

**FLEXÃO NORMAL COMPOSTA EM SEÇÕES RETANGULARES
DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Marcelo Paixão Pinto Rodrigues

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

**“FLEXÃO NORMAL COMPOSTA EM SEÇÕES RETANGULARES DE
CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO”.**

MARCELO PAIXÃO PINTO RODRIGUES

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 Fakury
DEES - UFMG

Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior
FEC – UNICAMP

Belo Horizonte, 06 de abril de 2009.

DEDICATÓRIA

A Deus, aos meus pais, irmãos, amigos e à minha esposa

AGRADECIMENTOS

- A DEUS, pelos dons que me deu e pela saúde que me permite usá-los.
- Ao meu bisavô, Prof. Adhemar Rodrigues, meu avô, Prof. Estêvão Pinto Rodrigues, e ao meu pai, Prof. Estêvão Bicalho Pinto Rodrigues por desbravarem o caminho que agora trilho. O constante reconhecimento que recebem como mestres me instiga à carreira de professor.
- À minha mãe, Santuzza, e aos meus irmãos, pela companhia diária desde o início dessa jornada. E à minha esposa, Marina, por assumir essa função. Vocês são os responsáveis por me fazer chegar bem ao dia seguinte.
- Ao meu pai, Estêvão, por tolerar minha ausência no escritório nos horários mais malucos para cumprir a carga horária do mestrado.
- Aos professores que ainda não se esqueceram da importância do aluno.
- À Renatinha e à Luciana pelo material de consulta nas matérias do mestrado.
- Aos colegas de mestrado, pela troca de experiências. Especialmente ao Crysthian e à Paloma.
- Ao professor Ney Amorim Silva, por me acolher nessa empreitada com tanta objetividade e disposição.

- À Gleidsmar pela impagável ajuda com os programas GID e Thersys.
- Novamente à Luciana e ao meu irmão Ricardo pela ajuda com o Excel.
- À professora Jaqueline pela consultoria internacional.
- Aos meus amigos mais presentes, principalmente ao G13, por não me deixarem esquecer de aproveitar a vida, mesmo durante as tarefas que mais nos consomem.

SUMÁRIO

Lista de Figuras.....	ix
Lista de Tabelas.....	xi
Resumo.....	xii
Abstract.....	xiii
1 Introdução	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Justificativa.....	2
1.3 Objetivos.....	3
1.4 Descrição Resumida dos Capítulos.....	4
2 Revisão Bibliográfica.....	5
2.1 Incêndio.....	5
2.1.1 Características dos Incêndios.....	5
2.1.2 Propriedades Térmicas do Aço em Elevadas Temperaturas.....	7
2.1.3 Propriedades Térmicas do Concreto de Densidade Normal em Elevadas Temperaturas.....	8
2.2 ABNT NBR 15200:2004 – Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio.....	9
2.2.1 Propriedades dos Materiais em Situação de Incêndio.....	10
2.2.2 Ação Correspondente ao Incêndio.....	16
2.2.3 Verificação de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio.....	17
2.3 ABNT NBR 14432:2000 – Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações - Procedimento.....	21

2.4 Trabalhos na Área de Engenharia de Estruturas em Situação de Incêndio	22
3 Flexão Normal Composta (FNC)	25
3.1 Flexão Normal Composta em Temperatura Ambiente	25
3.1.1 Hipóteses Básicas.....	25
3.1.2 Dimensionamento à Flexão Normal Composta em Temperatura Ambiente.....	27
3.2 Flexão Normal Composta em Situação de Incêndio	31
3.2.1 Ponderação.....	31
3.2.2 Determinação da Temperatura na Peça.....	31
3.2.3 Propriedades dos Materiais em Situação de Incêndio.....	35
3.2.4 Diagramas de Interação de Força Normal de Cálculo e Momento Fletor de Cálculo.....	37
3.3 Flexão Normal Composta Após uma Situação de Incêndio	40
3.3.1 Comportamento do Concreto Após uma Situação de Incêndio.....	41
3.3.2 Comportamento do Aço Após uma Situação de Incêndio.....	42
3.3.3 Diagrama de Interação ($N_d \times M_d$) Após uma Situação de Incêndio..	43
4 Exemplos	45
4.1 Exemplo 1	45
4.1.1 Dimensionamento à Flexão Normal Composta em Temperatura Ambiente.....	45
4.1.2 Verificação Manual do Cálculo do Programa de Dimensionamento	46
4.1.3 Detalhamento e Geração dos Gráficos em Situação de Incêndio.....	48
4.1.4 Estudo Comparativo para Validação do Programa.....	51
4.1.5 Comparação dos Resultados com o Diagrama Parábola-Retângulo para a Compressão do Concreto.....	56
4.1.6 Geração do Gráfico Após uma Situação de Incêndio.....	57

