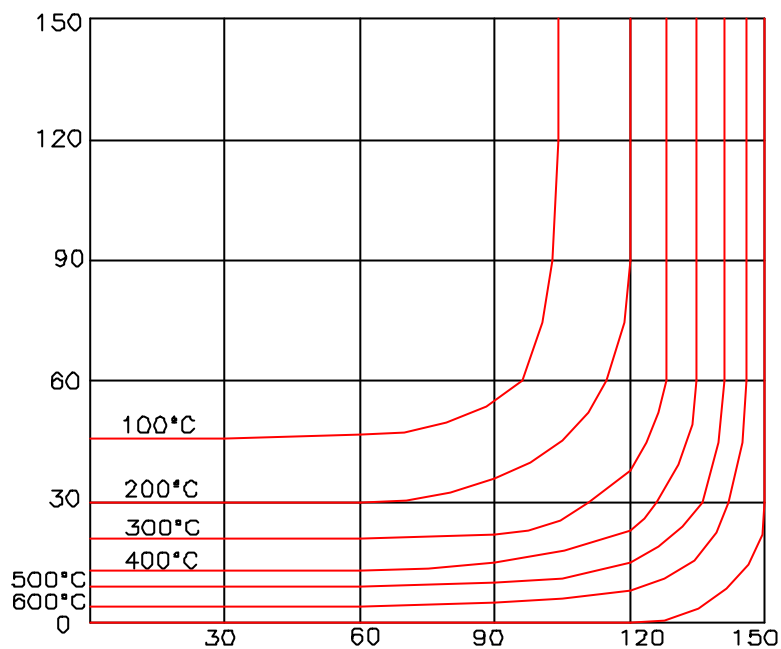


FIGURA 3.15 – Isotérmicas para pilar quadrado, $30 \times 30 \text{cm}^2$, agregado silicoso, com fogo nas quatro faces, para $t = 30 \text{min}$, segundo NEVES (1993)

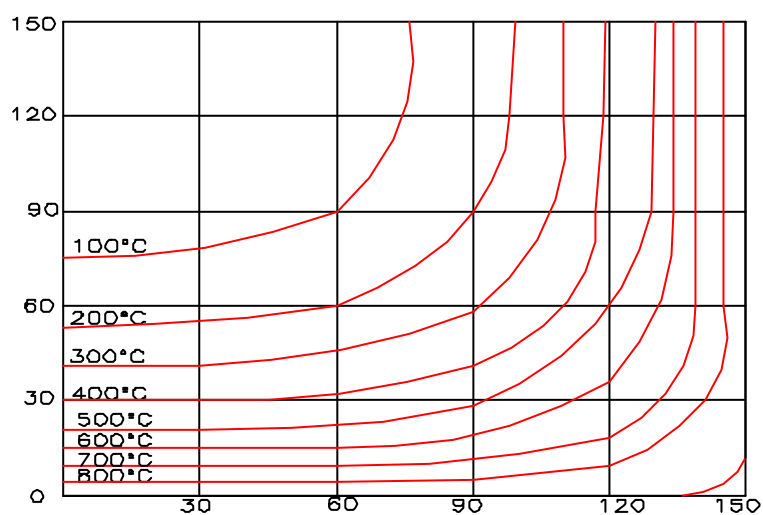


FIGURA 3.16 – Isotérmicas para pilar quadrado, $30 \times 30 \text{cm}^2$, agregado silicoso, com fogo nas quatro faces, para $t = 60 \text{min}$, segundo NEVES (1993)

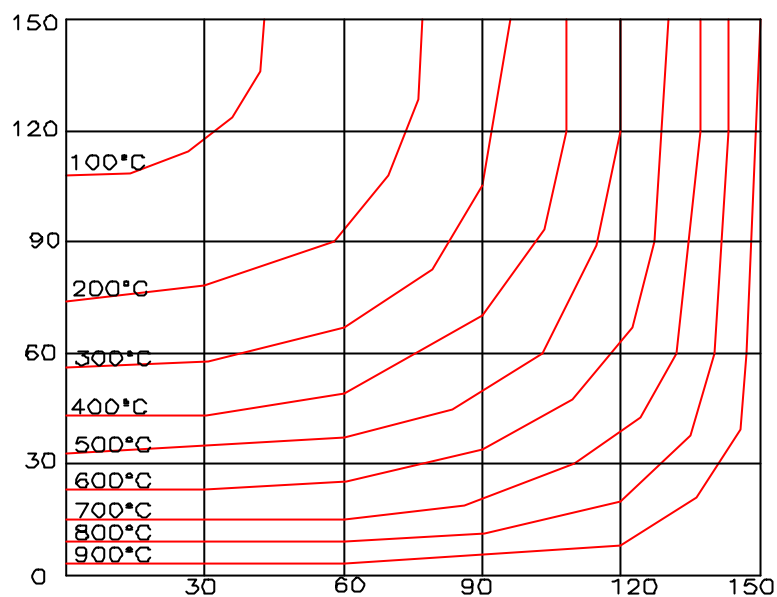


FIGURA 3.17 – Isotérmicas para pilar quadrado, $30 \times 30 \text{cm}^2$, agregado silicoso, com fogo nas quatro faces, para $t = 90 \text{min}$, segundo NEVES (1993)

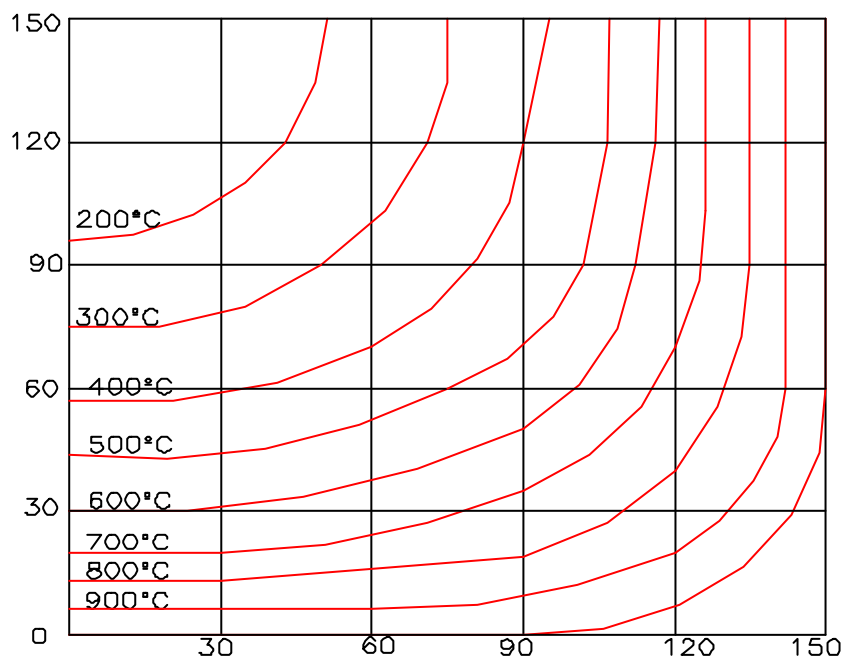


FIGURA 3.18 – Isotérmicas para pilar quadrado, $30 \times 30 \text{cm}^2$, agregado silicoso, com fogo nas quatro faces, para $t = 120 \text{min}$, segundo NEVES (1993)

Assim, calcula-se a área reduzida para os diversos tipos de TRRF e o fator redutor de área k_a será o apresentado na Eq. (3.12) e na TAB. 3.7:

$$k_a = \frac{\sum A_{ci} \cdot k_c(q)_i}{A_c} \quad (3.12)$$

em que:

A_{ci} = área da seção transversal submetida à temperatura q_i ;

$A_c = \sum A_{ci}$ = área total da seção transversal do pilar;

$k_c(q)_i$ = fator redutor da resistência à compressão a uma temperatura q_i .

TABELA 3.7 – Valores de k_a para pilar de 30x30cm²

SEÇÃO 30x30cm²				
TRRF (min)	30	60	90	120
k_a	0,8810	0,7270	0,6250	0,6171

Para o cálculo da resultante da força de compressão do pilar em situação de incêndio, pode-se reduzir tanto a resistência à compressão do concreto quanto a área da seção transversal. No caso em estudo, optou-se pela redução da área de concreto.

Os coeficientes de ponderação de resistência dos materiais e das ações para a situação de incêndio são os mesmos especificados para as vigas e lajes.

A força normal resistente em situação de incêndio devida aos TRRF é obtida com a área do pilar reduzida pelo coeficiente k_a , com a resistência de cálculo do concreto em situação de incêndio e com a resistência do aço reduzida em função da temperatura a

que cada barra estará exposta. Esta nova resistência do aço é determinada locando-se as barras no ábaco de temperaturas e considerando os valores de redução para o aço, k_s .

3.5 – RESISTÊNCIA FINAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Conforme será visto no Capítulo 4, pode acontecer que em situação de incêndio, para os primeiros TRRF, a resistência da peça seja superior àquela apresentada a temperatura ambiente. Isto se deve aos coeficientes de ponderação da resistência dos materiais em situação de incêndio serem menores que os aplicados em temperatura ambiente, além do fato que, para os primeiros TRRF, os fatores de redução das resistências devido às altas temperaturas, ainda não compensarem o acréscimo de resistência da peça devido aos coeficientes de ponderação.

Em função do exposto, a NBR 14323 (1999), no seu parágrafo 8.2.3, prescreve “a resistência de cálculo em situação de incêndio, $R_{fi,d}$, determinada em 8.4, não pode ser tomada com valor superior à resistência de cálculo à temperatura ambiente”. Espera-se, também, que quando o ANEXO B da NBR 6118 (2001) se transformar em uma norma específica para o dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio, esta prescrição mereça, necessariamente, o mesmo destaque.

4

APLICAÇÕES NUMÉRICAS

4.1 - GENERALIDADES

Apresenta-se neste capítulo, para melhor entendimento do método simplificado, alguns exemplos numéricos de peças usuais de concreto armado, isto é, vigas, lajes e pilares em situação de incêndio, para os TRRF variando de 30 a 120 minutos, cujos desenvolvimentos tiveram como base o EUROCODE (1995) e o ANEXO B da NBR 6118 (2001). Ressalta-se que o procedimento de cálculo seguido está descrito no CAP. 3.

Todo o trabalho é apresentado em tabelas, que possibilita uma visão geral do comportamento estrutural das peças de concreto armado e permite comparações importantes dos esforços resistentes em situação de incêndio para os diversos TRRF.

Observa-se que os coeficientes de ponderação para o dimensionamento das peças de concreto armado em temperatura ambiente (20°C) são os determinados pela NBR 8681 (1984), ou seja, $\gamma_S = 1,15$; $\gamma_C = 1,4$ e $\gamma_F = 1,4$. Para a situação de incêndio adotou-se os descritos anteriormente.

4.2 – VIGAS

Para a determinação dos esforços resistentes em vigas em situação de incêndio considerou-se vigas com seções distintas de 30x60cm², 16x40cm² e 8x30cm², considerando as hipóteses de momento fletor positivo e momento fletor negativo. Para cada situação estudada obteve-se uma tabela para os esforços resistentes, com base nas proposições do EUROCODE (1995) e ANEXO B da NBR 6118 (2001).

4.2.1 – VIGAS SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR POSITIVO

Foram estudados três exemplos de vigas em concreto armado com momento fletor positivo, com seções transversais de 30x60cm², 16x40cm² e 8x30cm², com $f_{ck} = 20\text{MPa}$ e aço CA50. Os cobrimentos considerados, a armadura e o momento de serviço estão especificados a seguir. Para o posicionamento das barras de aço, assim como para a determinação da altura útil das vigas, adotou-se o diâmetro mínimo recomendado para os estribos de 5,0mm.

– SEÇÃO 30x60cm²

$$M_{SERV} = 8000\text{kN.cm}$$

$$c = 1,5\text{cm} \quad d_{adot} = 57\text{cm} \quad As_{cal} = 4,75\text{cm}^2 \quad As_{EXIS} = 5\text{cm}^2 (4\emptyset 12,5\text{mm}) \quad d_{real} = 57,375\text{cm}$$

$$c = 2,5\text{cm} \quad d_{adot} = 56\text{cm} \quad As_{cal} = 4,85\text{cm}^2 \quad As_{EXIS} = 5\text{cm}^2 (4\emptyset 12,5\text{mm}) \quad d_{real} = 56,375\text{cm}$$

$$c = 3,0\text{cm} \quad d_{adot} = 56\text{cm} \quad As_{cal} = 4,85\text{cm}^2 \quad As_{EXIS} = 5\text{cm}^2 (4\emptyset 12,5\text{mm}) \quad d_{real} = 55,875\text{cm}$$

– SEÇÃO 16x40cm²

$$M_{SERV} = 4000\text{kN.cm}$$

$$c = 1,5\text{cm} \quad d_{adot} = 37\text{cm} \quad As_{cal} = 3,95\text{cm}^2 \quad As_{EXIS} = 4,10\text{cm}^2 (2\emptyset 12,5\text{mm} + 2\emptyset 10,0\text{mm}) \quad d_{real} = 37,375\text{cm}$$

$$c = 2,5\text{cm} \quad d_{adot} = 36\text{cm} \quad As_{cal} = 4,10\text{cm}^2 \quad As_{EXIS} = 4,50\text{cm}^2 (2\emptyset 12,5\text{mm} + 1\emptyset 16,0\text{mm}) \quad d_{real} = 36,375\text{cm}$$

$$c = 3,0\text{cm} \quad d_{adot} = 36\text{cm} \quad As_{cal} = 4,10\text{cm}^2 \quad As_{EXIS} = 4,50\text{cm}^2 \quad d_{real} = 35,875\text{cm}$$

$$(2\emptyset 12,5\text{mm} + 1\emptyset 16,0\text{mm})$$

– SEÇÃO 8X30cm²

$$M_{SERV} = 500\text{kN.cm}$$

$$c = 1,5\text{cm} \quad d_{adot} = 27\text{cm} \quad As_{cal} = 0,63\text{cm}^2 \quad As_{EXIS} = 1\text{cm}^2 (8\emptyset 8,0\text{mm}) \quad d_{real} = 27,6\text{cm}$$

A seguir, apresentam-se os momentos resistentes obtidos considerando as alturas úteis reais.

$$c = 1,5\text{cm} \quad d_{real} = 57,375\text{cm} \quad As_{EXIS} = 5\text{cm}^2 \quad M_{RESIST} = 8446\text{kN.cm}$$

$$c = 2,5\text{cm} \quad d_{real} = 56,375\text{cm} \quad As_{EXIS} = 5\text{cm}^2 \quad M_{RESIST} = 8291\text{kN.cm}$$

$$c = 3,0\text{cm} \quad d_{real} = 55,875\text{cm} \quad As_{EXIS} = 5\text{cm}^2 \quad M_{RESIST} = 8213\text{kN.cm}$$

$$c = 1,5\text{cm} \quad d_{real} = 37,375\text{cm} \quad As_{EXIS} = 4,10\text{cm}^2 \quad M_{RESIST} = 4175\text{kN.cm}$$

$$c = 2,5\text{cm} \quad d_{real} = 36,375\text{cm} \quad As_{EXIS} = 4,50\text{cm}^2 \quad M_{RESIST} = 4380\text{kN.cm}$$

$$c = 3,0\text{cm} \quad d_{real} = 35,875\text{cm} \quad As_{EXIS} = 4,50\text{cm}^2 \quad M_{RESIST} = 4310\text{kN.cm}$$

$$c = 1,5\text{cm} \quad d_{real} = 27,6\text{cm} \quad As_{EXIS} = 1\text{cm}^2 (4\emptyset 12,5\text{mm}) \quad M_{RESIST} = 788\text{kN.cm}$$

As FIG. 4.1 a FIG. 4.26 referem-se à locação da armadura existente de cada viga estudada nos ábacos representantes das curvas isotérmicas que serviram como base do trabalho.

A partir do detalhamento da viga a 20°C e conhecida a locação das barras na seção da viga, determinou-se para cada TRRF a temperatura θ de cada barra \emptyset e seu valor $k_s(\mathbf{q})$ respectivo, conforme Eq. (2.10) à Eq. (2.12). Assim, foi determinado o valor médio k_{sm} .

Para o k_{cm} , adotou-se o valor determinado na TAB.3.1, uma vez que este valor para momento positivo é constante para cada TRRF. Determinou-se o valor do momento interno resistente de cálculo, M_d , através da Eq. (3.1), em que R_{cc} é determinado em função da temperatura, como apresentado na Eq. (4.1).

$$R_{cc} = f_c \cdot b \cdot y \cdot k_{cm} \quad (4.1)$$

em que:

$y = 0,8x$ = profundidade da linha neutra para o diagrama retangular de tensões no concreto

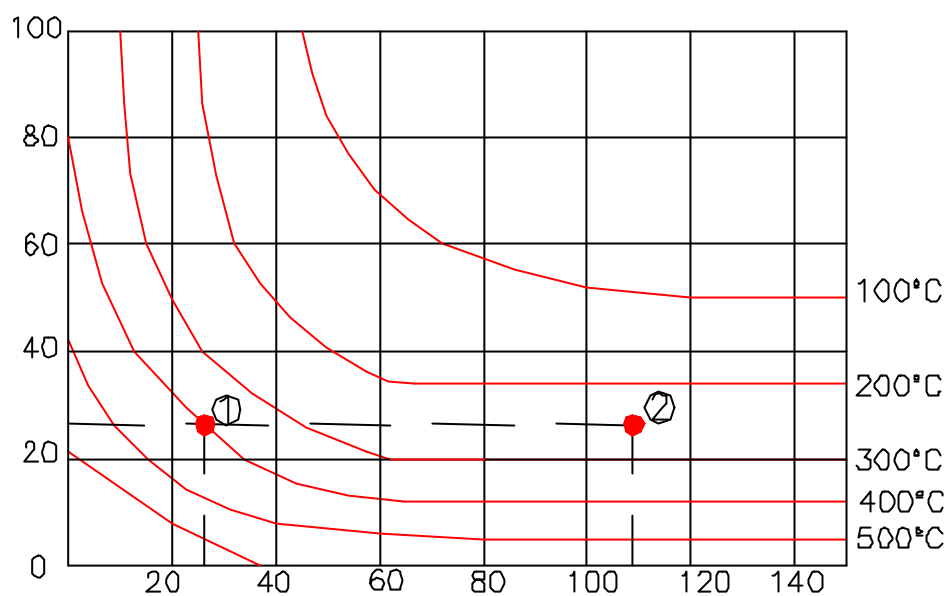


FIG. 4.1 – Localização da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 30min

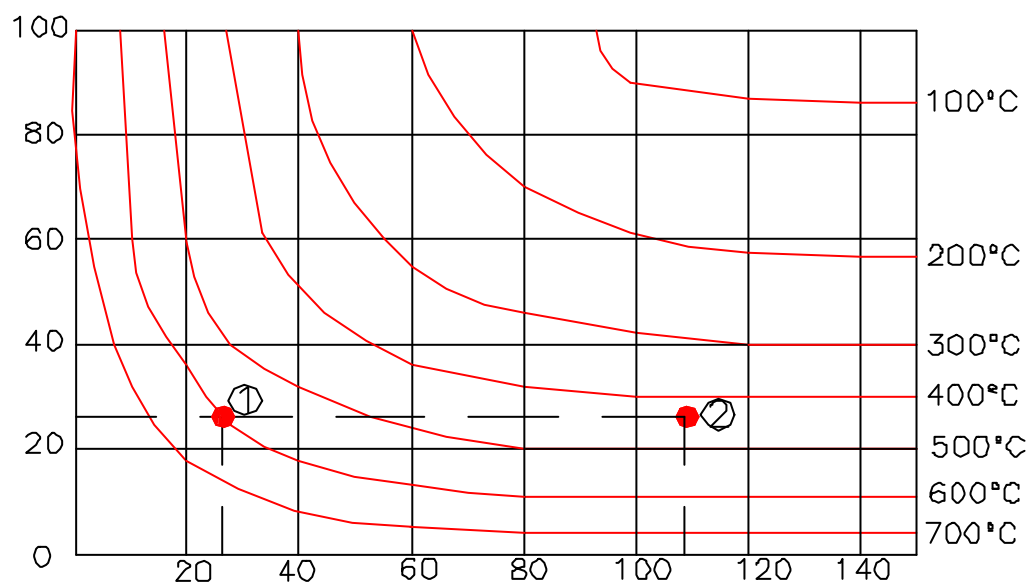


FIG. 4.2 – Localização da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 60min