4.1.7 Diagrama de Interação (N_d x M_d) para Agregado Calcáreo.....	58
4.2 Exemplo 2	60
4.3 Exemplo 3	63
5 Considerações Finais	67
Referências Bibliográficas	70

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – Curva Padronizada de Incêndio – ISO-834 (ABNT NBR 15200:2004).....	7
FIGURA 2.2 – Fator de Redução da Resistência do Concreto em Função da Temperatura (ABNT NBR 15200:2004).....	12
FIGURA 2.3 – Fator de Redução do Módulo de Elasticidade do Concreto em Função da Temperatura (ABNT NBR 15200:2004).....	13
FIGURA 2.4 – Fator de Redução da Resistência do Aço de Armadura Passiva em Função da Temperatura (ABNT NBR 15200:2004).....	15
FIGURA 2.5 – Fator de Redução do Módulo de Elasticidade do Aço de Armadura Passiva em Função da Temperatura (ABNT NBR 15200:2004).....	16
FIGURA 3.1 – Domínios de Deformação no ELU (ABNT NBR 6118:2003).....	27
FIGURA 3.2 – Seção Transversal Submetida à FNC.....	29
FIGURA 3.3 – Entrada de Dados do Software Criado para Dimensionamento.....	30
FIGURA 3.4 – Linhas do Código da Macro “Dimensionamento ()”.....	30
FIGURA 3.5 – Distribuição de Temperatura em uma Seção de Concreto de 40x50 cm ² (Saída do Software THERSYS).....	33
FIGURA 3.6 – Diagrama Tensão-Deformação do Aço em Situação de Incêndio.....	36
FIGURA 3.7 – Seção Transversal Submetida à FNC em Situação de Incêndio.....	37
FIGURA 3.8 – Exemplo de Diagrama de Interação (N_d x M_d) da Seção de 20x30 cm ² com 4 ϕ 10 mm.....	39
FIGURA 3.9 – Exemplo de Diagrama de Interação (N_d x M_d) da Seção de 40x80 cm ² com 6 ϕ 16 mm.....	40

FIGURA 3.10 – Exemplo de Diagrama de Interação (N_d x M_d) da Seção de 20x30 cm^2 com 4 ϕ 10 mm Após um Incêndio de TRRF 30.....	44
FIGURA 4.1 – Dimensionamento de Seção 20x20 cm^2	46
FIGURA 4.2 – Croquis do Detalhamento da Seção de 20x20 cm^2 com 4 ϕ 10 mm..	48
FIGURA 4.3 – Dados da Armadura da Seção de 20x20 cm^2 com 4 ϕ 10 mm.....	49
FIGURA 4.4 – Distribuição de Temperatura em uma Seção de 20x20 cm^2 para o TRRF de 30, 60, 90 e 120 minutos.....	50
FIGURA 4.5 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 20x20 cm^2 com 4 ϕ mm em Situação de Incêndio.....	50
FIGURA 4.6 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 20x20 cm^2 com 4 ϕ 10 mm – Diagrama Retangular x Diagrama Parábola-Retângulo.....	56
FIGURA 4.7 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 20x20 cm^2 com 4 ϕ 10 mm Após uma Situação de Incêndio de TRRF 30.....	58
FIGURA 4.8 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 20x20 cm^2 com 4 ϕ 10 mm para Diferentes Agregados para um TRRF 30.....	59
FIGURA 4.9 – Dimensionamento da Seção de 40x80 cm^2	60
FIGURA 4.10–Croquis do Detalhamento da Seção de 40x80 cm^2 com 10 ϕ 16 mm	61
FIGURA 4.11 – Dados da Armadura da Seção de 40x80 cm^2 com 10 ϕ 16 mm.....	61
FIGURA 4.12 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 40x80 cm^2 com 10 ϕ 16 mm em Situação de Incêndio.....	62
FIGURA 4.13 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 40x80 cm^2 com 10 ϕ 16 mm Após uma Situação de Incêndio de TRRF 90.....	63
FIGURA 4.14 – Dimensionamento da Seção de 80x40 cm^2	64
FIGURA 4.15–Croquis do Detalhamento da Seção de 80x40 cm^2 com 10 ϕ 16 mm	64
FIGURA 4.16 – Dados da Armadura da Seção de 80x40 cm^2 com 10 ϕ 16 mm.....	65
FIGURA 4.17 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 80x40 cm^2 com 10 ϕ 16 mm em Situação de Incêndio.....	66
FIGURA 4.18 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 80x40 cm^2 com 10 ϕ 16 mm Após uma Situação de Incêndio de TRRF 90.....	66

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Valores das Relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para Concretos de Massa Específica Normal (2000 kg/m^3 a 2800 kg/m^3) Preparados com Agregados Predominantemente Silicosos ou Calcáreos (ABNT NBR 15200:2004).....	11
TABELA 2.2 – Valores das Relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para Aços de Armadura Passiva (ABNT NBR 15200:2004).....	14
TABELA 4.1 – Valores Calculados Manualmente para a Seção do Exemplo 1 (TRRF 30).....	52
TABELA 4.2 – Valores Calculados pela Planilha Desenvolvida para a Seção do Exemplo 1 (TRRF 30).....	53
TABELA 4.3 – Comparação entre os Valores dos Esforços Obtidos Manualmente e pela Planilha Desenvolvida para a Seção do Exemplo 1 (TRRF 30).....	55

RESUMO

Este trabalho apresenta um método geral de cálculo de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 15200:2004, capaz de avaliar se uma seção retangular de concreto armado com armadura qualquer resiste à flexão normal composta quando submetida a incêndios com diversos tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), preconizados pela ABNT NBR 14432:2000. A distribuição de temperatura na seção é rigorosamente calculada, levando-se em consideração todas as não-linearidades envolvidas. Para tanto, fez-se uso do programa “THERSYS – Sistema para simulação via método dos elementos finitos da distribuição 3D de temperatura em estruturas em situação de incêndio”, desenvolvido no Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais. Implementou-se um algoritmo na linguagem de programação Visual Basic dentro do ambiente MS Excel para o dimensionamento de seções retangulares de concreto armado submetidas à flexão normal composta com armadura simétrica à temperatura ambiente. Desenvolveram-se planilhas eletrônicas que calculam e desenham as curvas de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para a temperatura ambiente, para os quatro tempos requeridos de resistência ao fogo preconizados em norma (TRRF 30, 60, 90 e 120 minutos) e para uma estrutura que tenha sido submetida a uma situação de incêndio e já tenha sido resfriada até a temperatura ambiente, ou seja, 20°C.

Palavras chave: estruturas de concreto – método geral – situação de incêndio – flexão normal composta – pós incêndio – análise térmica

ABSTRACT

This work presents a general structural design method for reinforced concrete elements subjected to fire according to the Brazilian Standard ABNT NBR 15200:2004. The developed method evaluates reinforced concrete rectangular cross-sections subjected to compound flexure for different fire resistance required times specified by the Brazilian Standard ABNT NBR 14432:2000. The temperature distribution along the element's cross-section considering the non-linearity was obtained using the program "THERSYS", a three-dimensional temperature distribution simulation system for buildings subjected to fires that uses the finite element method and which was developed at the Structural Engineering Department from the Federal University of Minas Gerais. An algorithm was implemented using the *Visual Basic* programming language within the *MS Excel* spreadsheet environment to design rectangular reinforced concrete sections with symmetrical steel bar arrangement at normal temperatures (i.e., 20°C). Electronic spreadsheets were developed to calculate and draw interactive diagrams of (axial force) x (bending moment) at 20°C, for each fire resistance required time specified by the Brazilian standard (i.e., 30, 60, 90 e 120 minutes) and also for a structure which had been previously exposed to fire and cooled down back to 20°C.