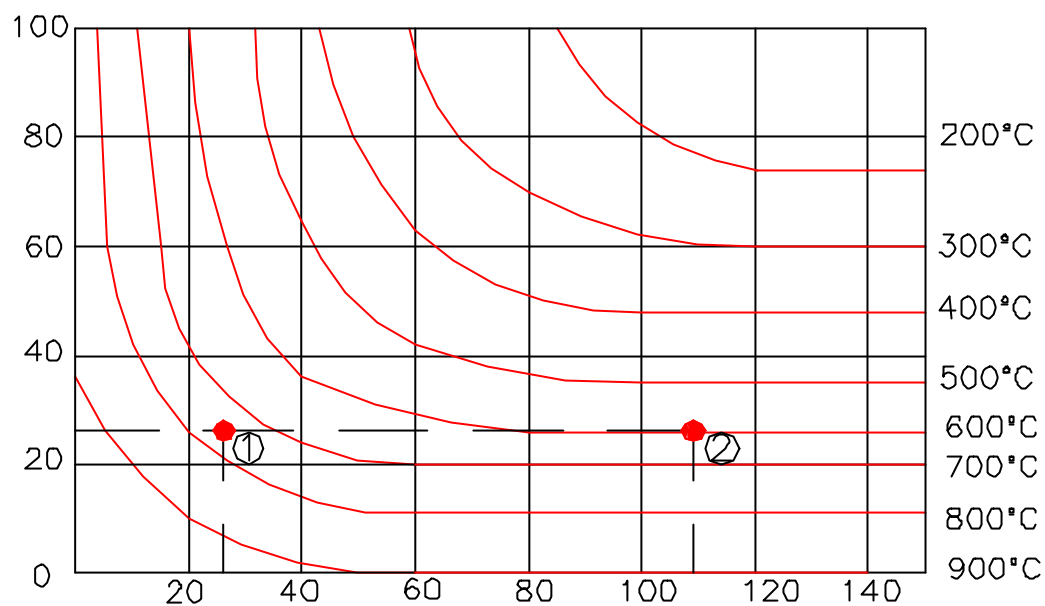


FIG. 4.3 – Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 90min

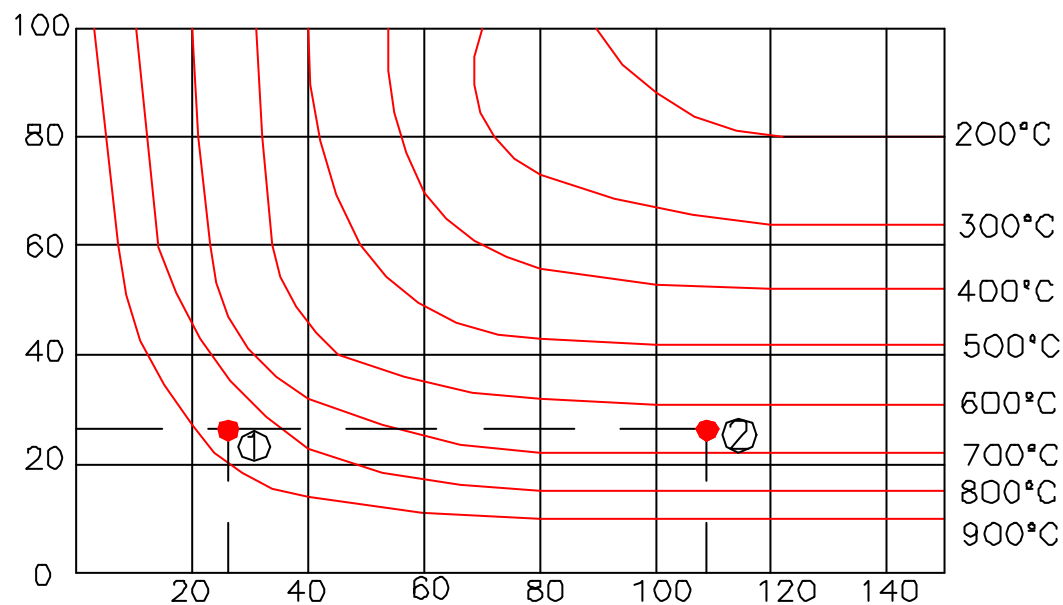


FIG. 4.4 – Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 120min

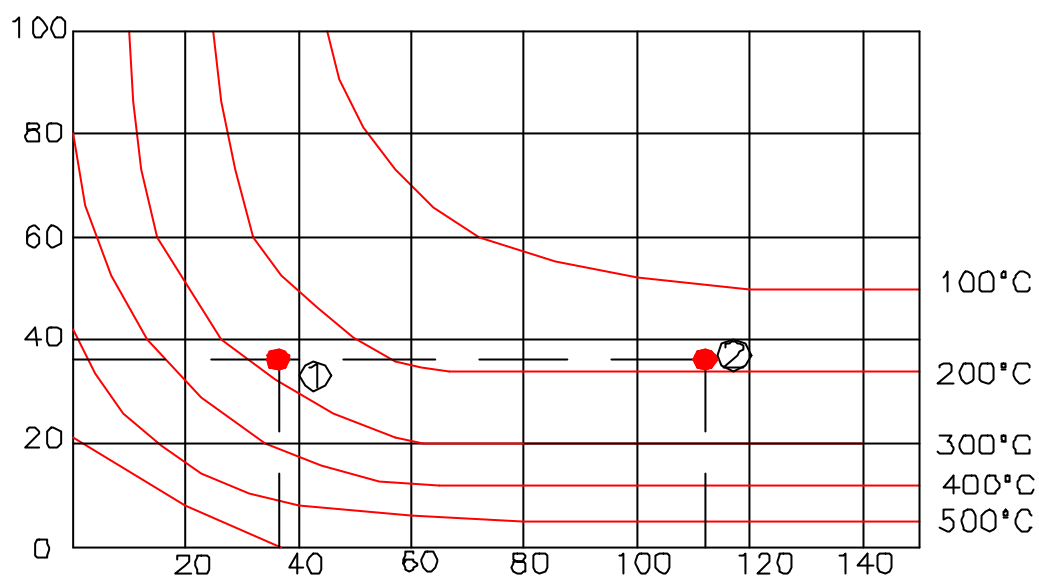


FIG. 4.5 – Locação da armadura da viga 30x60cm², $c = 2,5$ cm para TRRF = 30min

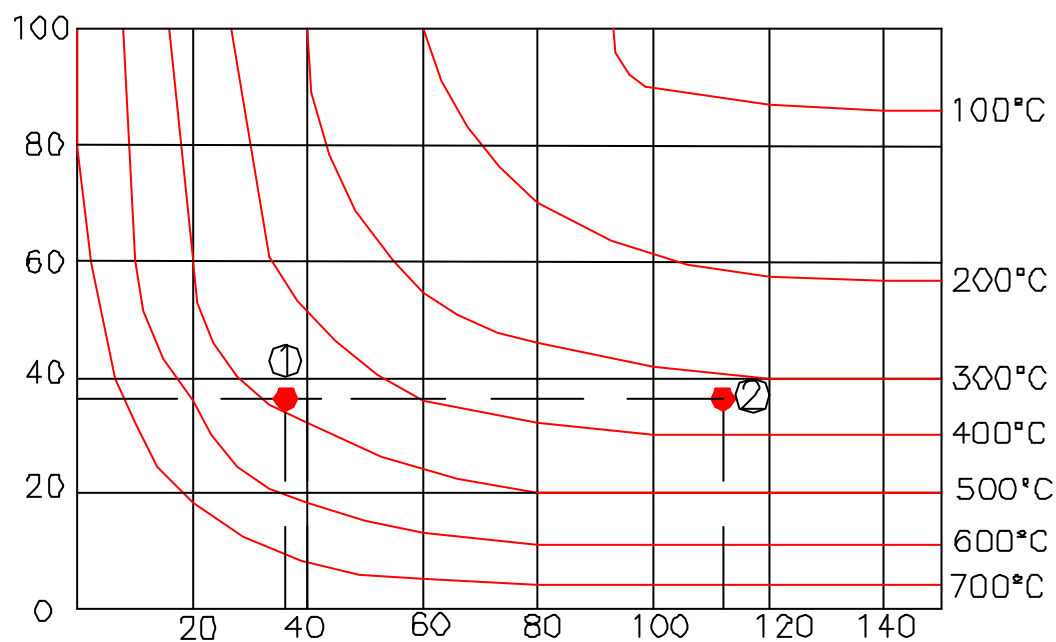


FIG. 4.6 – Locação da armadura da viga 30x60cm², $c = 2,5$ cm para TRRF = 60min

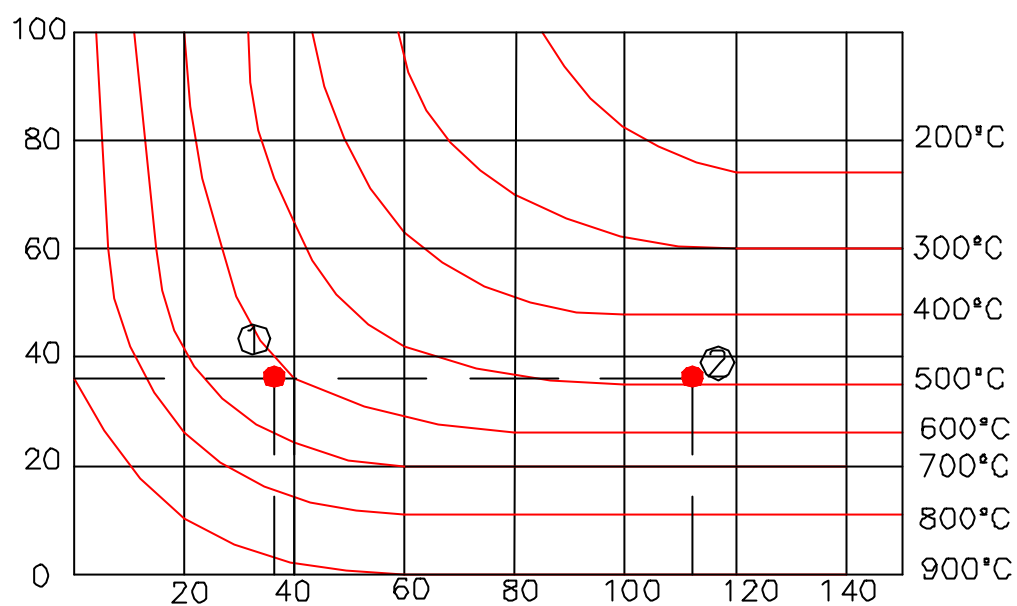


FIG. 4.7 – Localização da armadura da viga 30x60cm², $c = 2,5\text{cm}$ para TRRF = 90min

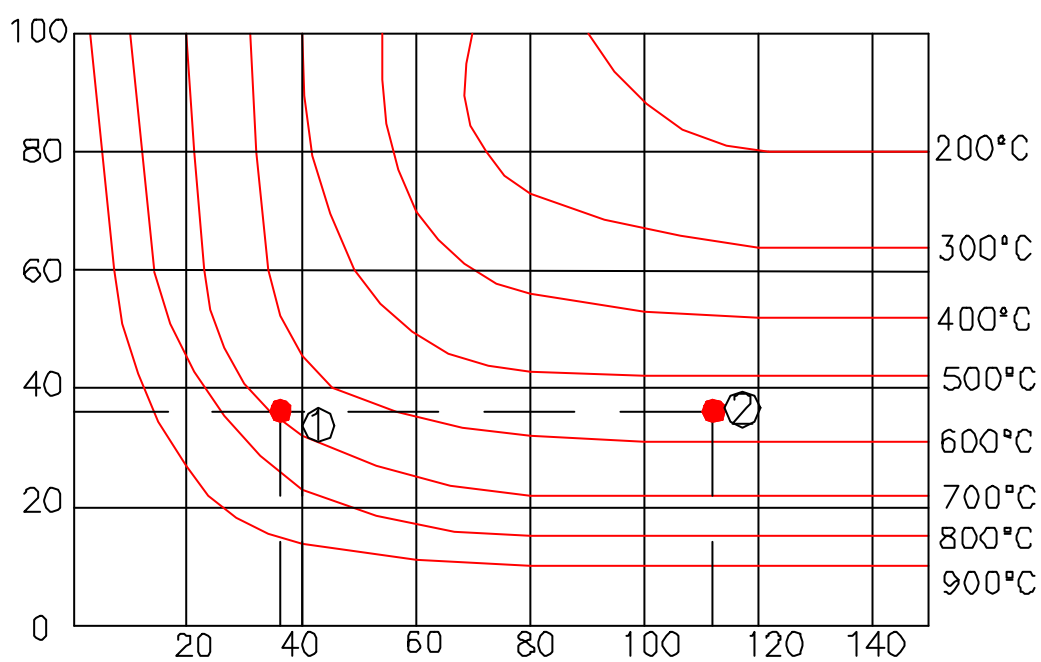


FIG. 4.8 – Localização da armadura da viga 30x60cm², $c = 2,5\text{cm}$ para TRRF = 120min

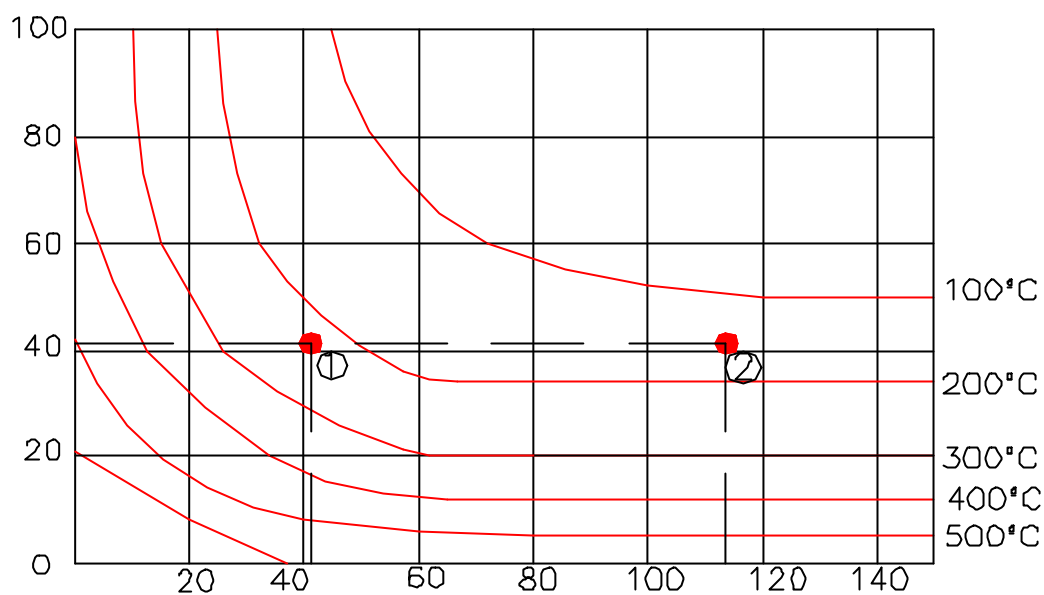


FIG. 4.9 – Localização da armadura da viga 30x60cm², $c = 3,0\text{cm}$ para TRRF = 30min

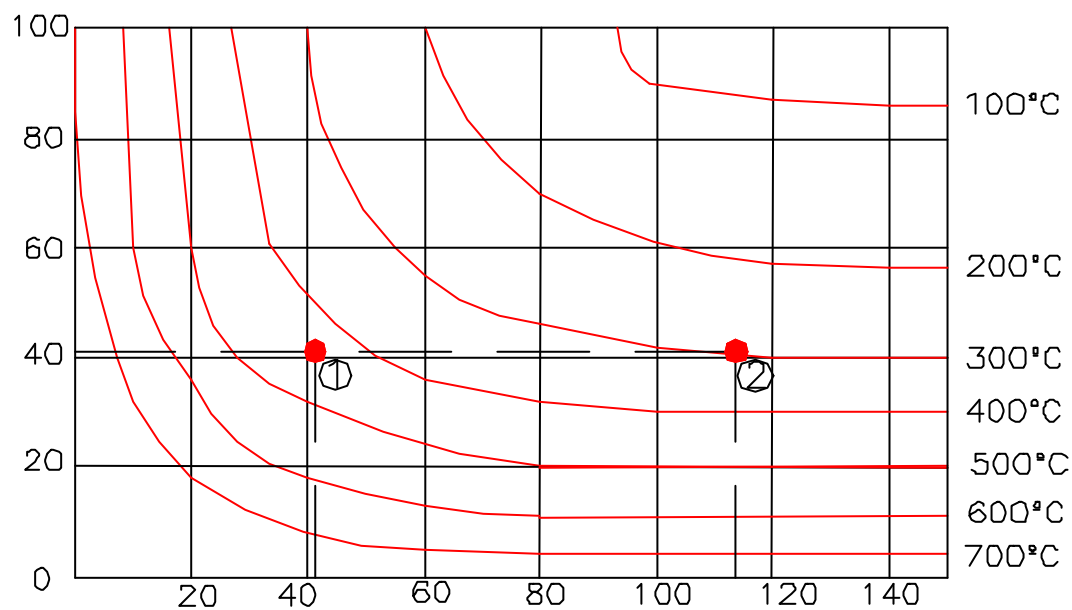


FIG. 4.10 – Localização da armadura da viga 30x60cm², $c = 3,0\text{cm}$ para TRRF = 60min

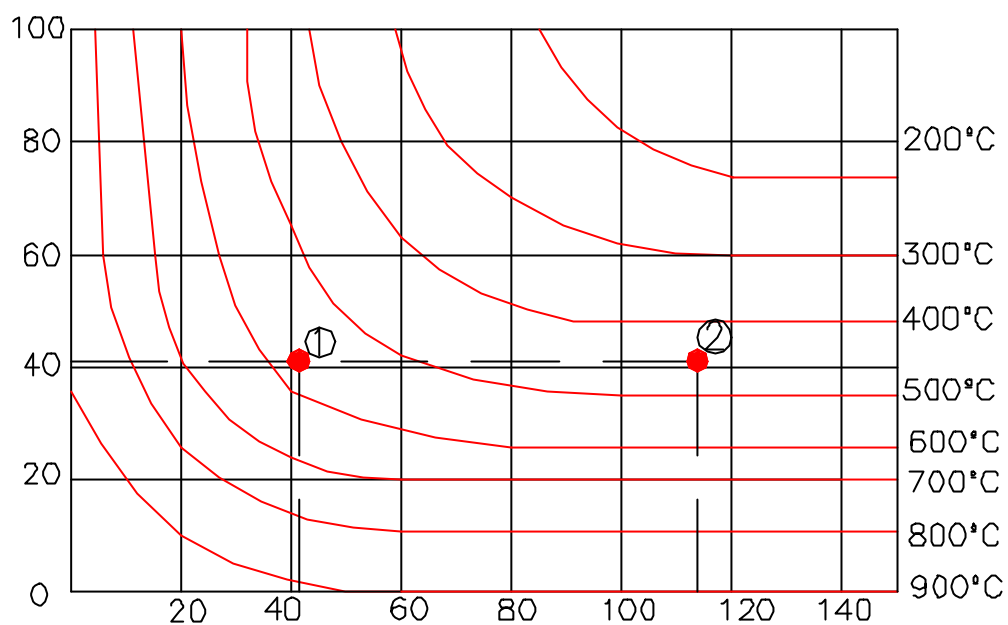


FIG. 4.11 – Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 90min

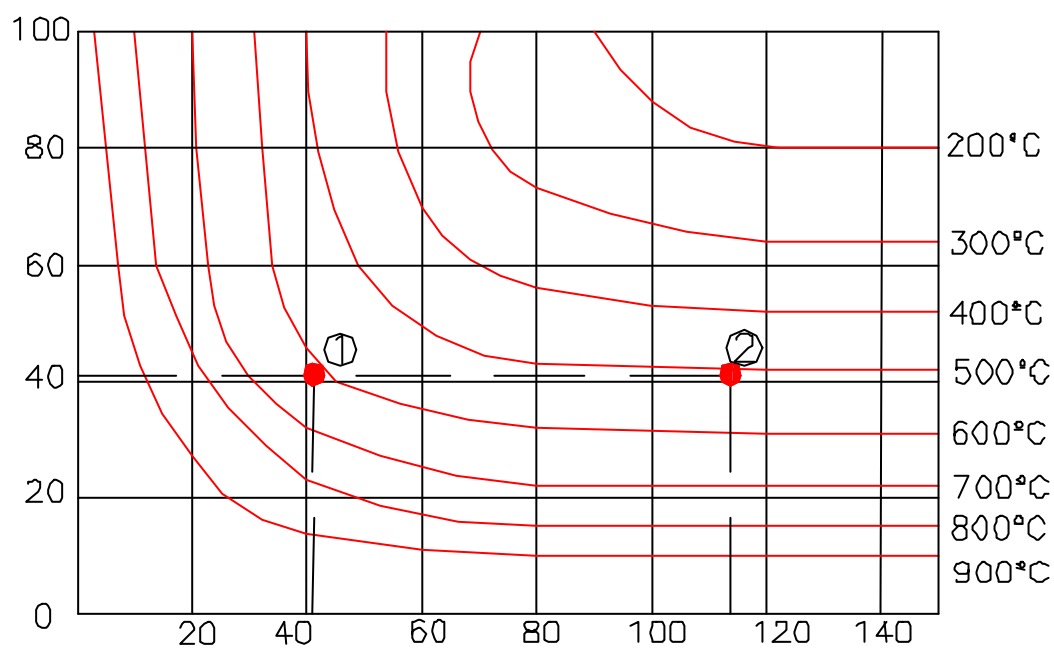


FIG. 4.12 – Locação da armadura da viga $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 120min