Keywords.: concrete structures – general method – fire situation – compound flexure – post fire situation – thermal analysis

1

INTRODUÇÃO

1.1 - Generalidades

As estruturas de concreto sempre foram caracterizadas pela boa resistência ao incêndio graças a algumas características, tais como incombustibilidade e baixa condutividade térmica, maior massa específica e volume das peças de concreto em relação aos elementos metálicos e o fato de não exalar gases tóxicos ao ser aquecido. Entretanto, o aumento da temperatura nos elementos de concreto causa redução na resistência e no módulo de elasticidade dos materiais

A utilização de concretos com resistências maiores nos dias de hoje permite a concepção de elementos estruturais cada vez mais esbeltos, isto é, áreas de seção transversal menores e comprimentos maiores. Peças de menor massa e volume se aquecem rapidamente e tornam-se mais susceptíveis às ações danosas do aquecimento na peça em situação de incêndio.

Dentre estas ações encontra-se o “spalling” que, segundo CALDAS (2008), é o destacamento de grande extensão do cobrimento da armadura. Tal fenômeno pode ser

causado por uma elevada pressão de vapor nos poros ou elevado gradiente térmico e traz como consequência uma diminuição da seção transversal e uma maior exposição das armaduras ao incêndio. O spalling não será estudado no presente trabalho.

1.2 - Justificativa

O incêndio é um fenômeno de difícil definição na etapa de projetos uma vez que depende de parâmetros muito variáveis como a quantidade de material combustível, ventilação e tipo de revestimento do compartimento.

A substancial diminuição das propriedades mecânicas do concreto e do aço com o aumento da temperatura provocado por um incêndio, bem como a desagregação e lascamento do concreto que aumenta a exposição do aço a elevadas temperaturas podem levar à estrutura a um colapso parcial ou mesmo uma ruína total.

A certa imprevisibilidade de um incêndio associada à sua danosa influência na resistência da peça de concreto armado tornam imprescindível o estudo do comportamento de peças estruturais de concreto armado em situação de incêndio, bem como o desenvolvimento de ferramentas de verificação da resistência dessas peças ao fogo para os vários tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) preconizados pela ABNT NBR 14432:2001.

1.3 - Objetivos

O presente trabalho visa o estudo de seções retangulares de concreto armado submetidas à flexão normal composta em situação de incêndio, com uma distribuição precisa de temperatura no interior dos elementos. Como produto final, objetiva-se desenvolver uma planilha capaz de:

- dimensionar seções retangulares de concreto armado submetidas à flexão normal composta em temperatura ambiente, usando armaduras simétricas;
- traçar diagramas de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para seções retangulares de concreto armado na temperatura ambiente;
- traçar diagramas de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para seções retangulares de concreto armado para os TRRF definidos pela ABNT NBR 14432:2001;
- traçar diagramas de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para seções retangulares de concreto armado que tenham sido submetidas à um dos quatro TRRF definidos pela ABNT NBR 14432:2001 e já tenham resfriado até a temperatura de 20°C.

Desse modo o usuário poderá verificar qual o tempo mínimo de resistência ao fogo de uma seção de concreto armado já detalhada, quando submetida ao incêndio padrão. Uma vez que os gráficos de interação estejam traçados para os diferentes tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) pode-se posicionar os esforços de cálculo da seção entre as curvas e visualizar se a seção resiste ao TRRF estipulado pela ABNT NBR 14432:2001 para aquela peça.

1.4 – Descrição Resumida dos Capítulos

No presente capítulo foi realizada uma introdução sobre a verificação das estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre as características de um incêndio, o comportamento de materiais submetidos a elevadas temperaturas, normas brasileiras que tratam das estruturas em situação de incêndio e alguns trabalhos publicados sobre este tema.

No capítulo 3 estuda-se o comportamento de seções retangulares de concreto armado submetidos à flexão normal composta em temperatura ambiente, em situação de incêndio e também após ocorrido um incêndio.

O capítulo 4 contém exemplos de estudos de seções retangulares de concreto armado realizados com o programa desenvolvido neste trabalho.