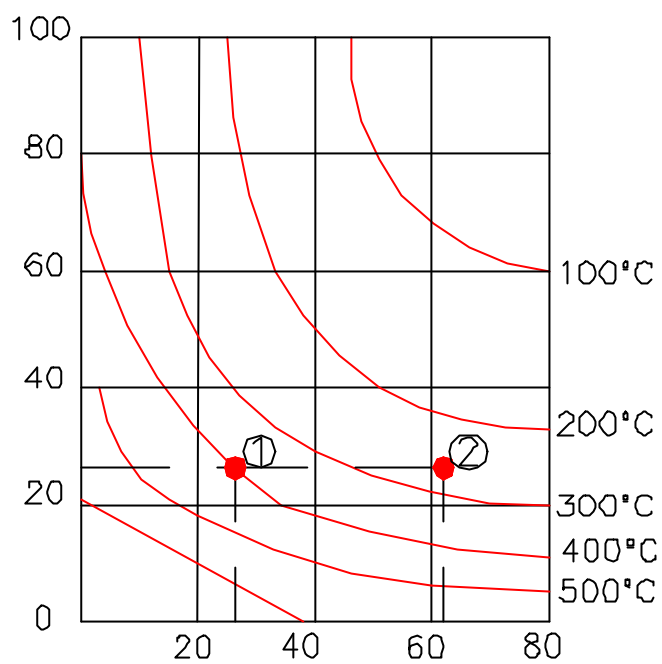


FIG. 4.13 – Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 30min

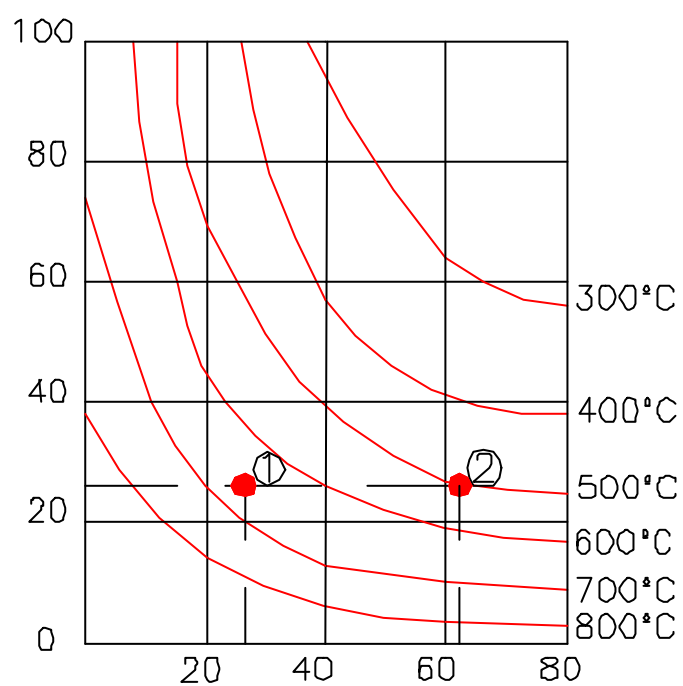


FIG. 4.14 – Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 60min

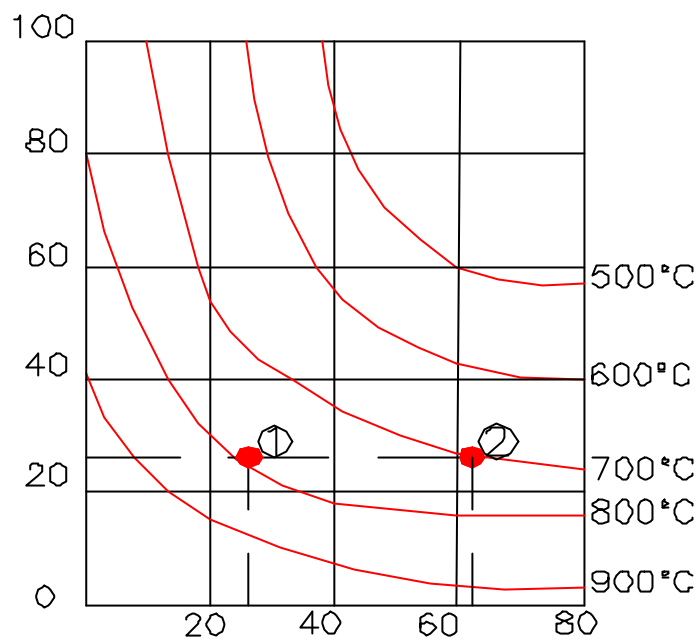


FIG. 4.15 – Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 90min

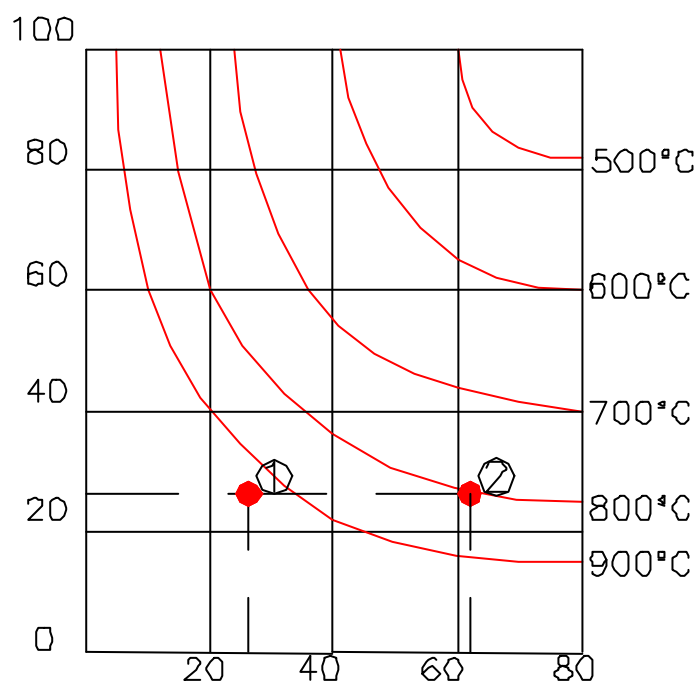


FIG. 4.16 – Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 120min

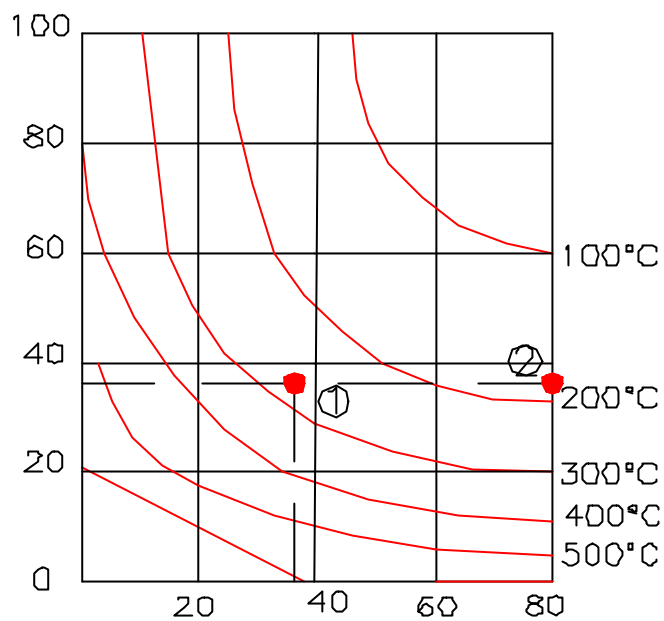


FIG. 4.17 – Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 30min

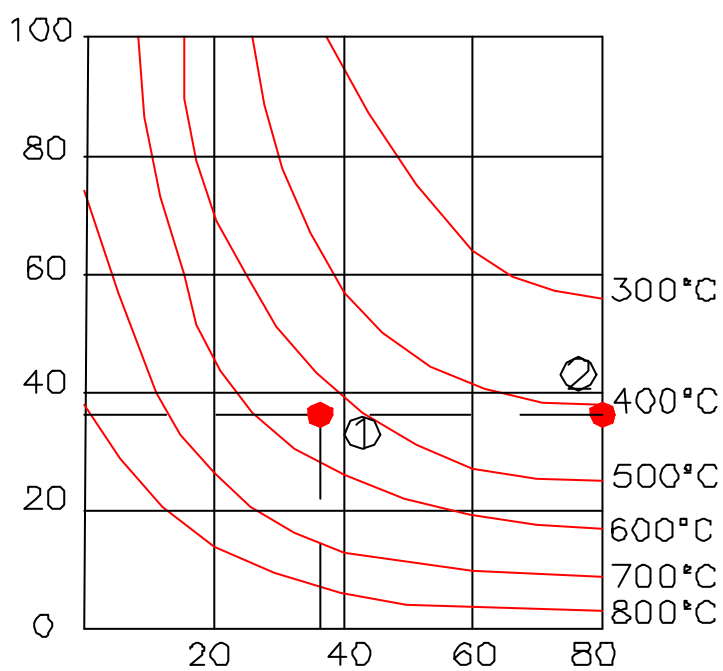


FIG. 4.18 – Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 60min

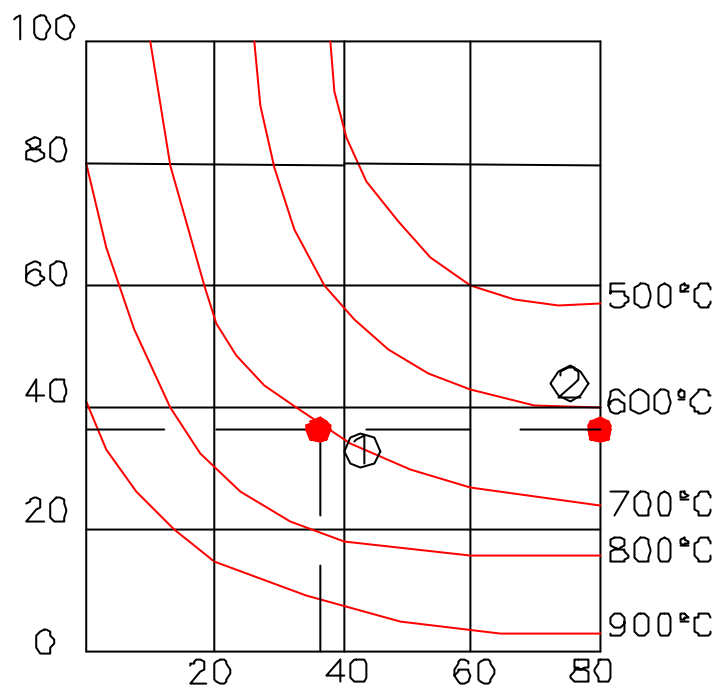


FIG. 4.19 – Localização da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 90min

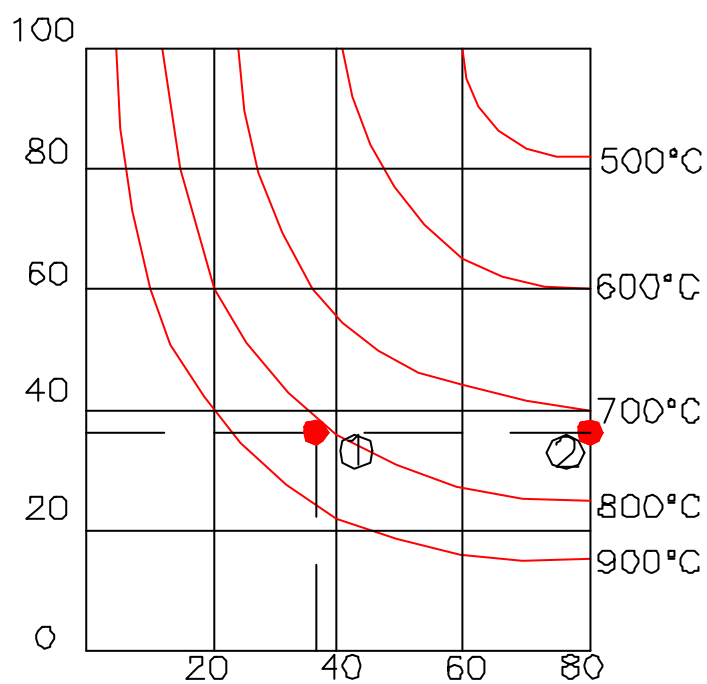


FIG. 4.20 – Localização da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$ para TRRF = 120min

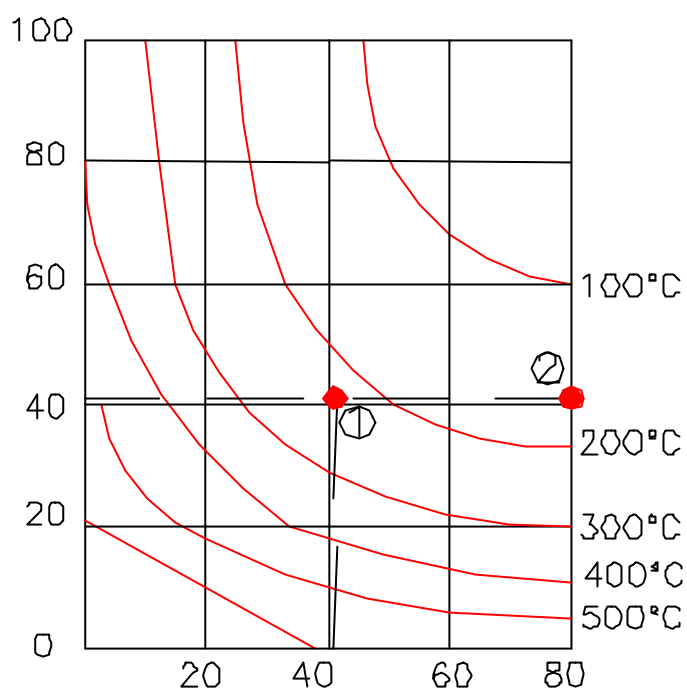


FIG. 4.21 – Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 30min

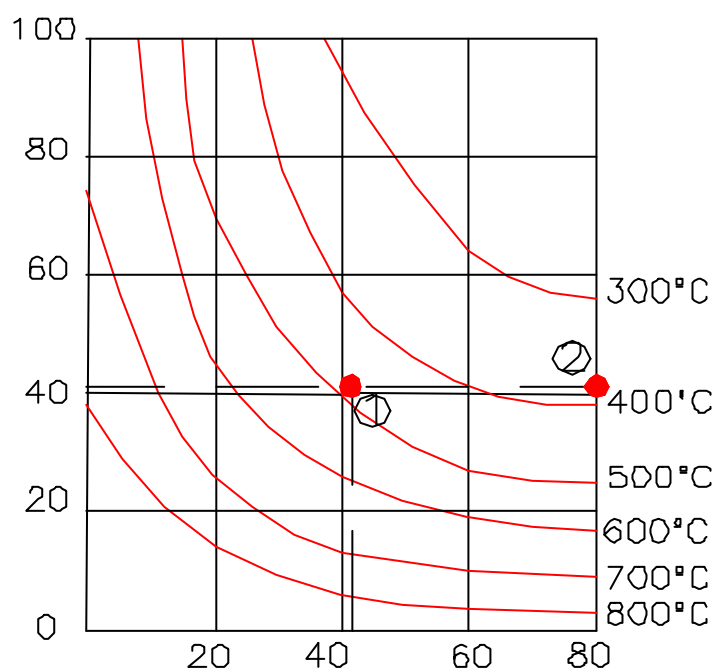


FIG. 4.22 – Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 60min

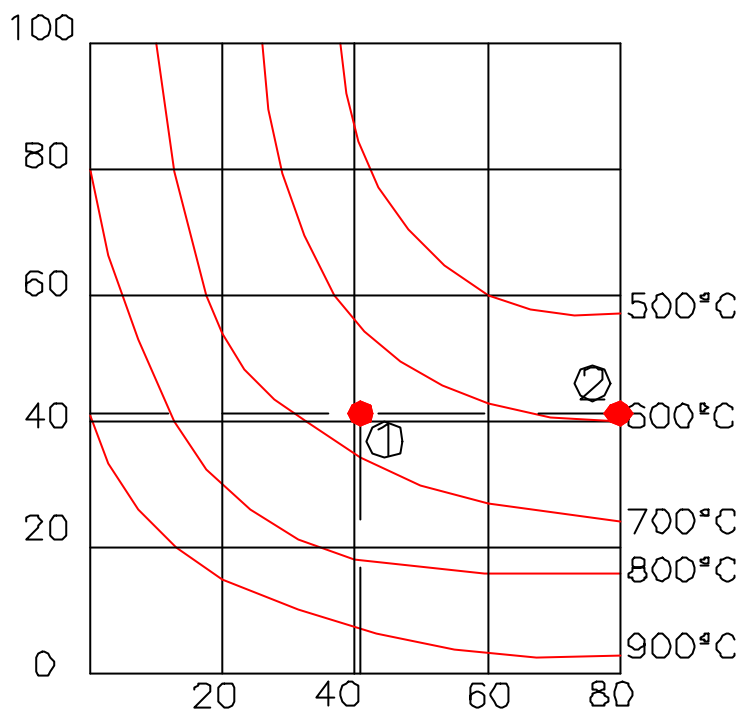


FIG. 4.23 – Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 90min

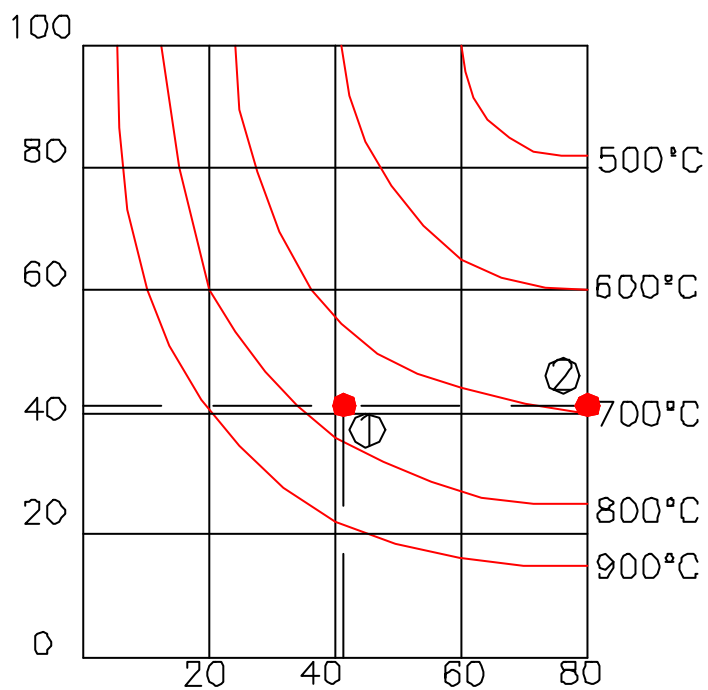


FIG. 4.24 – Locação da armadura da viga $16 \times 40 \text{cm}^2$, $c = 3,0 \text{cm}$ para TRRF = 120min

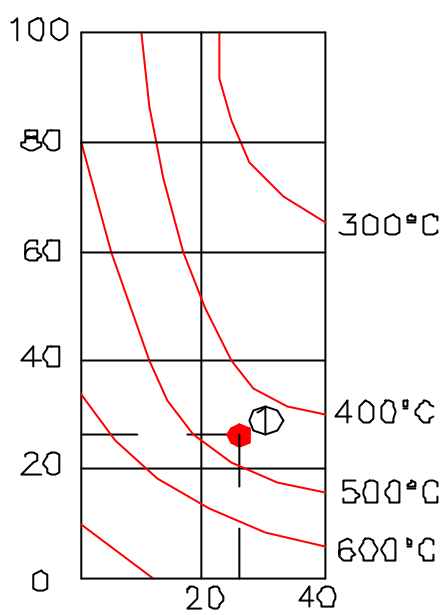


FIG. 4.25 – Locação da armadura da viga $8 \times 30 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 30min

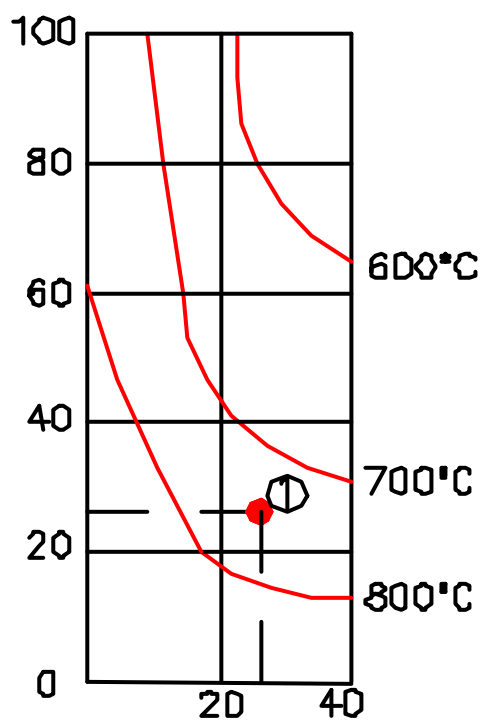


FIG. 4.26 – Locação da armadura da viga $8 \times 30 \text{cm}^2$, $c = 1,5 \text{cm}$ para TRRF = 60min

Obtido o valor de M_d , aplica-se os coeficientes de ponderação para a situação de incêndio e têm-se o valor do momento resultante de serviço M_{RES} para os TRRF estudados, onde o momento resultante é função do detalhamento da armadura, de acordo com o EUROCODE (1995) ou o ANEXO B da NBR 6118 (2001), conforme resultados apresentados nas TAB.4.1 a TAB.4.7.

TABELA 4.1 – Viga 30x60cm². Momentos resistentes para $c = 1,5\text{cm}$

TRRF (min)	k_{cm}	k_{sm}	$R_{ST} = R_{CC}$ (kN)	ANEXO B ⁽¹⁾		EUROCODE ⁽²⁾	
				x (cm)	M_{RES} (kN.cm)	x (cm)	M_{RES} (kN.cm)
30	0,9745	0,936	234,00	7,06	12764	5,89	12875
60	0,8887	0,575	143,75	4,76	7974	3,96	8020
90	0,7836	0,220	55,00	2,06	3110	1,72	3118
120	0,7309	0,150	37,50	1,51	2129	1,26	2133

⁽¹⁾ $\gamma_c = 1,2$ e $\gamma_s = 1,0$ ⁽²⁾ $g_c = g_s = 1,0$ $g_f = 1,0$ $d_{real} = 57,375\text{cm}$

TABELA 4.2 – Viga 30x60cm². Momentos resistentes para $c = 2,5\text{cm}$

TRRF (min)	k_{cm}	k_{sm}	$R_{ST} = R_{CC}$ (kN)	ANEXO B ⁽¹⁾		EUROCODE ⁽²⁾	
				x (cm)	M_{RES} (kN.cm)	x (cm)	M_{RES} (kN.cm)
30	0,9745	1,000	250,00	7,55	13339	6,29	13465
60	0,8887	0,805	201,25	6,66	10809	5,55	10899
90	0,7836	0,450	112,50	4,22	6152	3,52	6184
120	0,7309	0,300	75,00	3,02	4138	2,52	4114

⁽¹⁾ $\gamma_c = 1,2$ e $\gamma_s = 1,0$ ⁽²⁾ $g_c = g_s = 1,0$ $g_f = 1,0$ $d_{real} = 56,375\text{cm}$

TABELA 4.3 – Viga 30x60cm². Momentos resistentes para $c = 3,0\text{cm}$

TRRF (min)	k_{cm}	k_{sm}	$R_{ST} = R_{CC}$ (kN)	ANEXO B ⁽¹⁾		EUROCODE ⁽²⁾	
				x (cm)	M_{RES} (kN.cm)	x (cm)	M_{RES} (kN.cm)
30	0,9745	1,000	250,00	7,55	13214	6,29	13340
60	0,8887	0,870	217,50	7,20	11526	6,00	11631
90	0,7836	0,580	145,00	4,80	7824	4,00	7870
120	0,7309	0,450	112,50	4,53	6082	3,77	6116

⁽¹⁾ $\psi_c = 1,2$ e $g_s = 1,0$ ⁽²⁾ $g_c = g_s = 1,0$ $g_t = 1,0$ $d_{real} = 55,875\text{cm}$

TABELA 4.4 – Viga 16x40cm². Momentos resistentes para $c = 1,5\text{cm}$

TRRF (min)	k_{cm}	k_{sm}	$R_{ST} = R_{CC}$ (kN)	ANEXO B ⁽¹⁾		EUROCODE ⁽²⁾	
				x (cm)	M_{RES} (kN.cm)	x (cm)	M_{RES} (kN.cm)
30	0,9525	0,922	189,01	10,94	6237	9,12	6375
60	0,7707	0,420	86,10	6,16	3006	5,13	3041
90	0,5200	0,096	19,68	2,09	719	1,74	722
120	0,4290	0,060	12,30	1,58	452	1,32	453

⁽¹⁾ $\psi_c = 1,2$ e $g_s = 1,0$ ⁽²⁾ $g_c = g_s = 1,0$ $g_t = 1,0$ $d_{real} @ 37,375\text{cm}$

TABELA 4.5 – Viga 16x40cm². Momentos resistentes para $c = 2,5\text{cm}$

TRRF (min)	k_{cm}	k_{sm}	$R_{ST} = R_{CC}$ (kN)	ANEXO B ⁽¹⁾		EUROCODE ⁽²⁾	
				x (cm)	M_{RES} (kN.cm)	x (cm)	M_{RES} (kN.cm)
30	0,9525	1,000	225,00	13,03	7012	10,86	7207
60	0,7707	0,659	148,28	10,61	4764	8,84	4869
90	0,5200	0,191	42,98	4,56	1485	3,80	1498
120	0,4290	0,084	18,90	2,43	669	2,02	672

⁽¹⁾ $\psi_c = 1,2$ e $g_s = 1,0$ ⁽²⁾ $g_c = g_s = 1,0$ $g_f = 1,0$ $d_{real} @ 36,375\text{cm}$

TABELA 4.6 – Viga 16x40cm². Momentos resistentes para $c = 3,0\text{cm}$

TRRF (min)	k_{cm}	k_{sm}	$R_{ST} = R_{CC}$ (kN)	ANEXO B ⁽¹⁾		EUROCODE ⁽²⁾	
				x (cm)	M_{RES} (kN.cm)	x (cm)	M_{RES} (kN.cm)
30	0,9525	1,000	225,00	13,03	6899	10,86	7095
60	0,7707	0,787	177,08	12,67	5455	10,56	5605
90	0,5200	0,271	60,98	6,47	2030	5,39	2056
120	0,4290	0,093	20,93	2,69	728	2,24	732

⁽¹⁾ $\psi_c = 1,2$ e $g_s = 1,0$ ⁽²⁾ $g_c = g_s = 1,0$ $g_f = 1,0$ $d_{real} @ 35,875\text{cm}$

TABELA 4.7 – Viga 8x30cm². Momentos resistentes para $c = 1,5\text{cm}$

TRRF (min)	k_{cm}	k_{sm}	$R_{ST} = R_{CC}$ (kN)	ANEXO B ⁽¹⁾		EUROCODE ⁽²⁾	
				x (cm)	M_{RES} (kN.cm)	x (cm)	M_{RES} (kN.cm)
30	0,8250	0,679	33,95	4,54	875	3,78	886
60	0,4020	0,088	4,40	1,21	119	1,01	120

⁽¹⁾ $\chi_c = 1,2$ e $g_s = 1,0$ ⁽²⁾ $g_c = g_s = 1,0$ $g_t = 1,0$ $d_{real} @ 27,6\text{cm}$

Observa-se que foi considerado apenas o cobrimento de 1,5cm para a viga de 8x30cm² em função de sua esbeltez e por não ser, esta seção, de uso rotineiro.

Apresenta-se a seguir, um exemplo dos cálculos realizados, cuja FIG. 4.27 representa sua seção transversal esquemática, para se obter a “linha um” da TAB.4.2.

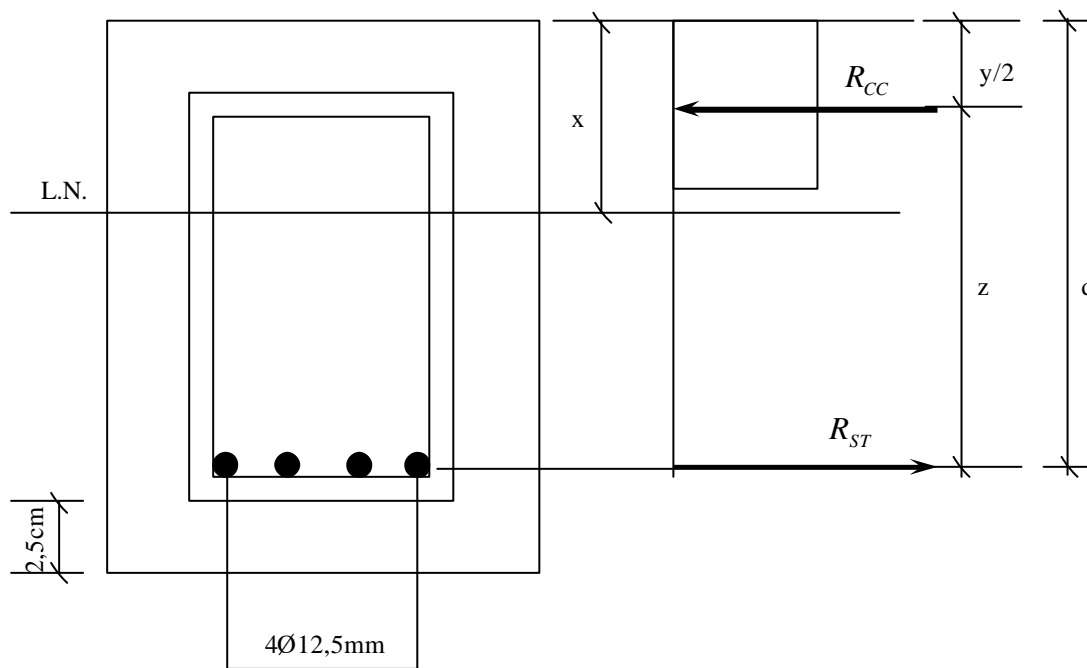


FIGURA 4.27 – Seção transversal de viga de momento positivo

Dados:

$$M_{SERV} = 8000 \text{ kN.cm} \quad A_{S_{EXIS}} = 5,0 \text{ cm}^2 (4\emptyset 12,5 \text{ mm})$$

$$c = 2,5 \text{ cm} \quad d_{real} = 56,375$$

$$R_{ST} = 5,0 \cdot (50/1,15) = 217,39 \text{ kN} = R_{cc}$$

$$y = 5,97 \text{ cm} \quad e \quad x = 7,46 \text{ cm}$$

PARA A TEMPERATURA CONSIDERADA DE 20°C:

$$M_{RES_{d_{EXIST}}} = 11606 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Com } \gamma_f = 1,4$$

$$M_{RES_{EXIST}} = 8291 \text{ kN.cm}$$

PARA TRRF 30 MIN

- *Concreto*

Para o valor $k_{cm} = 0,9745$ (TAB.3.1)

- *Aço*

$$\text{Barra 1 - } \theta = 275^\circ\text{C} \quad k_s = 1,0 \text{ Eq. (2.10)}$$

$$\text{Barra 2 - } \theta = 200^\circ\text{C} \quad k_s = 1,0 \text{ Eq. (2.10)}$$

$$\text{Logo, } k_{sm} = 1,0$$

Para o cálculo com base no **ANEXO B da NBR 6118 (2001)**: $\gamma_c = 1,2$ e $\gamma_s = 1,0$

$$R_{ST} = 5,0 \cdot \frac{50}{1} = 250,0 \text{ kN} = R_{cc}$$

De acordo com a Eq. (4.1)

$$250 = \frac{0,85 \cdot 2}{1,2} \cdot 30 \cdot y \cdot 0,9745$$

$$y = 6,04 \text{ cm}$$

$$x = 7,55 \text{ cm}$$

De acordo com a Eq. (3.1)

$$M_{RES_{d30'}} = 13339 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Com } \gamma_F = 1,0$$

$$M_{RES_{30'}} = 13339 \text{ kN.cm}$$

Para o cálculo com base no **EUROCODE (1995)**: $\gamma_c = 1,0$ e $\gamma_s = 1,0$

$$R_{ST} = 5,0 \cdot \frac{50}{1} = 250,0 \text{kN} = R_{cc}$$

De acordo com a Eq. (4.1)

$$250 = \frac{0,85 \cdot 2}{1,0} \cdot 30 \cdot y \cdot 0,9745$$

$$y = 5,03 \text{cm} \quad x = 6,29 \text{cm}$$

De acordo com a Eq. (3.1)

$$M_{RES_{d30'}} = 13165 \text{kN.cm}$$

$$\text{Com } \gamma_F = 1,0 \quad M_{RES_{30'}} = 13465 \text{kN.cm}$$

Conforme recomendação do item 3.5, nos dois casos anteriores, tanto pelo ANEXO B da NBR 6118 (2001) quanto pelo EUROCODE (1995), o momento resistente para TRRF de 30 minutos deve ser igual ao valor obtido para a temperatura ambiente, ou seja:

$$M_{RES_{30'}} = 8291 \text{kN.cm}$$

A partir dos resultados mostrados nas TAB. 4.1 a TAB. 4.7, obtidos conforme demonstrado no exemplo acima, apresenta-se nas FIG. 4.28 a FIG. 4.34, a plotagem dos valores de momentos resistentes referentes ao EUROCODE (1995) e ANEXO B da NBR 6118 (2001) *versus* os valores de TRRF, ou seja, $M_{RES} \times TRRF$.