No capítulo 5 encontram-se as considerações finais sobre o trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Incêndio

2.1.1 – Características dos Incêndios

SOUZA(1999) descreve que “incêndio em 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 explosão e ao lançamento de volumosas chamas para o ambiente externo”. Incêndio também pode ser entendido como um aumento brusco da temperatura quando a superfície de todos os elementos combustíveis 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.

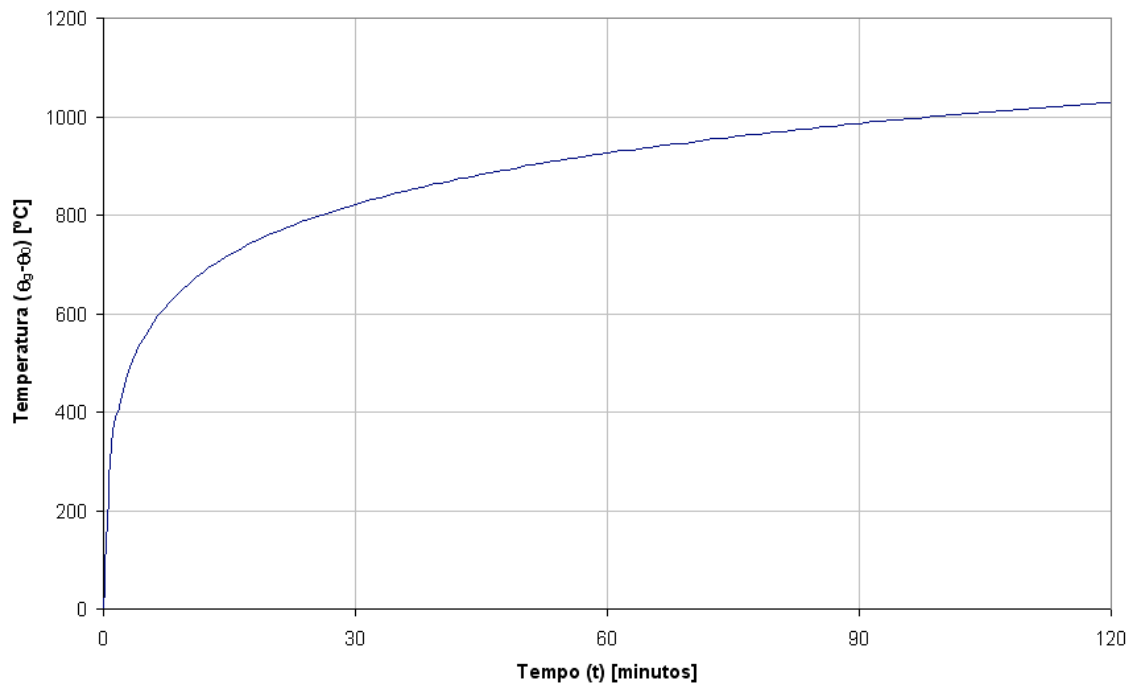
Baseado na descrição acima, pode-se dividir o fenômeno do incêndio em três fases, de acordo com LANDI (1986) e ALVA (2000):

- 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. Ocasionalmente há uma 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;
- fase de redução da temperatura e extinção / fase de resfriamento: é caracterizada pela diminuição da temperatura, por não haver mais fornecimento de energia térmica;

“ No estudo do comportamento de estruturas em situação de incêndio, três etapas são importantes: modelagem do incêndio, análise térmica e análise estrutural.” (CALDAS, 2008, p. 6). Do ponto de vista estrutural, a modelagem do incêndio visa obter a relação temperatura-tempo dos gases ou os fluxos de calor por radiação e convecção. A análise térmica visa à obtenção da elevação da temperatura nos elementos estruturais a partir da relação temperatura-tempo dos gases obtida na modelagem do incêndio. A análise estrutural é feita com as propriedades dos materiais alteradas de acordo com a elevação de temperatura encontrada na análise térmica.

No presente trabalho adotou-se a curva de incêndio padrão ISO-834 preconizada pela ABNT NBR 14432:2000 para descrever a relação temperatura-tempo, como pode ser visto na FIG.2.1. A análise térmica, por sua vez, foi obtida através do programa

THERSYS - Sistema para simulação via MEF da distribuição 3D de temperatura em estruturas em situação de incêndio, elaborado por RIBEIRO (2004).