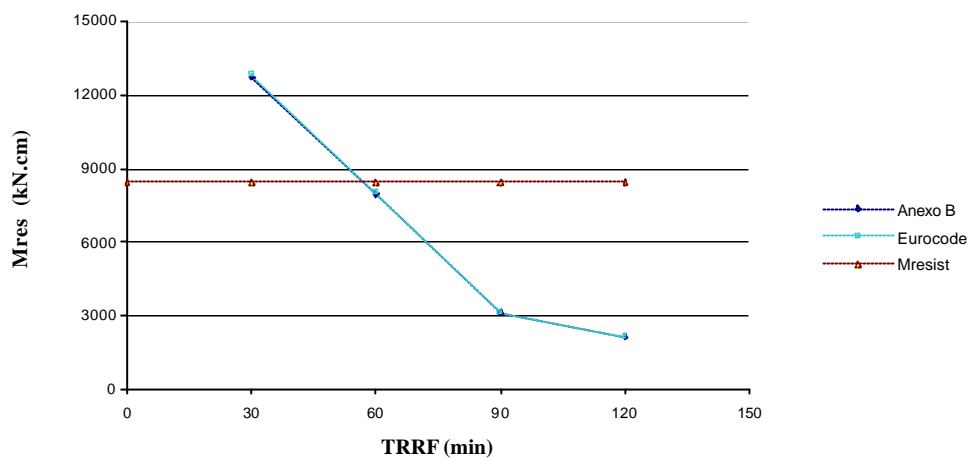


FIGURA 4.28 – M_{RES} x $TRRF$ para a viga de seção $30 \times 60 \text{cm}^2$ e $c = 1,5 \text{cm}$

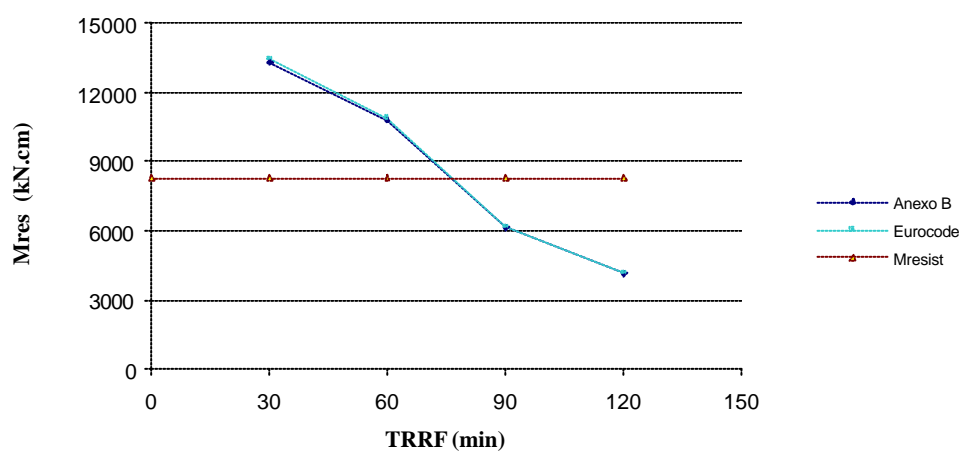


FIGURA 4.29 – M_{RES} x $TRRF$ para a viga de seção $30 \times 60 \text{cm}^2$ e $c = 2,5 \text{cm}$

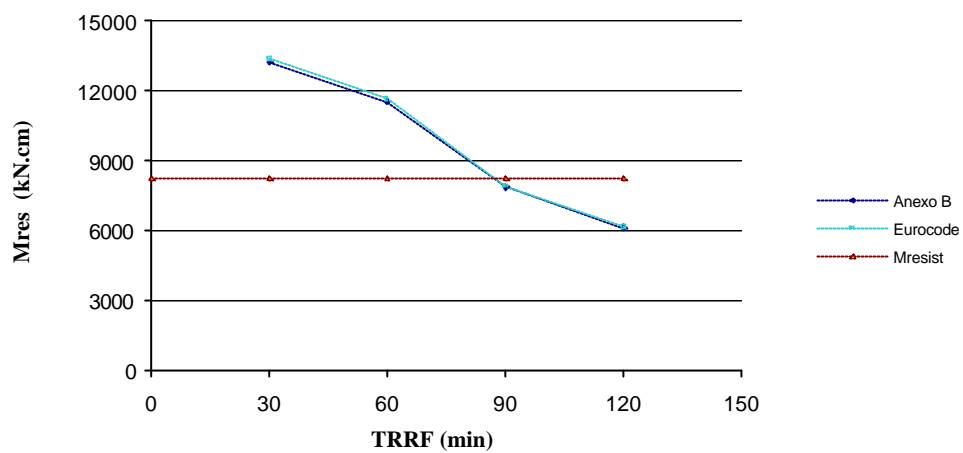


FIGURA 4.30 – M_{RES} x $TRRF$ para a viga de seção $30 \times 60 \text{cm}^2$ e $c = 3,0 \text{cm}$

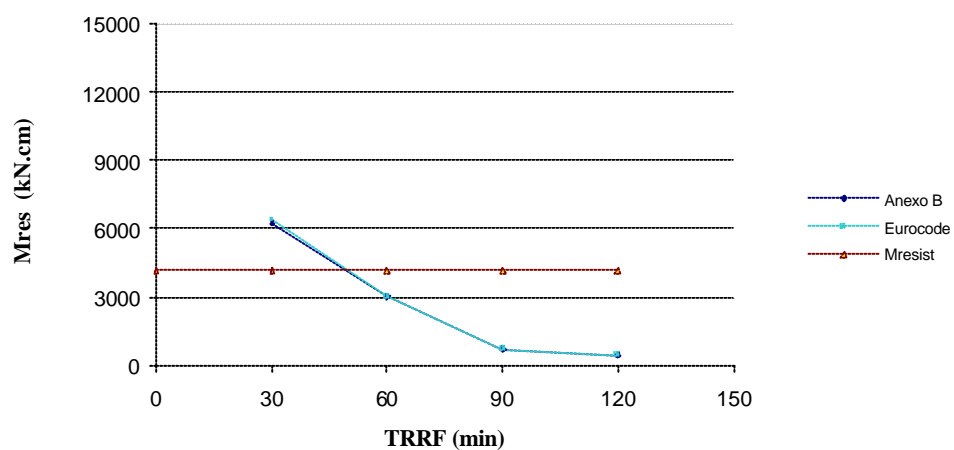


FIGURA 4.31 – M_{RES} x $TRRF$ para a viga de seção $16 \times 40 \text{cm}^2$ e $c = 1,5 \text{cm}$

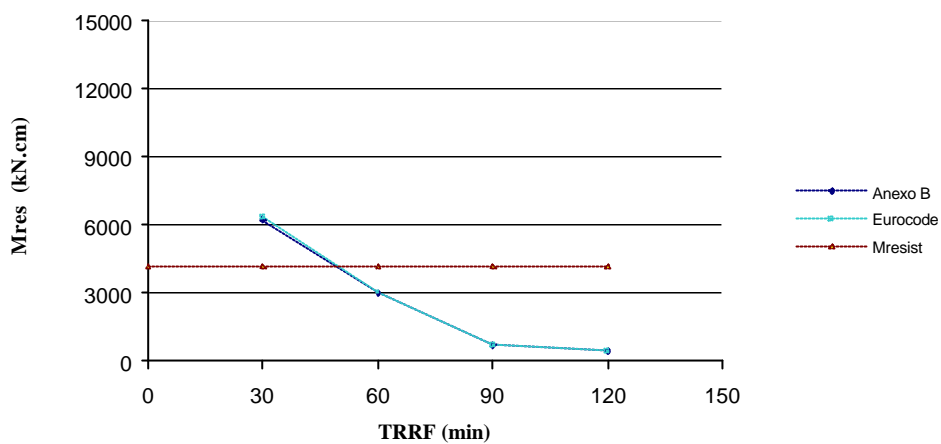


FIGURA 4.32 – M_{RES} x TRRF para a viga de seção 16x40cm² e $c = 2,5$ cm

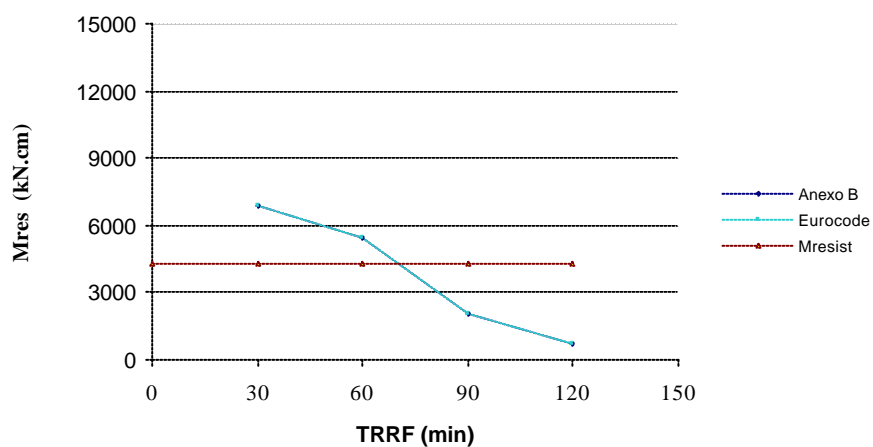


FIGURA 4.33 – M_{RES} x TRRF para a viga de seção 16x40cm² e $c = 3,0$ cm

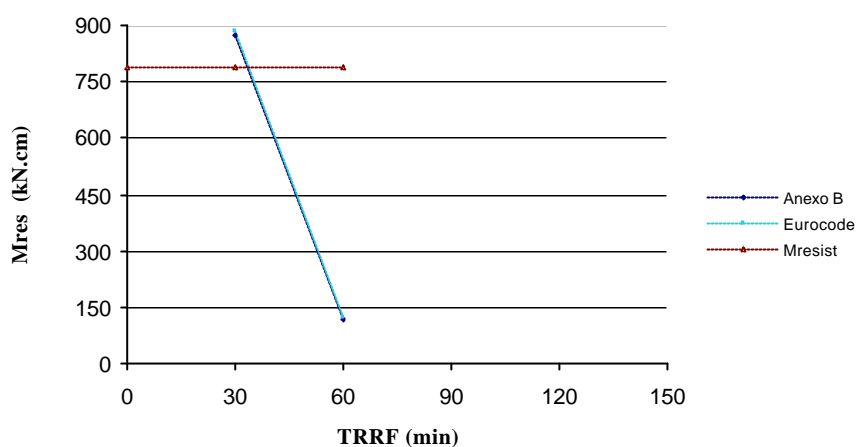


FIGURA 4.34 – M_{RES} x $TRRF$ para a viga de seção $8 \times 30 \text{cm}^2$ e $c = 1,5 \text{cm}$

Através de análise das FIG. 4.28 a Fig. 4.34, observa-se que, para o TRRF de 30min, todas as vigas em situação de incêndio têm resistência igual às mesmas quando submetidas à temperatura ambiente, de acordo com a NBR 14323 (1999), item 8.2.3.

As vigas de momento fletor positivo, onde fogo atua mais intensamente na armadura inferior (armadura principal), atendem ao TRRF de 30min. As vigas de $30 \times 60 \text{cm}^2$ atendem satisfatoriamente ao TRRF de 60min. Reduzindo a largura da viga para 16cm o TRRF de 60min é atendido para todos os cobrimentos estudados, exceto para o $c = 1,50 \text{cm}$. Na viga de $8 \times 30 \text{cm}^2$ apenas o TRRF de 30min é atendido para o cobrimento estudado.

Constata-se que tanto o uso do EUROCODE (1995) quanto o ANEXO B da NBR 6118 (2001) fornecem resultados muito próximos, fato que observado pelas tabelas e figuras apresentadas.

4.2.2 – VIGAS SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR NEGATIVO

Para momento fletor negativo foram estudadas as mesmas seções estudadas no item 4.2.1, com ação do fogo nas faces laterais e inferior e solicitadas aos mesmos momentos fletores. A armadura de flexão se encontra na parte superior da viga, onde a determinação do k_{sm} é análoga ao do momento fletor positivo, bastando apenas locar as barras de aço na seção transversal, para se achar o k_{si} e, conseqüentemente, o k_{sm} .

Para o concreto, a partir da discretização da viga já descrita no CAP.3 e do cálculo das resultantes de compressão para cada camada e o seu ponto de aplicação conforme as TAB. 3.2 a TAB. 3.4, determina-se a posição da linha neutra que pode estar abaixo ou acima dos 10cm inferiores da viga, dependendo do valor da resultante de tração na armadura $A_s (R_{ST})$, ser menor ou maior, respectivamente, que a resultante $R_{cc_{0-10}}$, dada na TAB. 3.5. Uma vez determinada a posição da linha neutra, calcula-se o momento interno resistente em situação de incêndio pela Eq. (3.1), com os fatores de redução dos materiais e os coeficientes de ponderação específicos já considerados. Apresentam-se, desta forma, as TAB. 4.8 a TAB. 4.10 referentes aos resultados obtidos para as seções estudadas, considerando $\gamma_c = 1,2$ e $g_s = g_f = 1,0$ para o ANEXO B da NBR 6118 (2001) e $g_c = g_s = g_f = 1,0$ para o EUROCODE (1995).

TABELA 4.8 – Viga 30x60cm². Momentos resistentes negativos - situação de incêndio

TRRF (min)	c (cm)	R_{ST} (kN)	k_{sm}	PROCEDIMENTO UTILIZADO	MOMENTO RESISTENTE (kN.cm)
30	1,5	250	1,0	ANEXO B (2001)	13401
				EUROCODE (1995)	13531
	2,5	250	1,0	ANEXO B (2001)	13152
				EUROCODE (1995)	13282
	3,0	250	1,0	ANEXO B (2001)	13026
				EUROCODE (1995)	13156
60	1,5	233,75	0,935	ANEXO B (2001)	12324
				EUROCODE (1995)	13178
	2,5	250,00	1,000	ANEXO B (2001)	12871
				EUROCODE (1995)	13027
	3,0	250,00	1,000	ANEXO B (2001)	12746
				EUROCODE (1995)	12902
90	1,5	186,25	0,745	ANEXO B (2001)	9670
				EUROCODE (1995)	9774
	2,5	217,50	0,870	ANEXO B (2001)	10959
				EUROCODE (1995)	11094
	3,0	233,75	0,935	ANEXO B (2001)	11598
				EUROCODE (1995)	11753
120	1,5	153,50	0,614	ANEXO B (2001)	7828
				EUROCODE (1995)	8015
	2,5	186,25	0,745	ANEXO B (2001)	9337
				EUROCODE (1995)	9441
	3,0	201,75	0,807	ANEXO B (2001)	9957
				EUROCODE (1995)	10059

TABELA 4.9 – Viga 16x40cm². Momentos resistentes negativos - situação de incêndio

TRRF (min)	c (cm)	R_{ST} (kN)	k_{sm}	PROCEDIMENTO UTILIZADO	MOMENTO RESISTENTE
30	1,5	205,00	1,000	ANEXO B (2001)	6489
				EUROCODE (1995)	6658
	2,5	225,00	1,000	ANEXO B (2001)	6789
				EUROCODE (1995)	6991
	3,0	225,00	1,000	ANEXO B (2001)	6677
				EUROCODE (1995)	6879
60	1,5	189,01	0,922	ANEXO B (2001)	5583
				EUROCODE (1995)	5762
	2,5	225,00	1,000	ANEXO B (2001)	6181
				EUROCODE (1995)	6431
	3,0	225,00	1,000	ANEXO B (2001)	6068
				EUROCODE (1995)	6319
90	1,5	93,69	0,457	ANEXO B (2001)	2827
				EUROCODE (1995)	2893
	2,5	131,85	0,586	ANEXO B (2001)	3627
				EUROCODE (1995)	3751
	3,0	138,15	0,614	ANEXO B (2001)	3689
				EUROCODE (1995)	3829
120	1,5	59,86	0,292	ANEXO B (2001)	1782
				EUROCODE (1995)	1818
	2,5	96,75	0,430	ANEXO B (2001)	2582
				EUROCODE (1995)	2668
	3,0	105,75	0,470	ANEXO B (2001)	2718
				EUROCODE (1995)	2819

TABELA 4.10 – Viga 8x30cm². Momentos resistentes negativos - situação de incêndio

TRRF (min)	<i>c</i> (cm)	R_{ST} (kN)	k_{sm}	PROCEDIMENTO UTILIZADO	MOMENTO RESISTENTE
30	1,5	50,00	1,000	ANEXO B (2001)	1170
				EUROCODE (1995)	1195
60	1,5	17,85	0,357	ANEXO B (2001)	457
				EUROCODE (1995)	461

Como no item anterior, observa-se que foi considerado apenas o cobrimento de 1,5cm para a viga de 8x30cm².

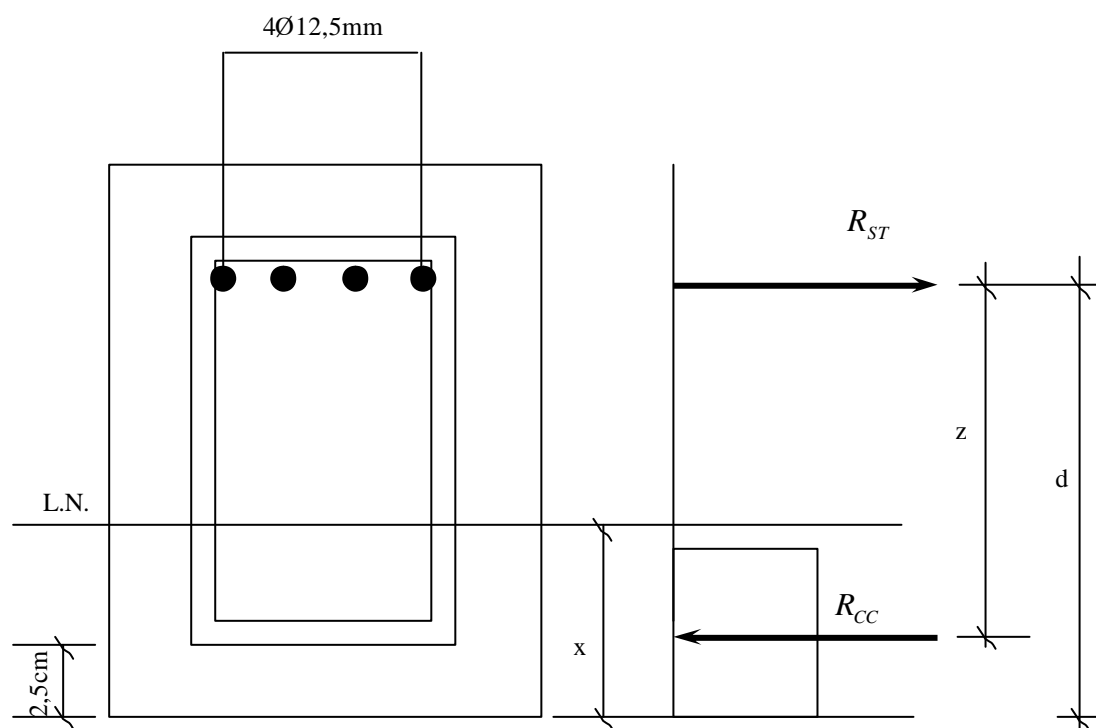


FIGURA 4.35 – Seção transversal de viga de momento negativo

Apresenta-se a seguir, o segundo exemplo dos cálculos realizados, para a seção de $30 \times 60 \text{cm}^2$, $c = 2,5 \text{cm}$, TRRF de 30min, conforme a segunda linha da TAB. 4.8, cuja FIG. 4.35 representa sua seção transversal esquemática, caso em que a linha neutra localiza-se abaixo dos 10cm inferiores da viga.

Dados:

$$X_{SERV(20^\circ\text{C})} = 8000 \text{kN.cm}$$

$$A_{S_{EXIS}} = 5,0 \text{cm}^2 (4\varnothing 12,5 \text{mm})$$

$$c = 2,5 \text{cm} \quad d_{real} = 56,375 \text{cm}$$

$$R_{ST} = 5,0 \cdot (50/1,15) = 217,39 \text{kN}$$

$$y = 5,97 \text{cm} \quad e \quad x = 7,46 \text{cm}$$

PARA A TEMPERATURA CONSIDERADA DE 20°C :

$$M_{RES_{d_{EXIST}}} = 11606 \text{kN.cm}$$

$$\text{Com } \gamma_f = 1,4$$

$$M_{RES_{EXIST}} = 8291 \text{kN.cm}$$

PARA TRRF 30MIN

- Aço (FIG. 3.4)

$$\text{Barra 1 - } \theta = 150^\circ\text{C} \quad k_{S1} = 1,0 \text{ Eq.(2.10)}$$

$$\text{Barra 2 - } \theta = 100^\circ\text{C} \quad k_{S2} = 1,0 \text{ Eq.(2.10)}$$

$$\text{Logo, } k_{sm} = 1,0$$

Para o cálculo com base no **ANEXO B da NBR 6118 (2001)**: $\gamma_c = 1,2$ e $\gamma_s = 1,0$

$$R_{ST} = 5,0 \cdot \frac{50}{1} \cdot 1 = 250,0 \text{ KN} = 176,47 f_{ci}$$

$$f_{ci} = 0,85 \cdot \frac{2}{1,2} = 1,42 \text{kN/cm}^2$$

De acordo com a TAB. 3.4, o valor de R_{ST} situa-se entre as resultantes

$R_{CC_{0-6}} = 147,83 f_{ci}$ e $R_{CC_{0-8}} = 205,84 f_{ci}$. Conforme FIG. 4.36 observam-se as resultantes

$R_{CC_{0-2}} = 40,05 f_{ci}$, $R_{CC_{2-4}} = 51,30 f_{ci}$, $R_{CC_{4-6}} = 56,48 f_{ci}$ e seus respectivos pontos de aplicação $y_{0-2} = 1,07\text{cm}$, $y_{2-4} = 3,03\text{cm}$, $y_{4-6} = 4,99\text{cm}$, faltando para completar $R_{ST} = 176,47 f_{ci}$ o valor $\Delta R_{CC} = 28,64 f_{ci}$, cujo ponto de aplicação $y_{\Delta R_{CC}}$, estará entre 6cm e $y_{LN} \leq 8\text{cm}$, neste exemplo. Para a determinação de y_{LN} e $y_{\Delta R_{CC}}$ adota-se uma distribuição linear entre $R_{CC_{0-6}}$ e $R_{CC_{0-8}}$, conforme a FIG. 4.37. Embora a distribuição das resultantes seja adotada linear, as tensões no concreto não acompanham tal tendência e dependerá das áreas submetidas a cada temperatura θ nas camadas. Observando-se as TAB. 3.2 a 3.4 nota-se que na maioria dos casos, o ponto de aplicação das resultantes das camadas situa-se próximo da metade das suas alturas, ou seja, próximo de 1cm. Assim, pela FIG. 4.37 obtém-se $y_{LN} = 6 + w = 6,99\text{cm}$, com $w = 0,99$ e $y_{\Delta R_{CC}} = 6 + (0,99/2) \cong 6,45\text{cm}$. O ponto de aplicação da resultante total de compressão $R_{CC_{exis}} = R_{ST_{exis}} = 176,47 f_{ci}$ é obtido em função do fundo da viga, segundo a Eq. (4.2).

$$y_{R_{CC_{EXIS}}} = \frac{\sum_{k=1}^3 R_{CC_k} \cdot y_k + \Delta R_{CC} \cdot y_{\Delta R_{CC}}}{R_{CC_{EXIS}}} = 3,77\text{cm} \quad (4.2)$$

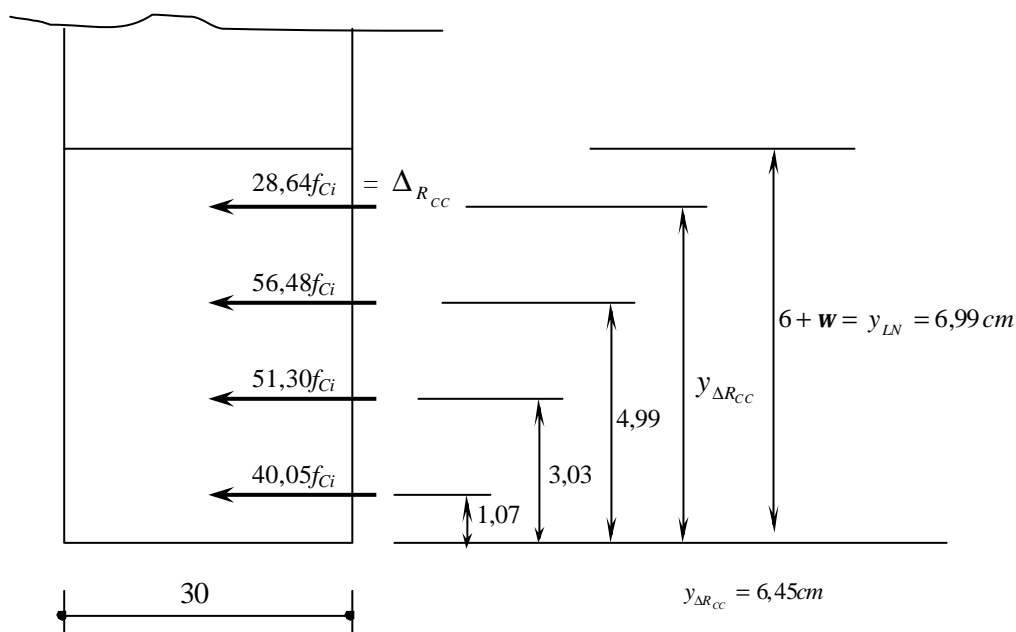


FIGURA 4.36 – Valores de R_{CC} com seus respectivos pontos de aplicação quando y_{LN} localiza-se abaixo dos 10cm inferiores da viga

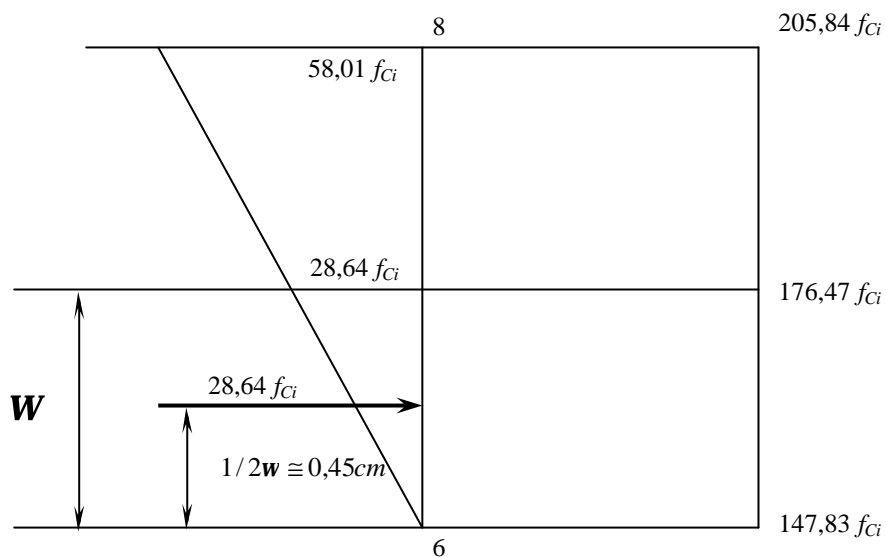


FIGURA 4.37 – Diagrama para o cálculo de w no intervalo de 6 a 8 cm

$$M_{RESd30'} = R_{CC_{exis}} \cdot (d_{real} - y_{R_{CC_{exis}}}) = 9284 f_{ci}$$

$$M_{RESd30'} = 13152 kN.cm$$

Com $\gamma_F = 1,0$

$$M_{RES30'} = 13152 kN.cm$$

Para o cálculo com base no **EUROCODE (1995)**: $\gamma_c = 1,0$ e $\gamma_s = 1,0$

$$f_{ci} = 1,7 kN/cm^2$$

$$R_{ST} = 250 kN = 147,06 f_{ci}$$

$$\text{com } R_{ST} \cong R_{CC_{0-6}} = R_{CC_{exis}}$$

$$y_{R_{CC_{exis}}} = 3,25 cm$$

Assim:

$$M_{RESd30'} = 7813 f_{ci} kN.cm$$

$$M_{RESd30'} = 13282 kN.cm$$

$$M_{RES30'} = 13282 kN.cm$$

Observa-se que, nos dois casos, $M_{RES} = 8291 \text{ kN.cm}$ como valor final em situação de incêndio, valor este encontrado para $M_{RESq=20^\circ C}$.

Apresenta-se a seguir, o terceiro exemplo dos cálculos realizados, cuja FIG. 4.38 representa sua seção transversal esquemática, caso em que a linha neutra localiza-se acima dos 10cm inferiores da viga.

PARA TRRF 90min

$c = 3,0 \text{ cm}$ – Agressividade 1 – NBR 6118 (2003), seção $30 \times 60 \text{ cm}^2$, $d_{real} = 55,875 \text{ cm}$

- Aço (FIG. 3.6)

$$\text{Barra 1 - } \theta = 400^\circ\text{C} \quad k_s = 0,87 \text{ Eq.(2.11)}$$

$$\text{Barra 2 - } \theta = 200^\circ\text{C} \quad k_s = 1,0 \text{ Eq.(2.10)}$$

Logo, $k_{sm} = 0,9350$

$$R_{ST} = 5,0 \cdot \frac{50}{1} \cdot 0,935 = 233,75 \text{ kN}$$

- Concreto

para $\gamma_c = 1,2$ – ANEXO B da NBR 6118 (2001)

$$R_{ST} = 233,75 \text{ kN} = 165,0 f_{ci}$$

Conforme TAB. 3.5, $R_{cc_{0-10}} = 161,71 f_{ci}$ e $y_{0-10} = 6,18 \text{ cm}$

$$\Delta R_{cc} = 165,0 f_{ci} - 161,71 f_{ci} = 3,29 f_{ci}$$

Conforme TAB. 3.1, para seção $30 \times 60 \text{ cm}^2$, TRRF = 90min, $k_{cm} = 0,7836$, encontra-se $w = 0,14 \text{ cm}$ (FIG. 4.38)

$$M_{RES_{d90'}} = 161,71 f_{ci} (55,875 - 6,18) + 3,29 f_{ci} (55,875 - 10,08) = 8186,84 f_{ci} \text{ KN.cm}$$

$$M_{RES_{d90'}} = 11598 \text{ KN.cm}$$

$$M_{RES_{90}} = 11598 \text{ KN.cm}$$

Para o cálculo com base no EUROCODE (1995): $\gamma_c = 1,0$ e $\gamma_s = 1,0$

$$R_{ST} = 233,75 \text{ KN} = 137,5 f_{ci}$$

Com $R_{st} = R_{cc} = 137,5 f_{ci}$, conforme TAB. 3.4, para TRRF igual a 90min, nota-se que y_{LN} , neste caso, estará entre 8 e 10cm (FIG. 4.39). O ponto de aplicação da resultante total de compressão $R_{cc_{exist}} = 137,5 f_{ci}$ é dado pela Eq. (4.2):

$$y_{R_{cc_{RES}}} \cong 5,6 \text{ cm}$$

Assim:

$$M_{RESd90} = 137,5 f_{ci} (55,575 - 5,6) = 6913,34 f_{ci} \text{ kN.cm}$$

$$M_{RESd90} = 11753 \text{ KN.cm}$$

$$M_{RES90} = 11753 \text{ KN.cm}$$

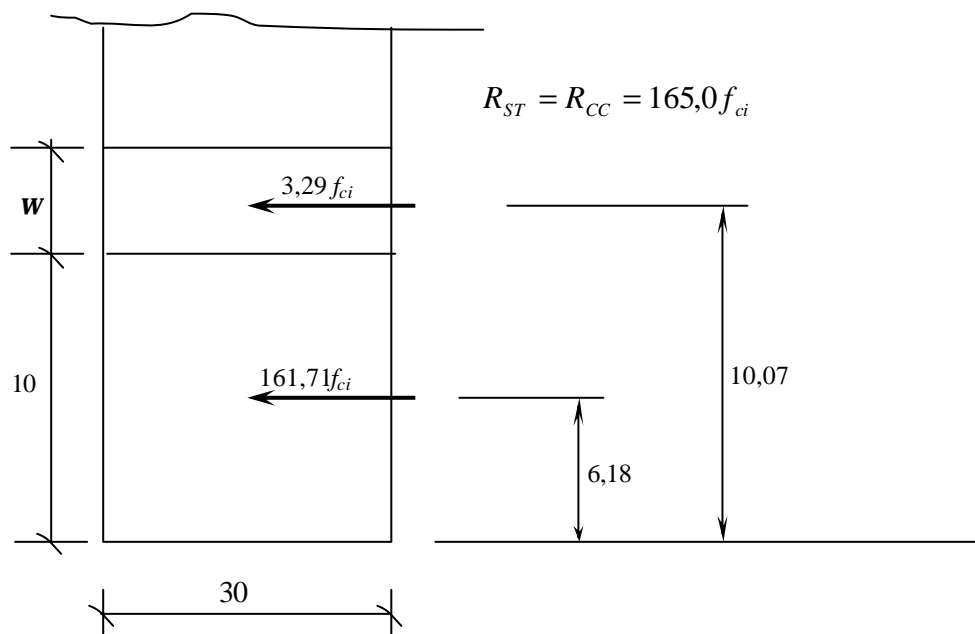


FIGURA 4.38 – Valores de R_{CC} com seus respectivos pontos de aplicação quando o mesmo localiza-se acima dos 10cm inferiores da viga

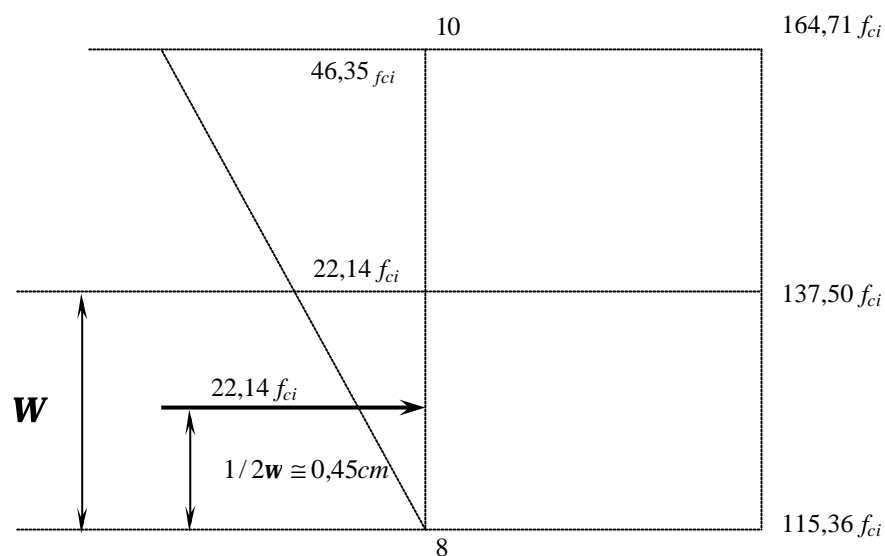


FIGURA 4.39 – Diagrama para o cálculo de w no intervalo de 8 a 10cm

Apresentam-se, a seguir, a plotagem dos valores dos momentos resistentes referentes ao ANEXO B da NBR 6118 (2001) e EUROCODE (1995) *versus* os valores de TRRF, a partir das TAB. 4.8 a TAB. 4.10.

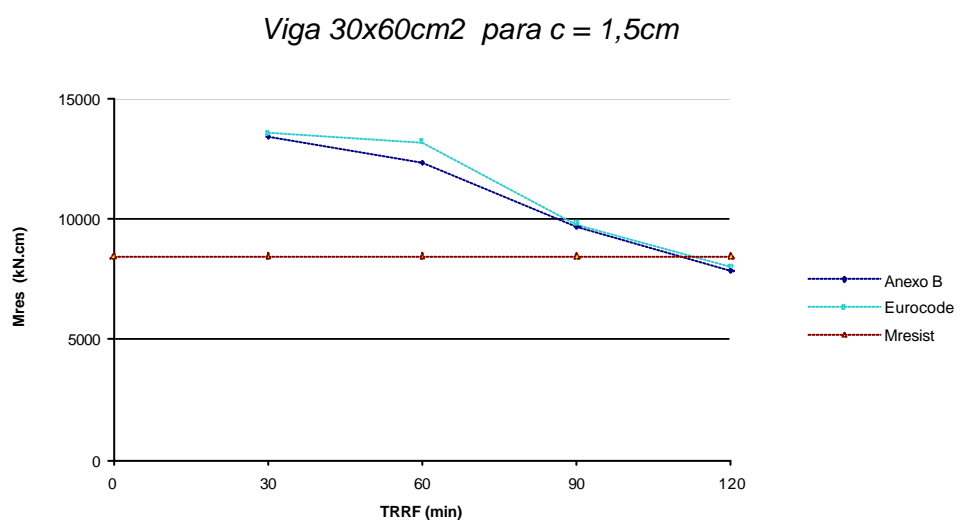


FIGURA 4.40 – M_{RES} x TRRF - viga de seção 30x60cm² e $c = 1,5cm$ (momento negativo)

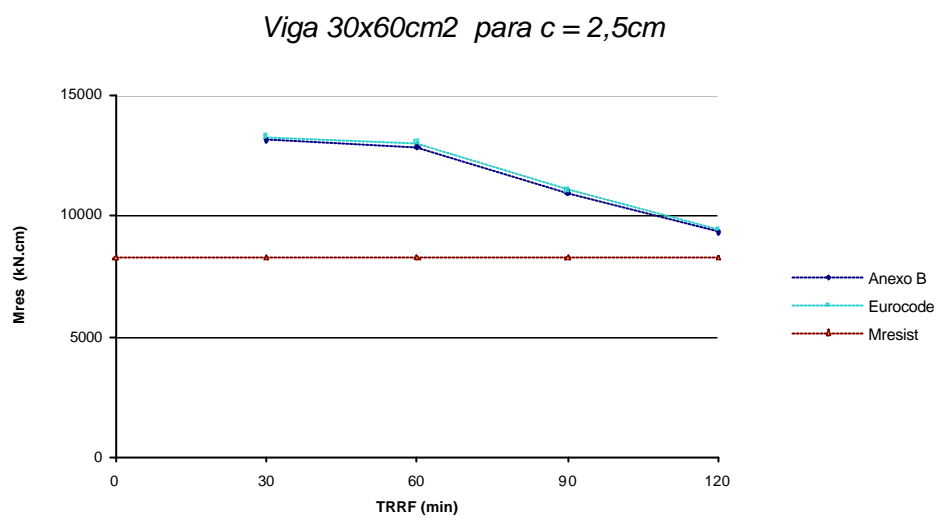


FIGURA 4.41 – M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 30x60cm² e $c = 2,5$ cm (momento negativo)

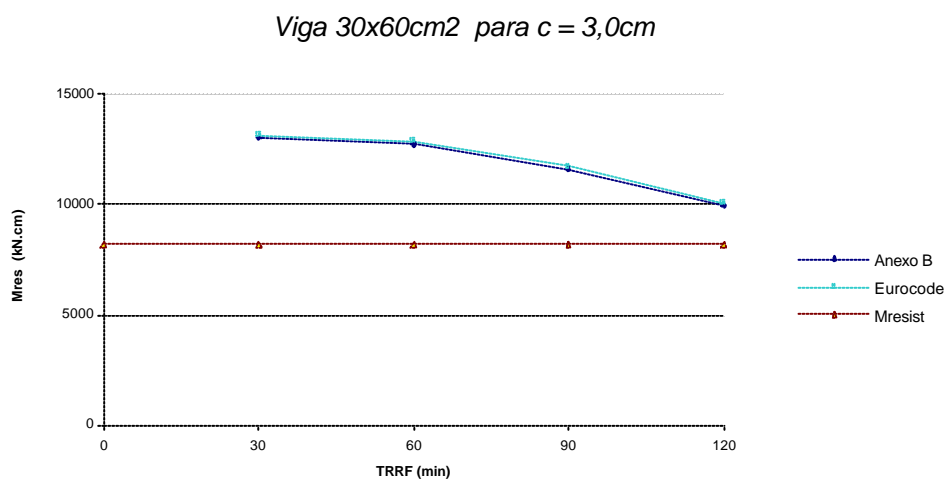
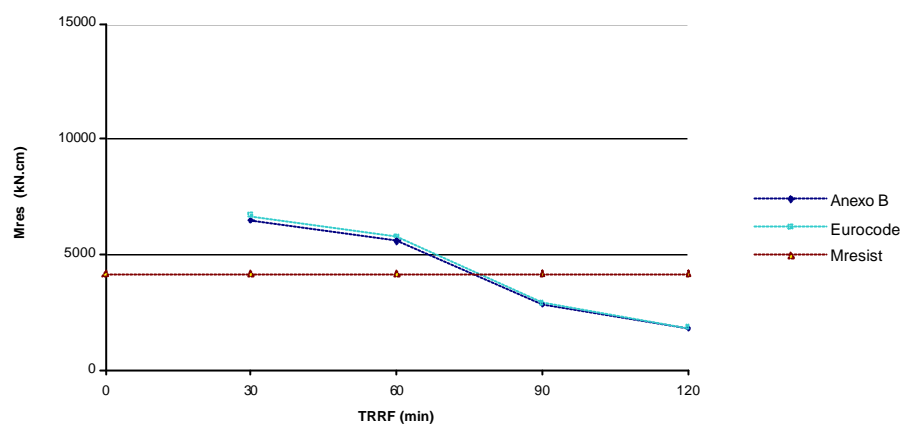
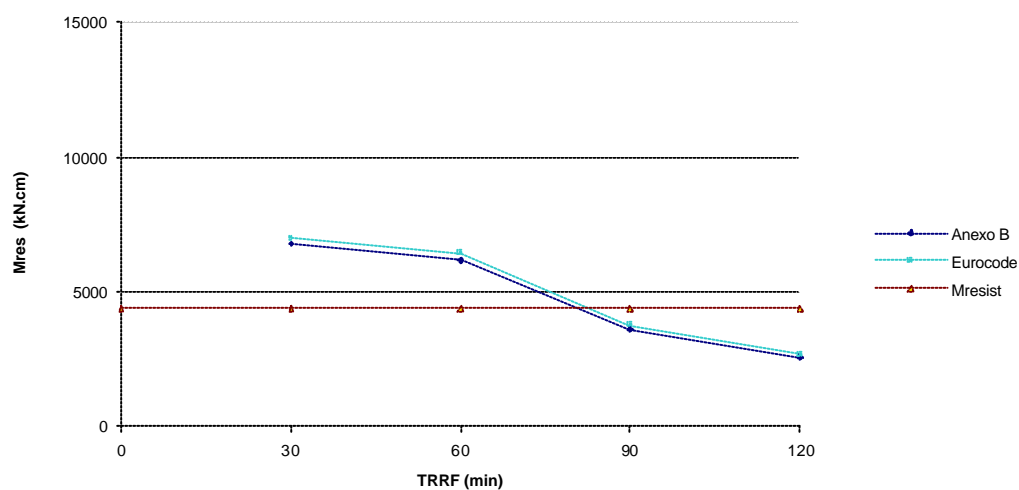


FIGURA 4.42 – M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 30x60cm² e $c = 3,0$ cm (momento negativo)

Viga 16x40cm² para $c = 1,5\text{cm}$ FIGURA 4.43 – M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 16x40cm² e $c = 1,5\text{cm}$ (momento negativo)Viga 16X40cm² para $c = 2,5\text{cm}$ FIGURA 4.44 – M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 16x40cm² e $c = 2,5\text{cm}$ (momento negativo)

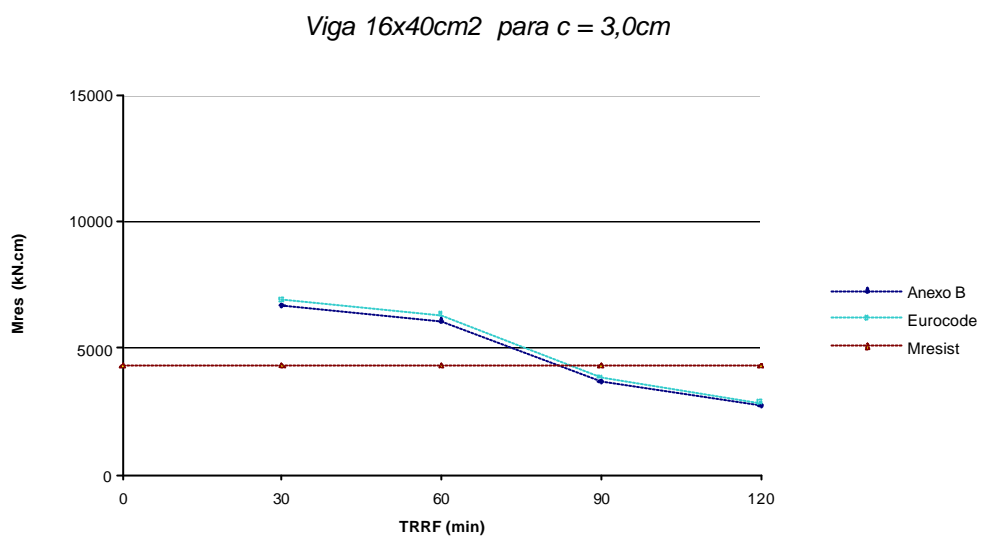


FIGURA 4.45 – M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 16x40cm² e $c=3,0$ cm (momento negativo)

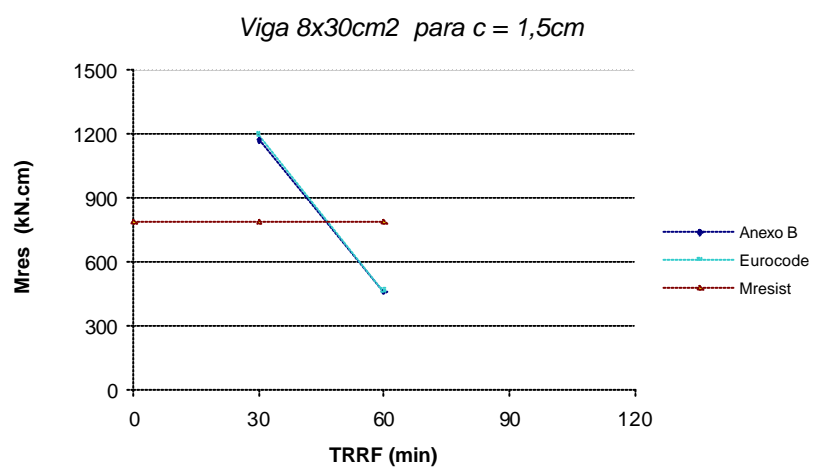


FIGURA 4.46 – M_{RES} x $TRRF$ - viga de seção 8x30cm² e $c=1,5$ cm (momento negativo)

Observa-se que para as mesmas seções transversais, anteriormente estudadas, diferenciadas apenas pelo estudo do momento negativo (posição da armadura principal oposta à face inferior), são muito mais resistentes em situação de incêndio. Para a viga de $30 \times 60 \text{cm}^2$ com cobrimento de 1,50cm, o TRRF de 90min é atendido. Para os demais cobrimentos garante-se o TRRF de 120min. O TRRF de 60min é atendido para todos os cobrimentos da seção transversal de $16 \times 40 \text{cm}^2$. A seção de $8 \times 30 \text{cm}^2$ atende ao TRRF de 30min.

Pode-se perceber que para a situação de momento negativo da seção estudada atender melhor as condições de incêndio. Da mesma forma, tanto o critério do EUROCODE (1995) quanto do ANEXO B da NBR 6118 (2001) contemplam resultados semelhantes.

4.3 – LAJES

A laje estudada tem espessura de 10cm, está submetida a um momento fletor positivo de 500kN.cm, $f_{ck} = 20 \text{MPa}$ e aço CA60. Os cobrimentos considerados foram de 0,5cm, 1,5cm, 2,0cm e 2,5cm. Estudaram-se, também, lajes com 1,0cm de revestimento de argamassa de cimento e areia perfeitamente aderida ao concreto na face inferior, onde atua o fogo. Para a situação de incêndio os TRRF considerados foram de 30 a 120 minutos.

A armação da laje não se manteve a mesma para todos os cobrimentos, devido à variação da altura útil.

Para a determinação da temperatura do concreto e das barras de aço foi utilizada a TAB. 3.6 e para a obtenção dos fatores de redução do aço e do concreto as Eq. (2.7) a Eq. (2.9) e Eq. (2.14) a Eq. (2.17), respectivamente.

A partir do R_{ST} , conforme o TRRF escolhido e dos coeficientes de ponderação, obtêm-se o valor de γ , pela Eq. (4.1) e, para a determinação do momento resistente de cálculo, utilizou-se a Eq. (3.1).

Deste estudo resultou a TAB. 4.11, em que mostram-se os momentos resistentes para a laje para os diversos cobrimentos e TRRF.

Para $c = 0,5\text{cm}$ considerou-se, para a altura útil, a média entre os valores das camadas inferior e superior e, para a redução da resistência do aço, o centro da camada inferior, por estar submetida a uma maior temperatura. Para os demais cobrimentos considerou-se para a altura útil e redução da resistência do aço o centro da camada superior.

TABELA 4.11 – Laje $h = 10\text{cm}$. Momentos resistentes para TRRF de 30 e 60min

TRRF (min)	c (cm)	k_c	k_s	A_s (cm ²)	R_{ST} (kN)	ANEXO B NB1		EUROCODE	
						x (cm)	M_R (kN.cm)	x (cm)	M_R (kN.cm)
30	0,5	1,0000	0,6914	1,64 (5.0c/12)	68,04	0,60	596,0	0,50	598,7
	0,5+Rev	1,0000	1,0000	1,64 (5.0c/12)	98,40	0,87	851,4	0,72	857,1
	1,5	1,0000	1,0000	1,96 (5.0c/10)	117,60	1,04	862,6	0,86	870,7
	1,5+Rev	1,0000	1,0000	1,96 (5.0c/10)	117,60	1,04	862,6	0,86	870,7
	2,0	1,0000	1,0000	2,18 (5.0c/9)	130,80	1,15	887,9	0,96	898,0
	2,0+Rev	1,0000	1,0000	2,18 (5.0c/9)	130,80	1,15	887,9	0,96	898,0
	2,5	1,0000	1,0000	2,18 (5.0c/9)	130,80	1,15	822,5	0,96	832,6
	2,5+Rev	1,0000	1,0000	2,18 (5.0c/9)	130,80	1,15	822,5	0,96	832,6
60	0,5	1,0000	0,2401	1,64 (5.0c/12)	14,95	0,13	133,8	0,11	133,9
	0,5+Rev	1,0000	0,5500	1,64 (5.0c/12)	54,12	0,48	476,7	0,40	478,5
	1,5	1,0000	0,6940	1,96 (5.0c/10)	81,61	0,72	609,0	0,60	612,9
	1,5+Rev	1,0000	0,9383	1,96 (5.0c/10)	110,34	0,97	812,2	0,81	819,3
	2,0	1,0000	0,8174	2,18 (5.0c/9)	106,92	0,94	734,8	0,79	741,5
	2,0+Rev	1,0000	1,0000	2,18 (5.0c/9)	130,80	1,15	887,9	0,96	898,0
	2,5	1,0000	0,9383	2,18 (5.0c/9)	122,73	1,08	775,3	0,90	784,1
	2,5+Rev	1,0000	1,0000	2,18 (5.0c/9)	130,80	1,15	822,5	0,96	832,6

TABELA 4.12 – Laje $h = 10\text{cm}$. Momentos resistentes para TRRF de 90 e 120min

TRRF (min)	c (cm)	k_c	k_s	A_s (cm ²)	R_{ST} (kN)	ANEXO B NB1		EUROCODE	
						x (cm)	M_R (kN.cm)	x (cm)	M_R (kN.cm)
90	0,5	0,9600	0,0924	1,64 (5.0c/12)	9,09	0,08	81,5	0,07	81,6
	0,5+Rev	0,9600	0,2877	1,64 (5.0c/12)	28,31	0,25	253,0	0,21	252,4
	1,5	0,9600	0,4317	1,96 (5.0c/10)	50,77	0,45	0,37	0,86	385,9
	1,5+Rev	0,9600	0,6837	1,96 (5.0c/10)	0,71	1,04	600,3	0,59	604,1
	2,0	0,9600	0,5654	2,18 (5.0c/9)	73,96	0,65	516,9	0,54	520,1
	2,0+Rev	0,9600	0,7994	2,18 (5.0c/9)	104,56	0,92	719,5	0,77	725,9
	2,5	0,9600	0,6837	2,18 (5.0c/9)	89,43	0,79	575,4	0,66	580,1
	2,5+Rev	0,9600	0,9049	2,18 (5.0c/9)	118,36	1,04	749,5	0,87	757,7
120	0,5	0,9267	0,0892	1,64 (5.0c/12)	8,78	0,08	78,7	0,06	78,8
	0,5+Rev	0,9267	0,1077	1,64 (5.0c/12)	10,6	0,09	95,0	0,08	95,1
	1,5	0,9267	0,2491	1,96 (5.0c/10)	29,29	0,26	224,0	0,22	224,5
	1,5+Rev	0,9267	0,5063	1,96 (5.0c/10)	59,54	0,53	448,9	0,44	451,0
	2,0	0,9267	0,3803	2,18 (5.0c/9)	49,74	0,44	351,9	0,37	353,3
	2,0+Rev	0,9267	0,6323	2,18 (5.0c/9)	82,7	0,73	575,5	0,61	579,5
	2,5	0,9267	0,5063	2,18 (5.0c/9)	66,22	0,58	431,5	0,49	434,1
	2,5+Rev	0,9267	0,7326	2,18 (5.0c/9)	95,92	0,85	614,4	0,70	619,8

Para maior esclarecimento, a seguir mostra-se um exemplo para a obtenção do momento resistente de uma laje com $h = 10\text{cm}$, TRRF = 30min, $c = 2,0\text{cm}$.

Dados:

$$M_{SERV} = 500\text{kN}\cdot\text{cm}$$

$$A_{S_{EXIS}} = 2,18\text{cm}^2/\text{m} \text{ (}\varnothing 5,0\text{mm c/ 9cm)}$$

$c = 2,0\text{cm}$ – Agressividade 1 – NBR 6118 (2003), de acordo com a FIG. 4.47

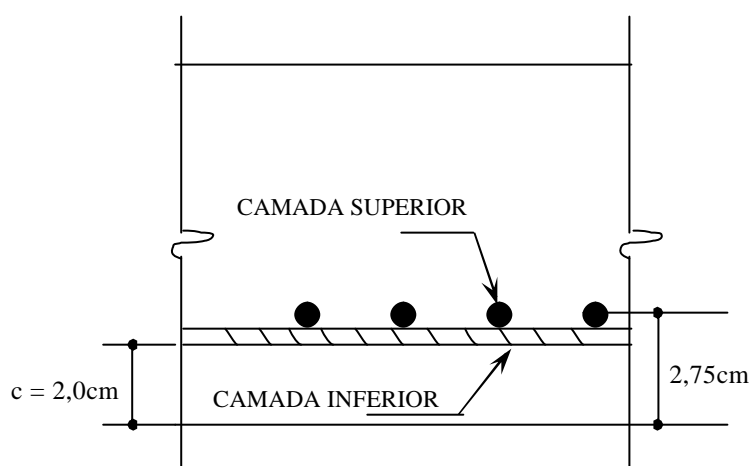


FIGURA 4.47 – Detalhe da armação da laje

▪ *Concreto*

$$\theta = 60^\circ\text{C} \quad k_c = 1,0 \text{ Eq.(2.14)}$$

▪ *Aço*

$$\theta = 250^\circ\text{C} \text{ (TAB. 3.6)} \quad k_s = 1,0 \text{ Eq.(2.7)}$$

$$R_{ST} = 130,8\text{kN}$$

Para $\gamma_c = 1,2$ e $\gamma_s = 1,0$ – ANEXO B da NBR 6118 (2001)

Utilizando-se a Eq. (4.1), encontra-se

$$y = 0,92\text{cm} \quad x = 1,15\text{cm}$$

Através da Eq. (3.1), tem-se

$$M_{RES_{d30'}} = 130,80 (7,25 - 0,4 \times 1,154) = 887,9kN.cm$$

Com $g_f = 1,0$

$$M_{RES_{30'}} = 887,9kN.cm$$

Para o cálculo com base no **EUROCODE (1995)**: $\gamma_c = 1,0$ e $\gamma_s = 1,0$, analogamente

$$y = 0,77cm \quad x = 0,962cm$$

$$M_{RES_{d30'}} = 130,80 (7,25 - 0,4 \times 0,962) = 898,0kN.cm$$

Com $g_f = 1,0$

$$M_{RES_{30'}} = 898,0kN.cm$$

Apresentam-se, a seguir, a plotagem dos valores dos momentos resistentes referentes ao ANEXO B da NBR 6118 (2001) e EUROCODE (1995) *versus* os valores de TRRF, a partir da TAB. 4.11.

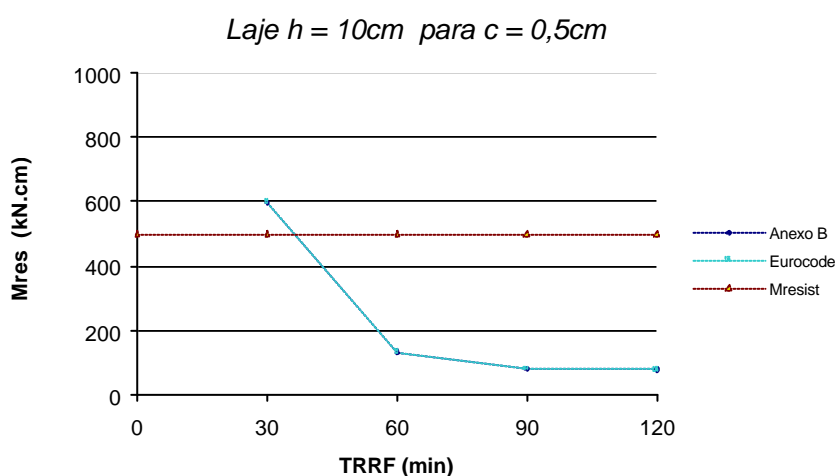


FIGURA 4.48 – M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10cm$ e $c = 0,5cm$

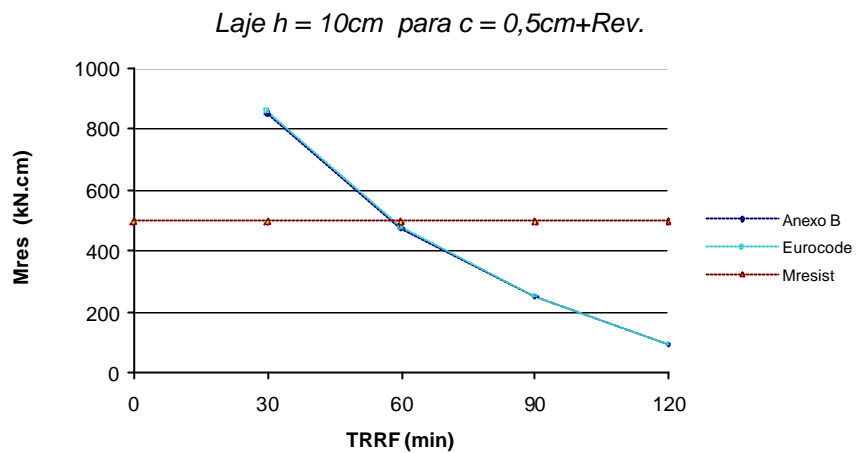


FIGURA 4.49 – $M_{RES} \times TRRF$ - laje $h = 10\text{cm}$ e $c = 0,5\text{cm} + \text{Rev.}$

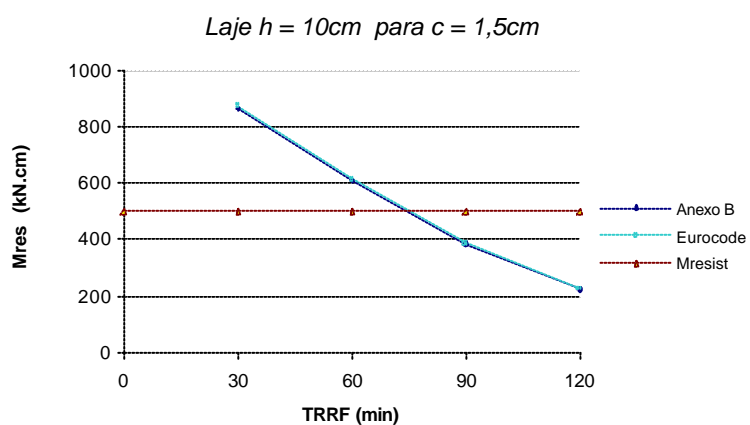


FIGURA 4.50 – $M_{RES} \times TRRF$ - laje $h = 10\text{cm}$ e $c = 1,5\text{cm}$.

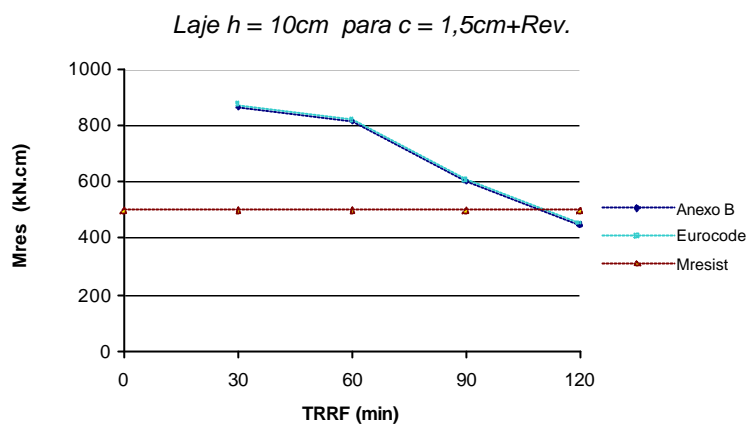


FIGURA 4.51 – M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10\text{cm}$ e $c = 1,5\text{cm}+\text{Rev.}$

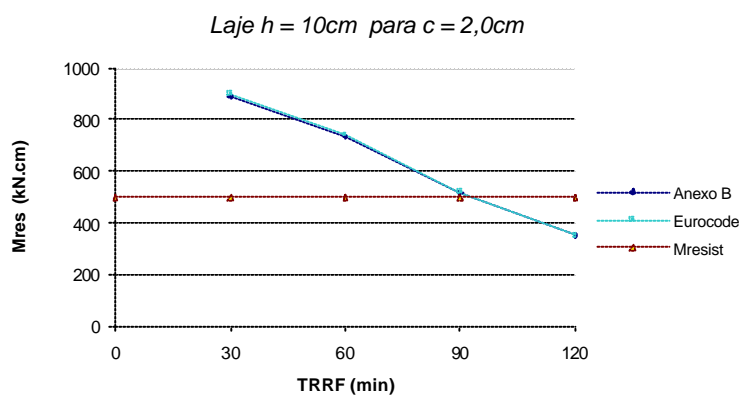


FIGURA 4.52 – M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10\text{cm}$ e $c = 2,0\text{cm}$.

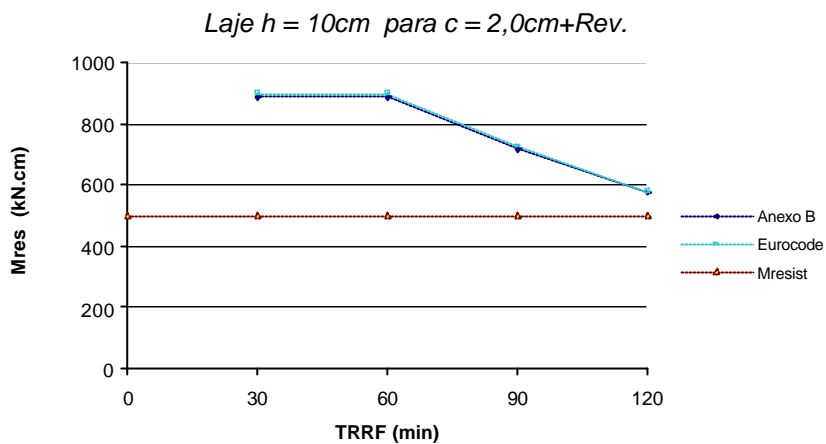


FIGURA 4.53 – M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10\text{cm}$ e $c = 2,0\text{cm}+\text{Rev.}$

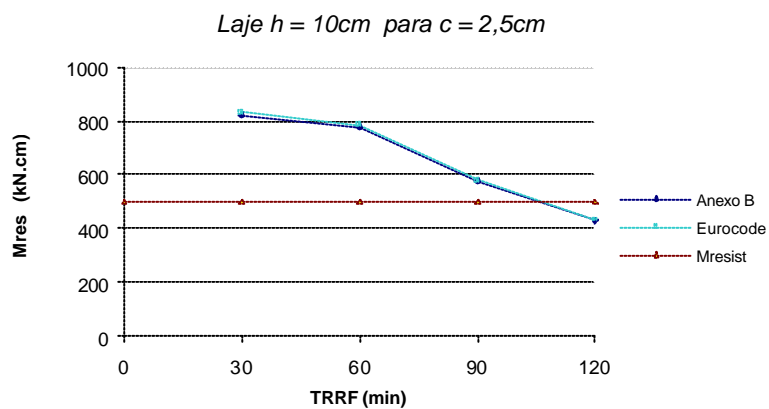


FIGURA 4.54 – M_{RES} x $TRRF$ - laje $h = 10\text{cm}$ e $c = 2,5\text{cm}$

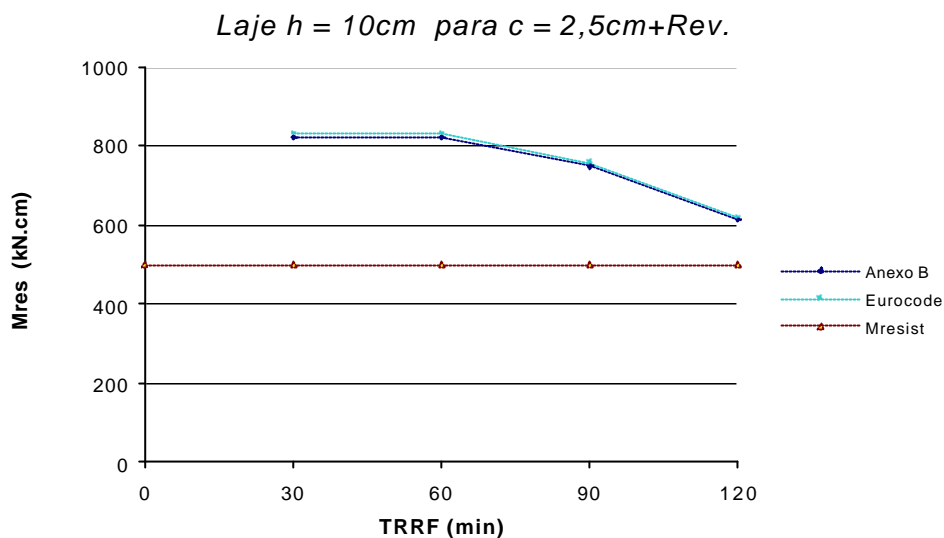


FIGURA 4.55 – $M_{RES} \times TRRF$ - laje $h = 10\text{cm}$ e $c = 2,5\text{cm} + \text{Rev.}$

Observa-se que para cobrimentos de armaduras superiores a 2,0cm, a laje estudada atende ao TRRF de 90min e 120min. O cobrimento equivalente a 0,5cm, com ou sem revestimento, NBR 6118 (1980), atende apenas ao TRRF de 30min. Entretanto, isso não é um dado significativo, pois a partir da aprovação da NBR 6118 (2003) este cobrimento já não é mais permitido, fato que reflete uma condição mais favorável de resistência da laje em situação de incêndio.

Mais uma vez é indiferente a escolha entre os coeficientes recomendados pelo EUROCODE (1995) ou pelo ANEXO B da NBR 6118 (2001) para verificação do momento resistente das lajes em situação de incêndio, tal como foi comentado para o caso das vigas. Disto, conclui-se que para peças solicitadas à flexão simples o coeficiente de ponderação do concreto (γ_c) obtido do EUROCODE (1995) ou do ANEXO B da NBR 6118 (2003) não resulta em diferenças significativas.

4.4 – PILARES

O pilar em estudo apresenta seção transversal $30 \times 30 \text{cm}^2$, $f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}$, aço CA50A e, quanto à esbeltez, estudou – se tanto o pilar curto com $\lambda \leq 40$, quanto o moderadamente esbelto com $40 < \lambda \leq 80$, dimensionado a compressão centrada, em que I é o índice de esbeltez do pilar, dado pela Eq. 4.2.

$$\lambda = 3,46 \frac{l_e}{b} \quad (4.2)$$

em que l_e é o comprimento de flambagem do pilar e b o menor lado de seção retangular.

Os cobrimentos adotados no dimensionamento foram $c = 1,5 \text{cm}$, segundo a NBR 6118 (1980), $c = 2,5 \text{cm}$ e $c = 3,0 \text{cm}$, segundo a NBR 6118 (2003) Foram utilizadas as curvas isotérmicas apresentadas nas FIG. 3.15 a FIG. 3.18 e em NEVES (1993).

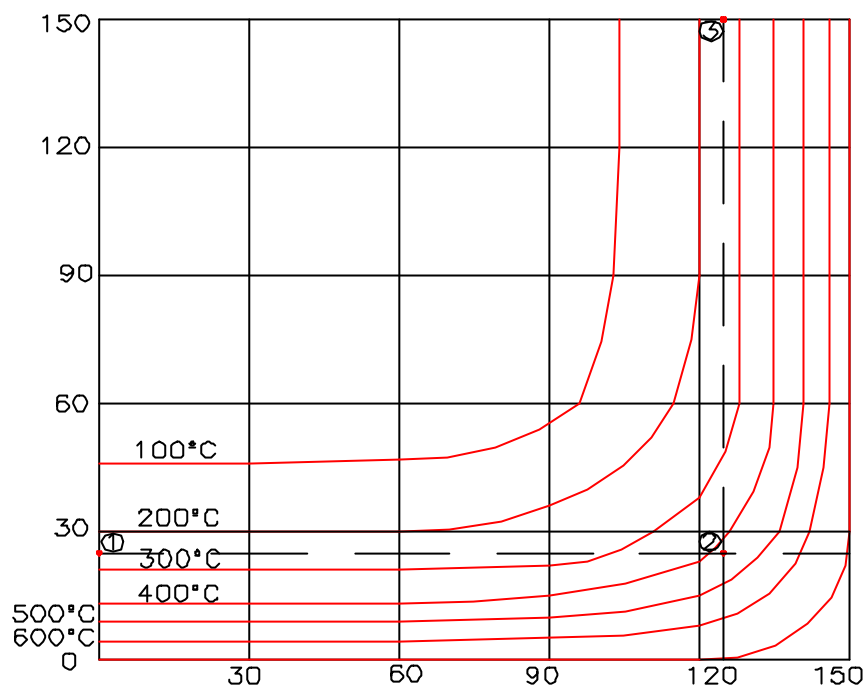


FIGURA 4.56 – Pilar 30x30cm², c = 1,5cm, TRRF = 30min

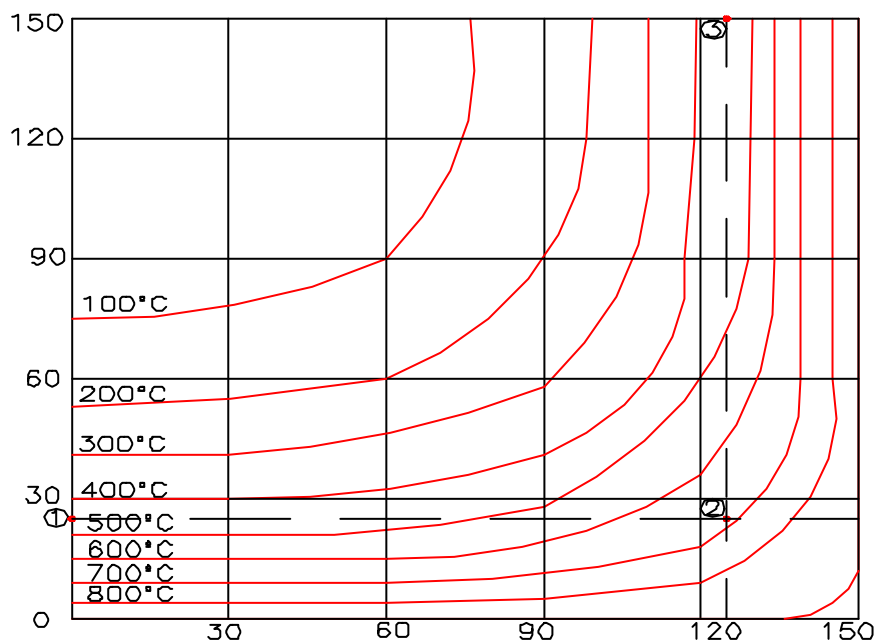


FIGURA 4.57 – Pilar 30x30cm², c = 1,5cm, TRRF = 60min

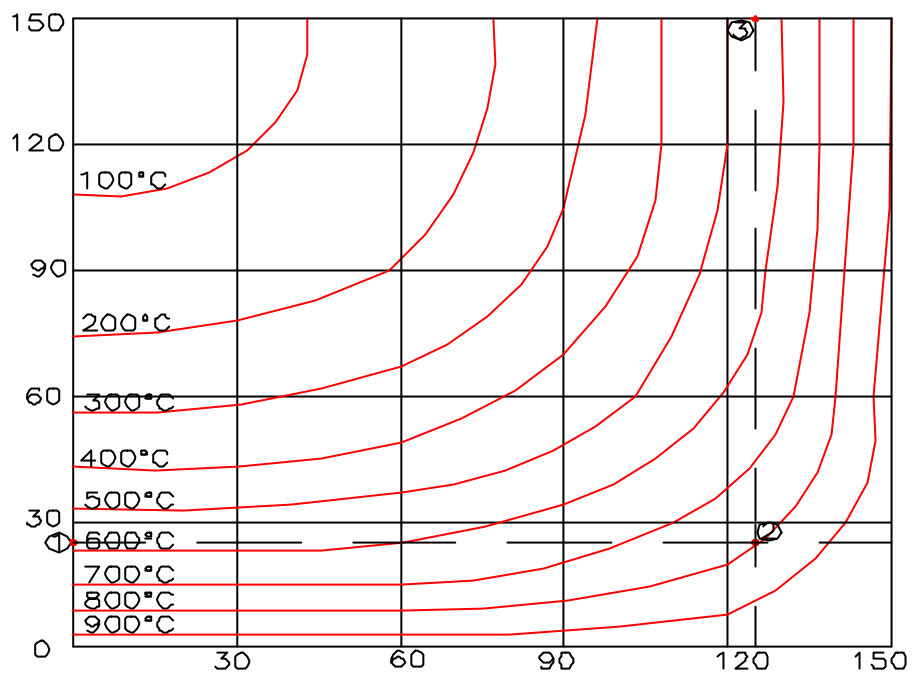


FIGURA 4.58 – Pilar 30x30cm², $c = 1,5\text{cm}$, TRRF = 90min

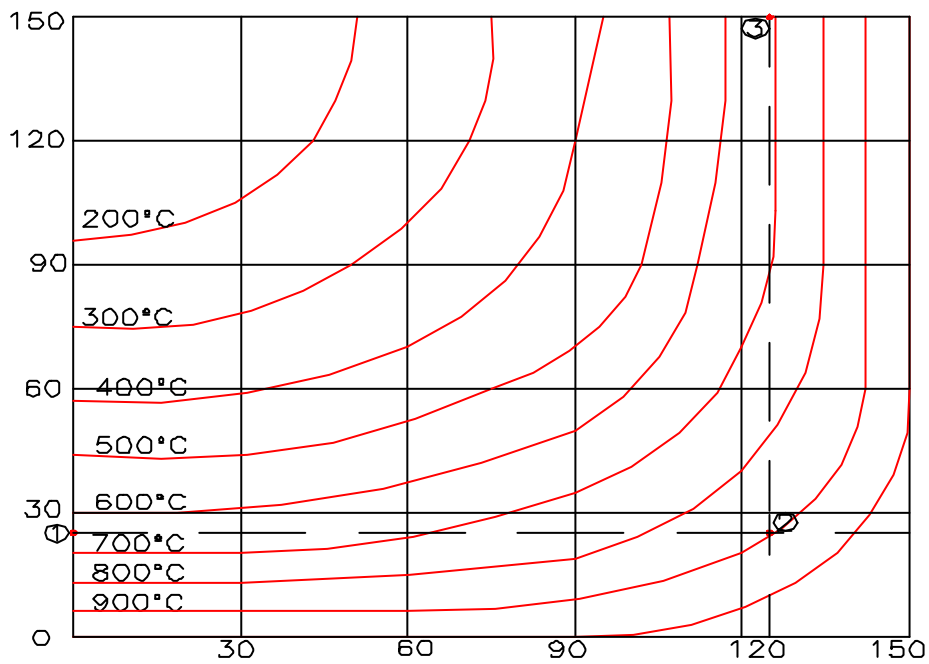


FIGURA 4.59 – Pilar 30x30cm², $c = 1,5\text{cm}$, TRRF = 120min

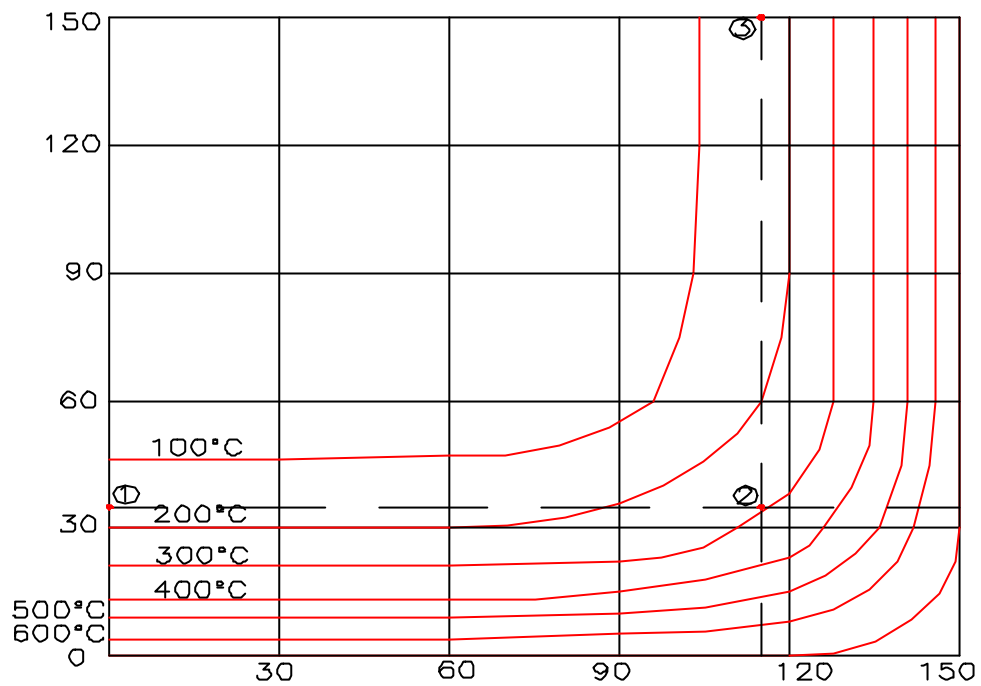


FIGURA 4.60 – Pilar 30x30cm², $c = 2,5\text{cm}$, TRRF = 30min

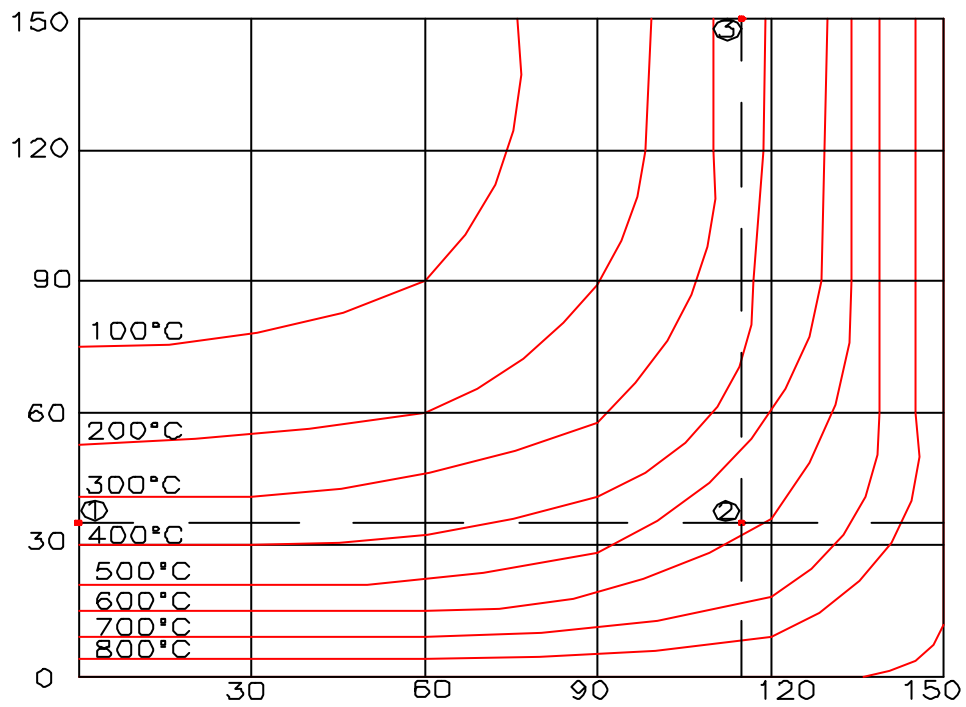


FIGURA 4.61 – Pilar 30x30cm², $c = 2,5\text{cm}$, TRRF = 60min

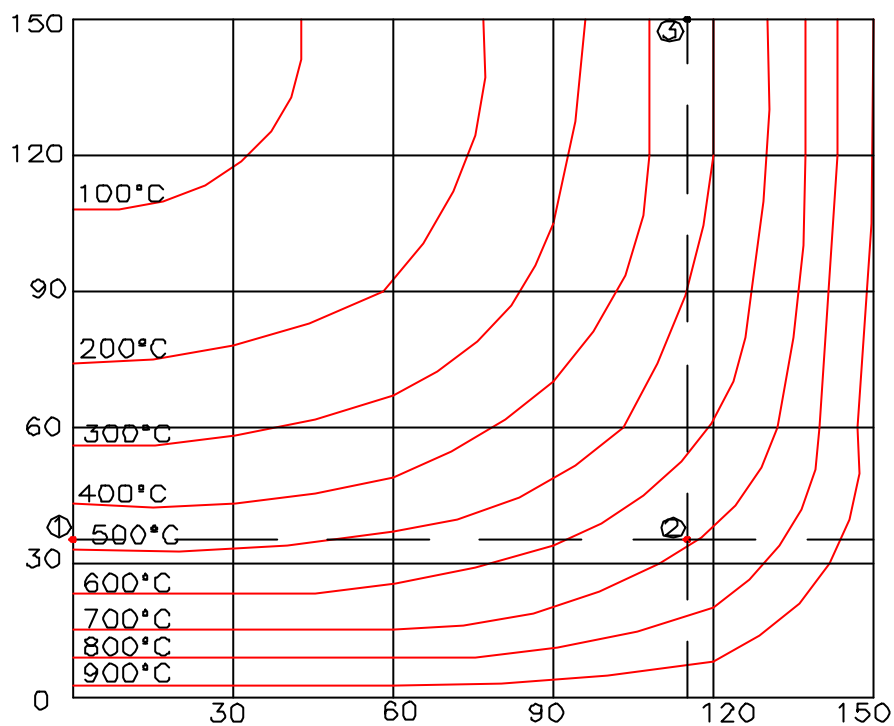


FIGURA 4.62 – Pilar 30x30cm², $c = 2,5$ cm, TRRF = 90min

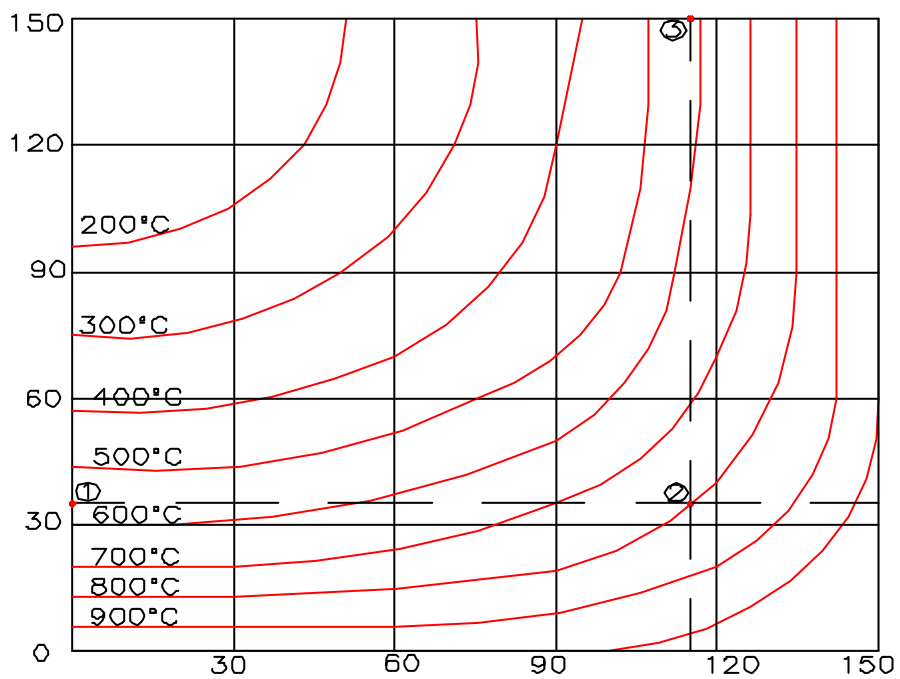


FIGURA 4.63 – Pilar 30x30cm², $c = 2,5$ cm, TRRF = 120min

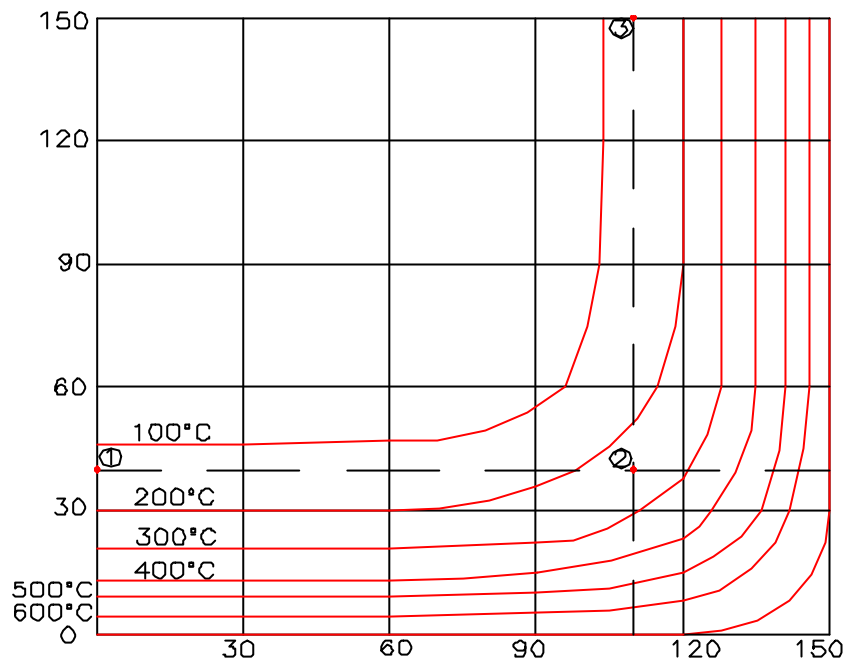


FIGURA 4.64 – Pilar 30x30cm², $c = 3,0$ cm, TRRF = 30min

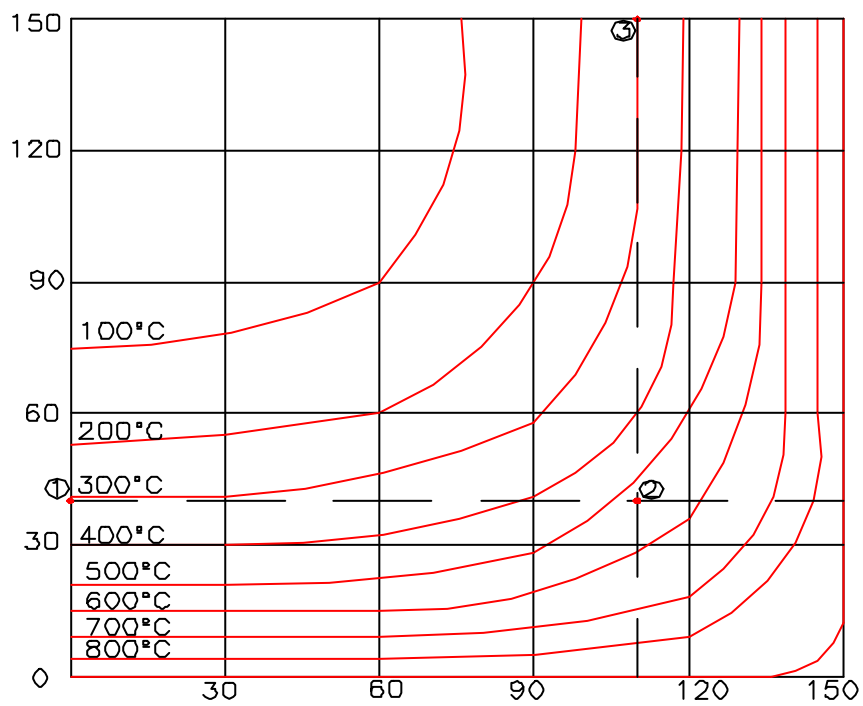


FIGURA 4.65 – Pilar 30x30cm², $c = 3,0$ cm, TRRF = 60min

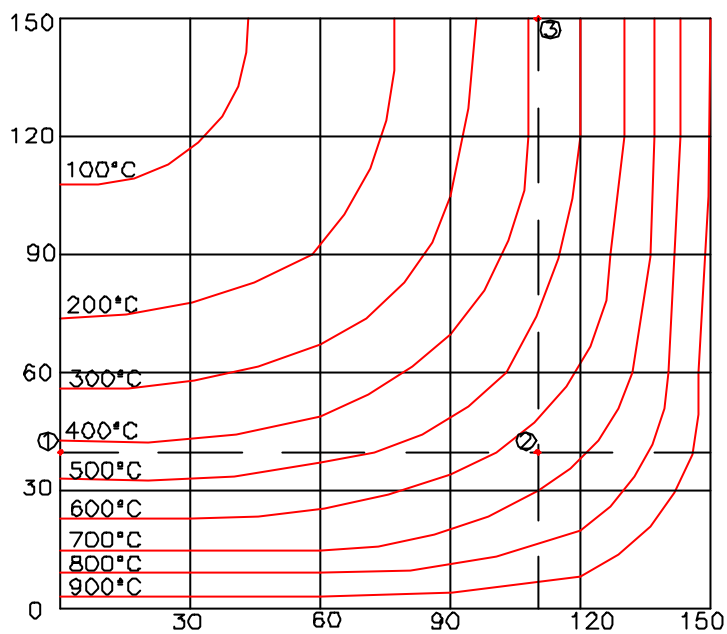


FIGURA 4.66 – Pilar 30x30cm², c = 3,0cm, TRRF = 90min

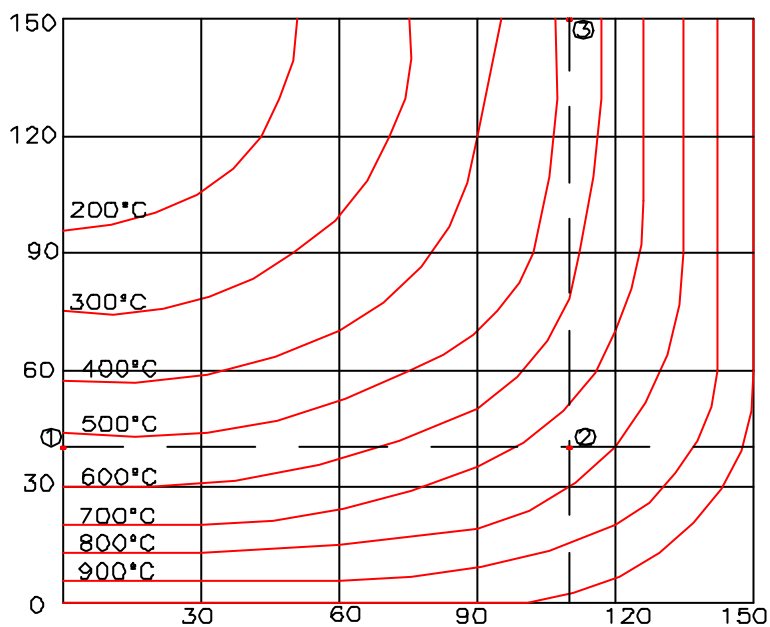


FIGURA 4.67 – Pilar 30x30cm², c = 3,0cm, TRRF = 120min

4.4.1 PILAR CURTO

Dados:

$l_e = 300\text{cm}$, obtêm-se $\lambda = 34,6$ através da Eq. 4.2.

$N_{SERV} = 800\text{Kn}$, $g_p = 1,2$, $A_{s_{cal}} = 5,98\text{cm}^2$

$A_{s_{EXIS}} = 6,4\text{cm}^2$ (8Ø10,0mm)

A área existente está detalhada conforme FIG. 4.68.

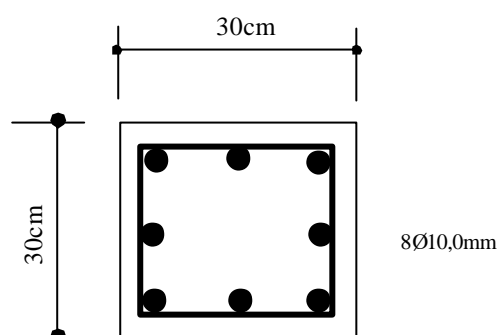


FIGURA 4.68 – Detalhe da seção transversal do pilar, considerando $\lambda < 40$

Para a determinação da força normal em situação de incêndio, utilizou-se a igualdade apresentada na Eq. (3.3), na qual empregaram-se os coeficientes de redução do concreto e do aço, além dos coeficientes de ponderação e g_p devido à esbelteza do pilar, conforme NBR 6118 (1980).

O coeficiente k_{sm} foi obtido através da locação das barras na seção transversal com as curvas isotérmicas, de acordo com as FIG. 4.56 a FIG. 4.67, e k_a na TAB.3.7.

A seguir apresenta-se a TAB. 4.13 com os resultados obtidos através do cálculo da força normal, em situação de incêndio, para um pilar curto, ou seja, $I < 40$ e um exemplo do cálculo executado.

TABELA 4.13 – Pilar 30x30cm² em situação de incêndio (para pilar curto)

TRRF (min)	k_a	COBRIMENTO (cm)	k_{sm}	FORÇA NORMAL (kN)	
				ANEXO B	EUROCODE
30	0,8810	1,5	0,7209	1090,9	1276,8
		2,5	0,8700	1124,3	1310,1
		3,0	0,9060	1132,3	1318,2
60	0,7270	1,5	0,3278	840,4	993,8
		2,5	0,5150	882,3	1035,7
		3,0	0,5928	899,7	1053,1
90	0,6250	1,5	0,1825	700,2	832,1
		2,5	0,3120	729,2	861,1
		3,0	0,3640	740,9	872,7
120	0,6171	1,5	0,0870	670,5	800,7
		2,5	0,2000	695,8	826,0
		3,0	0,2350	703,7	833,9

$$l_e = 300\text{cm}$$

$$N_{RESd} = (900 - 6,4) \cdot f_c + 6,4 \cdot 42, \quad \text{com } g_p = 1 + \frac{6}{b} \geq 1,1 \quad \text{tem-se:}$$

$$N_{RES} = \frac{1353,8857}{1,4 \cdot 1,2} = 805,88\text{kN}$$

PARA TRRF 30min

Para $c = 2,5\text{cm}$ - agressividade1 – NBR 6118 (2003)

A partir do FIG. 4.60, com a locação das barras, têm-se

$$\text{barra 2} - \theta_2 = 288^\circ\text{C} - \text{Eq. (2.14)} - k_s = 0,812$$

$$\text{barra 1 e barra 3} - \theta_2 = 172^\circ\text{C} - \text{Eq. (2.14)} - k_s = 0,928$$

$$k_{sm} = (4 \times 0,812 + 4 \times 0,928) / 8 = 0,87 \text{ e,}$$

para $k_a = 0,881$ - TAB.3.7

$$f_{ci} = \frac{0,85 \times 2}{1,2} = 1,417 \text{ kN/cm}^2$$

Para $\gamma_c = 1,2$ e $\gamma_s = 1,0$ - **ANEXO B da NBR 6118 (2001)**

$$N_{RESd30'} = [(900 - 6,4) \cdot f_{ci} \cdot k_a + 42 \cdot 6,4 \cdot k_{sm}]$$

$$N_{RESd30'} = [(900 - 6,4) \cdot f_{ci} \cdot 0,881 + 42 \cdot 6,4 \cdot 0,87]$$

$$N_{RESd30'} = 1349,1 \text{ kN}$$

Com $\gamma_f = 1,0$ e $g_p = 1,2$

$$N_{RES30'} = 1124,3 \text{ kN}$$

Para $\gamma_c = 1,0$ e $\gamma_s = 1,0$ - **EUROCODE(1995)**

$$N_{RESd30'} = [(900 - 6,4) \cdot f_{ci} \cdot k_a + 42 \cdot 6,4 \cdot k_{sm}]$$

$$N_{RESd30'} = [(900 - 6,4) \cdot f_{ci} \cdot 0,881 + 42 \cdot 6,4 \cdot 0,87]$$

$$N_{RESd30'} = 1572,2 \text{ kN}$$

Com $\gamma_f = 1,0$ e $g_p = 1,2$

$$N_{RES30'} = 1310,1 \text{ kN}$$

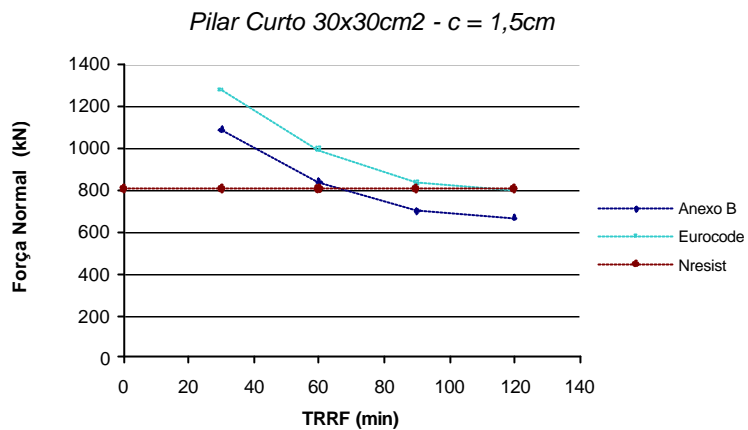


FIGURA 4.69 – $N_{RES} \times TRRF$ - pilar curto 30x30cm² – c = 1,5cm

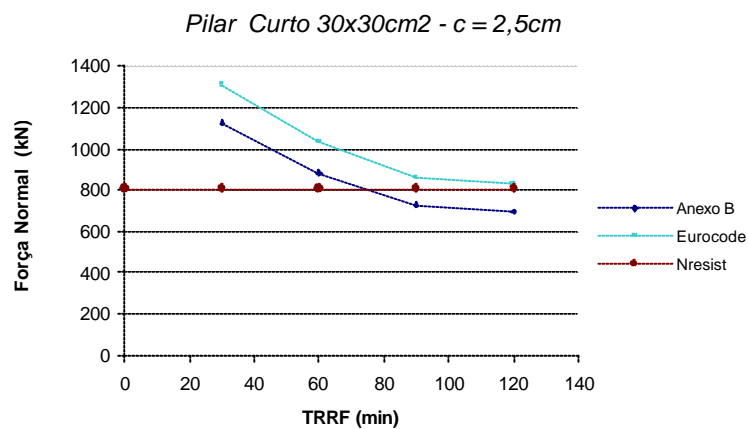


FIGURA 4.70 – $N_{RES} \times TRRF$ - pilar curto 30x30cm² – c = 2,5cm

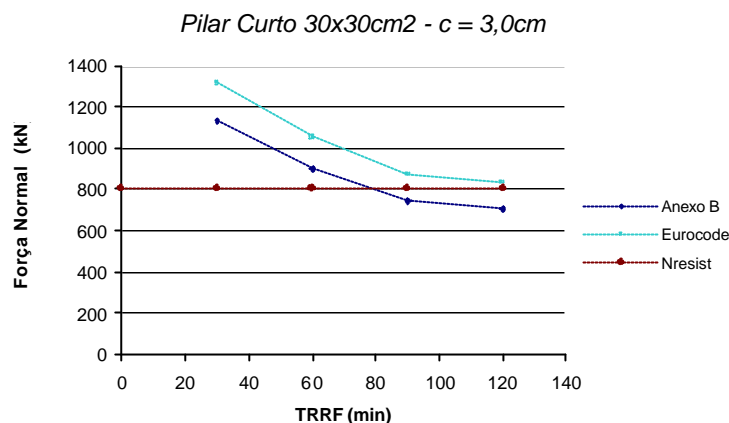


FIGURA 4.71 – N_{RES} x TRRF - pilar curto 30x30cm² – c = 3,0cm

A partir de análise dos ábacos apresentados para pilares curtos, verifica-se que o TRRF de 60min é atendido para todos os cobrimentos estudados. Entretanto, verifica-se também que no caso da compressão centrada há diferença nos valores das forças resistentes, quando se confronta ANEXO B da NBR 6118 (2001) com o EUROCODE (1995).

4.4.2 PILAR MODERADAMENTE ESBELTO

Dado: $l_e = 500\text{cm}$

De acordo com a Eq. 4.2, tem-se que $\lambda = 57,7$

$$N_{SERV} = 800\text{kN}, \quad g_P = 1,72 - \text{NBR 6118 (2003)} \quad A_{s_{cal}} = 19,8\text{cm}^2$$

$$A_{s_{EXIS}} = 20,6\text{cm}^2 (4\varnothing 20,0\text{mm} + 4\varnothing 16,0\text{mm})$$

$$N_{RES} = \frac{[(900 - 20,6)f_c + 20,6 \cdot 42]}{g_P \cdot g_f} = 802,76\text{kN}$$

Analogamente ao exemplo anterior, k_{sm} foi obtido através da bcação das barras na seção transversal, e k_a na TAB. 3.7.

g_P - varia com o TRRF apresentado na TAB. 4.14.

TABELA 4.14 – Pilar 30x30cm² em situação de incêndio (pilar moderadamente esbelto)

TRRF (min)	k_a	COBRIMENTO (cm)	k_{sm}	g_P		FORÇA NORMAL (kN)	
				ANEXO B	EUROCODE	ANEXO B	EUROCODE
30	0,8810	1,5	0,825	1,78	1,78	1032	1158
		2,5	0,900	1,78	1,78	1063	1195
		3,0	0,950	1,78	1,78	1093	1219
60	0,7270	1,5	0,387	1,77	1,78	713	818
		2,5	0,508	1,77	1,78	772	872
		3,0	0,695	1,77	1,78	863	963
90	0,6250	1,5	0,121	1,73	1,78	521	596
		2,5	0,331	1,73	1,78	626	698
		3,0	0,460	1,73	1,78	691	761
120	0,6171	1,5	0,118	1,72	1,77	517	591
		2,5	0,240	1,72	1,77	578	651
		3,0	0,275	1,72	1,77	596	668

$$l_e = 500\text{cm}$$

Para o cálculo da armadura longitudinal A_s em temperatura ambiente seguiu-se a formulação apresentada na NBR 6118 (1980), obtendo-se o valor de $A_{s_{cal}} = 19,8\text{cm}^2$.

A armadura colocada na seção transversal $A_{s_{EXIS}} = 20,6\text{cm}^2$ (4Ø20,0mm + 4Ø16,0mm), está mostrada na FIG. 4.72.

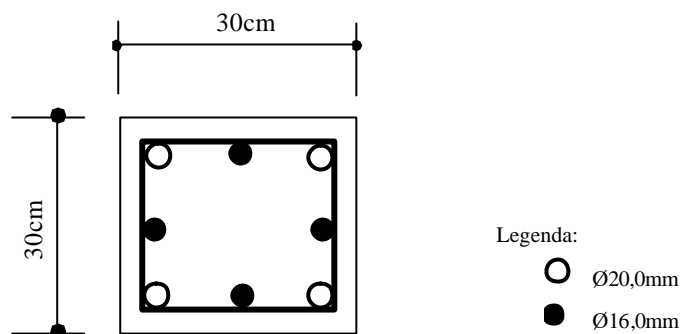


FIGURA 4.72 – Detalhe da seção transversal do pilar, considerando $\lambda > 40$

Para o pilar moderadamente esbelto, o cálculo segue o mesmo procedimento do pilar curto, com o valor $g_p = 1,2$ constante e agora variável de acordo com os TRRF. Apresentam-se, a seguir, as plotagens referentes $N_{RES} \times TRRF$.

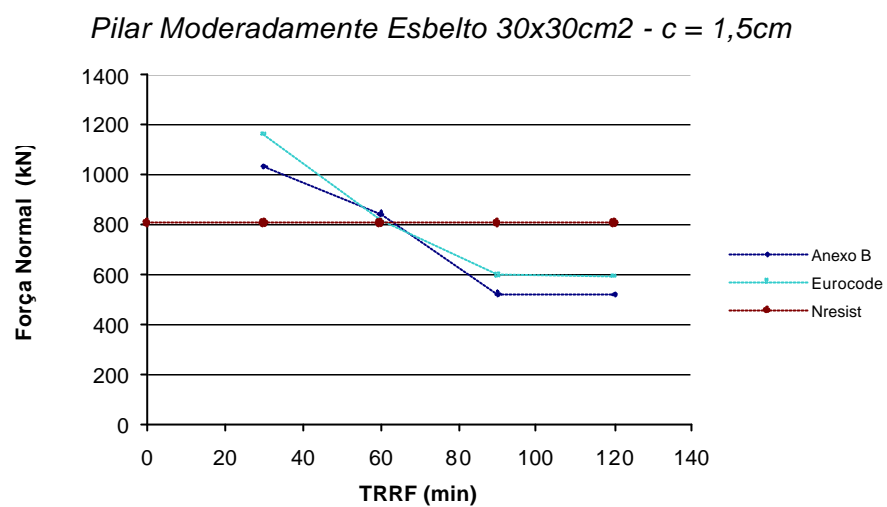


FIGURA 4.73 – N_{RES} x $TRRF$ - pilar moderadamente esbelto 30x30cm² – c=1,5cm

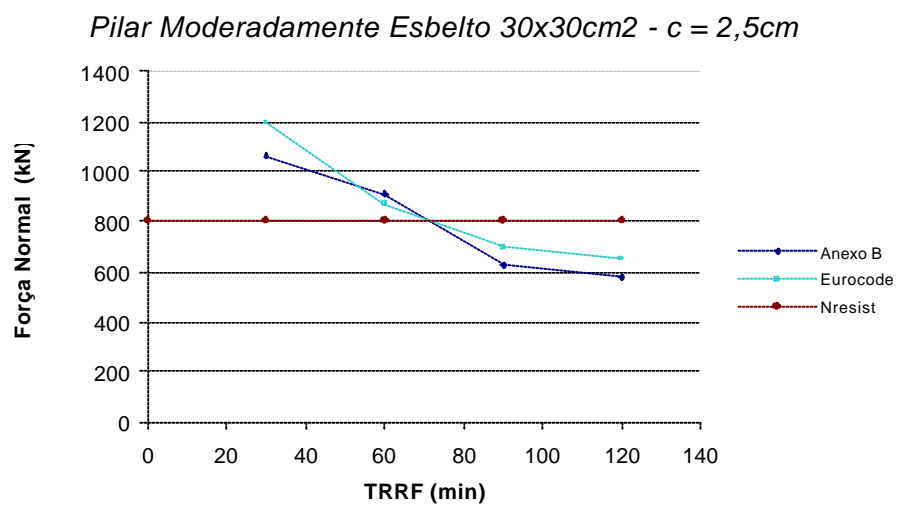


FIGURA 4.74 – N_{RES} x $TRRF$ - pilar moderadamente esbelto 30x30cm² – c=2,5cm

Pilar Moderadamente Esbelto 30x30cm² - c = 3,0cm

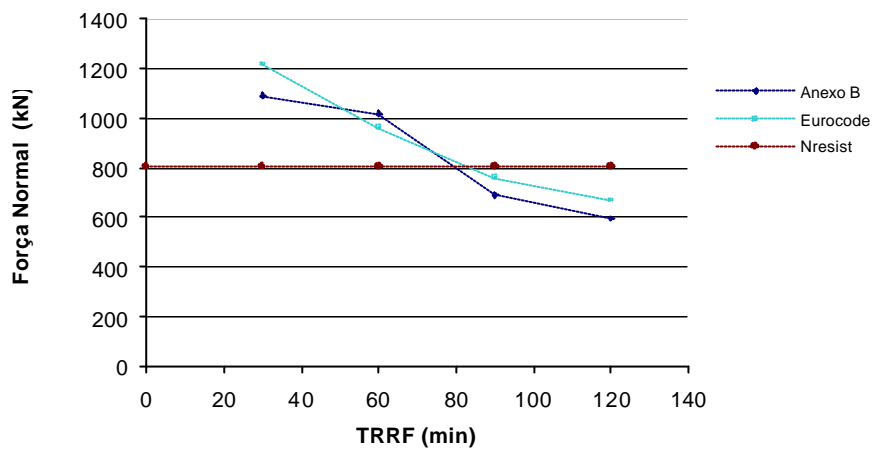


FIGURA 4.75 – $N_{RES} \times TRRF$ - pilar moderadamente esbelto 30x30cm² – c =3,0cm

As mesmas observações apresentadas para pilar curto são válidas para pilar moderadamente esbelto.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A redução da resistência dos materiais, ou seja, de suas propriedades mecânicas, apresenta-se como a principal característica das peças usuais de concreto quando submetidas à situação de incêndio. Desta forma, uma ferramenta fundamental para a análise e posterior dimensionamento dessa situação é a curva que fornece a temperatura dos gases quentes no compartimento em chamas, em função do tempo de duração do incêndio, denominada curva *tempo x temperatura*. Essa curva possibilita a determinação da máxima temperatura atingida pelo elemento estrutural e, conseqüentemente, obter sua resistência ao fogo. Entretanto, devido à dificuldade da sua determinação para uma situação real de incêndio, as principais normas que abordam o assunto adotam curvas padronizadas denominadas *curvas de incêndio padrão*. Estas curvas são de utilização prática em projetos, porém, conduzem a um dimensionamento conservador.

A partir da revisão bibliográfica percebe-se que, para o dimensionamento de peças usuais de concreto, não existe atualmente no Brasil, uma norma específica para a situação de incêndio. Tem-se, apenas, o ANEXO B (2001) que fazia parte do texto conclusivo do projeto de revisão da NBR 6118 (2001) e que, posteriormente, na versão conclusiva de 2003 foi excluído, convertendo-se em proposta para uma futura norma

específica. Ressalta-se que a norma NBR 5627 (1980), que considerava as exigências particulares das obras de concreto armado em relação à sua resistência ao fogo, foi cancelada em 2001, pela ABNT, por ser considerada ultrapassada. Com relação à normalização, pode-se considerar o EUROCODE (1995), como o documento base para os procedimentos adotados atualmente para o dimensionamento destas peças por apresentar, além do seu caráter normativo detalhado, ábacos de curvas isotérmicas de vigas, equações para o cálculo dos fatores de redução dos materiais e o método tabular, que se mostra simples e eficiente para o seu propósito.

Como resultado da aplicação do método simplificado sugerido para o dimensionamento de vigas, lajes e pilares, ressalta-se sua vantagem por se tratar de um procedimento mais simples, que poderá ser utilizado de imediato por profissionais que atuam diretamente na área, uma vez que toda a formulação básica é de conhecimento desses usuários, tendo sido acrescentado os itens relativos ao incêndio fornecidos pelo EUROCODE (1995) e pelo ANEXO B da NBR 6118 (2001).

Uma das conclusões deste trabalho refere-se ao fenômeno do lascamento, o qual se apresenta como um dos principais efeitos maléficos das altas temperaturas nas estruturas de concreto, que desagrega o concreto levando-o ao colapso sendo, portanto, um assunto que merece estudo mais detalhado e aprofundado. Recorre-se à década de 90, quando grandes estruturas sofreram os efeitos destrutivos do incêndio por meio de lascamentos térmicos prematuros e explosivos, cujos elementos estruturais foram fortemente danificados, comprometendo sua segurança.

Outra sugestão para futuras pesquisas refere-se à determinação das curvas isotérmicas reais, tanto para uma seção retangular qualquer como outras seções transversais, através de estudos mais precisos de distribuição de tensões, via MEF, conforme FIGUEIREDO (2002), e, conseqüentemente, o dimensionamento com uma distribuição de temperatura mais correto. Sugere-se ainda, estudos de verificação de peças em concreto armado de diferentes classes de concreto, com e sem revestimento, com diferentes tipos de agregados e revestimentos.

De forma simplista, pode-se afirmar que estruturas de concreto caracterizam-se por resistir bem às altas temperaturas. Observa-se, também, que vigas com larguras maiores resistem melhor aos incêndios.

Como recomendação final, considera-se desnecessário reafirmar a importância de estudos mais aprofundados, bem como de sua divulgação, a fim de que ocorra o desenvolvimento de critérios de dimensionamento, projetos e normas mais seguros e econômicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVA, G. M. S. (2000). Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 277p. Brasil.

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS (ASTM E119) (1988). Standard test methods for fire tests of building constructions and material. USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). Guide for determining the fire endurance of concrete elements. ACI 216R-89. New York. USA.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo. Procedimento. NBR 5627. Rio de Janeiro. RJ. Brasil. Norma cancelada.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). Projeto e execução de obras de concreto armado. Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro. RJ. Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). Cálculo e execução de obras de concreto protendido. Procedimento. NBR 7197. Rio de Janeiro. RJ. Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). Ações e segurança na estrutura. Procedimento. NBR 8681. Rio de Janeiro. RJ. Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Procedimento. NBR 9062. Rio de Janeiro. RJ. Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999). Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio. Procedimento. NBR 14323. Rio de Janeiro. RJ. Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2000). Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. Procedimento. NBR 14432. Rio de Janeiro. RJ. Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). Projeto e execução de obras de concreto. Texto de Revisão. ANEXO B. Rio de Janeiro. RJ. Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). Ações e segurança na estrutura. Procedimento. NBR 8681. Revisão. Rio de Janeiro. RJ. Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). Projeto e execução de obras de concreto. Procedimento. NBR 6118 (NB 1). Rio de Janeiro. RJ. Brasil.

COSTA, C. N. *et al.* (2002). O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica. 44^o Congresso Brasileiro do Concreto. Belo Horizonte. MG. Brasil.

COSTA, C. N. (2002). Estruturas de concreto em situação de incêndio. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. SP. Brasil.

COSTA, C. N. e PIGNATTA, V. (2003). Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais. 5^o Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo. SP. Brasil.

COSTA, C. N. *et al.* (2002). Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. Seminário Internacional NUTAU'2002 – Sustentabilidade, Arquitetura e Desenho Urbano. Anais. São Paulo. SP. Brasil.

COSTA, C. N. e PIGNATTA, V. (2002). Estruturas de concreto em situação de incêndio. 30^o Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Anais. PECC-UnB/ASAE. Brasília. Df. Brasil.

ELLINGWOOD, B. and SHAVER, J. R. (1980). Effects of fire on reinforced concrete members. ACI Structural Journal. v. 106. n. ST11. USA.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1995). EUROCODE 2. Design of concrete structures, Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design. Brussels. Belgium.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (2001). ECCS - Technical committee 3. Model code on fire engineering. First edition. Amsterdam.

FAKURY, R. H. *et al.* (1997). Dimensionamento de vigas mistas de edifícios em situação de incêndio. XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Escola de Engenharia de São Carlos. USP. SP. Brasil.

FAKURY, R. H. *et al.* (1998). Método simplificado para verificação de vigas mistas em situação de incêndio. Revista Escola de Minas. v. 51, n. 2, p. 18-23. Ouro Preto. MG. Brasil.

FAKURY, R. H. e SILVA, N. A. (2000). Análise das condições estruturais de elementos de concreto em situação de incêndio segundo as normas NBR 5627/1980 e NBR 14432/2000. Relatório Técnico. Belo Horizonte. MG. Brasil.

FIGUEIREDO JR. F. P. (2002). Simulação via método dos elementos finitos da distribuição de temperatura em estruturas metálicas e mistas no caso de incêndio. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. UFMG. Belo Horizonte. MG. Brasil.

FUSCO, P. B. (1981). Estruturas de concreto – solicitações normais. Editora Guanabara Dois S.A. Rio de Janeiro. RJ. Brasil.

LANDI, F. R. (1986). Ação do incêndio sobre as estruturas de concreto armado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Boletim Técnico 01/86. São Paulo. SP. Brasil.

LIE, T. T. and Irwin, R. J. (1993). Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section. ACI Structural Journal. v. 90-S7. USA.

MILKE, J. A. (1999). Analytical methods to evaluate fire resistance of structural members. Journal of structural engineering. ASCE. v. 125, n. 10. USA.

NEVES, C. (1993). Segurança contra incêndio em edifícios. Fundamentos. Apostila do Instituto Superior Técnico. Departamento de Engenharia Civil. Lisboa, Portugal.

PIMENTA, R. J. *et al.* (1997). Dimensionamento de lajes com formas de aço incorporada em temperatura ambiente e em situação de incêndio. XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. São Carlos. SP. Brasil.

PURKISS, J. A. (1996). Fire safety engineering – design of structures. Butterworth - Heinemann, Aston University. Londres. Inglaterra.

RAMALHO, M. A. B. O. B. S. (1994). Consequências da aplicação do “Regulamento de Segurança contra Incêndios em Edifícios de Habitação”. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal.

SILVA, V. P. (1996). Determinação da curva temperatura-tempo de um incêndio natural compartimentado. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. p. 40. São Paulo. SP. Brasil.

SILVA, V. P. e PIMENTA, P. M. (1996). Curvas temperatura-tempo de um incêndio. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. p. 16. São Paulo. SP. Brasil.

SILVA, V. P. *et al.* (1997). Estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – método simplificado para dimensionamento. Revista Escola de Minas. v. 50, n. 3, p.31-36. Ouro Preto. MG. Brasil.

SILVA, V. P. (2000). Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. Revista Construção Metálica. Volume 10, Fascículo 43, pp. 27-34. São Paulo. SP. Brasil.

SOUZA, U. E. L. (1999). Incêndio em edifícios: Conceitos Básicos. Revista CIPA. São Paulo. SP. Brasil.

TEPEDINO, J. M. (1982). Concreto Armado – Flexão Normal Simples. Capítulo 4. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte. MG. Brasil.