**FIGURA 2.1 – Curva Padronizada de Incêndio – ISO-834
(ABNT NBR 14432:2000)**

2.1.2 – Propriedades Térmicas do Aço em Elevadas Temperaturas

a) Massa Específica

A massa específica do aço não apresenta variação com a temperatura, sendo considerada constante e igual a $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.

b) Calor específico

O calor específico do aço (c_a) pode ser determinado (em $\text{J/kg}^\circ\text{C}$) em função da temperatura do aço (θ_a) pelas seguintes expressões:

- para $20^{\circ}\text{C} < \theta_a < 600^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3, \text{ em J/kg}^{\circ}\text{C} \quad (2.1)$$

- para $600^{\circ}\text{C} < \theta_a < 735^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 666 + 13002 / (738 - \theta_a), \text{ em J/kg}^{\circ}\text{C} \quad (2.2)$$

- para $735^{\circ}\text{C} < \theta_a < 900^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 545 + 17820 / (\theta_a - 731), \text{ em J/kg}^{\circ}\text{C} \quad (2.3)$$

- para $900^{\circ}\text{C} < \theta_a < 1200^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 650 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C} \quad (2.4)$$

c) Condutividade Térmica

A condutividade térmica do aço (λ_a) pode ser determinada (em $\text{W/m}^{\circ}\text{C}$) em função da temperatura do aço, pelas seguintes expressões:

- para $735^{\circ}\text{C} < \theta_a < 800^{\circ}\text{C}$:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a, \text{ em W/m}^{\circ}\text{C} \quad (2.5)$$

- para $800^{\circ}\text{C} < \theta_a < 1200^{\circ}\text{C}$:

$$\lambda_a = 27,3 \text{ W/m}^{\circ}\text{C} \quad (2.6)$$

2.1.3 – Propriedades Térmicas do Concreto de Densidade Normal em Elevadas Temperaturas

a) Massa Específica

A massa específica do concreto não apresenta variação com a temperatura, sendo considerada constante e igual a $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$.

b) Calor específico

O calor específico do concreto depende da umidade relativa do mesmo. No presente trabalho foi considerado, de forma conservadora, o calor específico do concreto seco

(c_c), que pode ser determinado (em J/kg°C) em função da temperatura do concreto (θ_c) pela seguinte expressão:

- para $20^\circ\text{C} < \theta_c < 1200^\circ\text{C}$:

$$c_c = 900 + 80 (\theta_c / 120) - 4 (\theta_c / 120)^2, \text{ em J/kg}^\circ\text{C} \quad (2.7)$$

c) Condutividade Térmica

A condutividade térmica do concreto (λ_c) pode ser determinada (em W/m°C) em função da temperatura do concreto, pela seguinte expressão:

- para $20^\circ\text{C} < \theta_c < 1200^\circ\text{C}$:

$$\lambda_c = 2 - 0,24 (\theta_c / 120) + 0,012 (\theta_c / 120)^2, \text{ em W/m}^\circ\text{C} \quad (2.8)$$

2.2 – ABNT NBR 15200:2004 – Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio

Segundo esta norma, o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio é baseado na correlação entre o comportamento dos materiais e da estrutura em situação normal, ou seja, à temperatura ambiente (considerada próxima a 20°C), com o que ocorre na situação de incêndio.

A verificação de estruturas em situação de incêndio objetiva:

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

Tais objetivos são atingidos se puder ser demonstrado que a estrutura mantém as seguintes funções:

- função corta fogo: a estrutura não permite que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial. A função corta-fogo compreende o isolamento térmico e a estanqueidade à passagem de chamas;
- função de suporte: a estrutura mantém sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma de suas partes, evitando o colapso global ou o colapso local progressivo;

Estas funções visam reduzir o risco de incêndio, controlar o fogo em estágios iniciais, limitar a área exposta ao fogo, criar rotas de fuga, facilitar a operação de combate ao incêndio e evitar a ruína prematura da estrutura, permitindo a fuga dos usuários e as operações de combate ao incêndio.

A norma estabelece que as estruturas devem ser verificadas sob combinações excepcionais de ações, no estado limite último, de modo que sejam aceitáveis plastificações e ruínas locais que não determinem colapso além do local.

Segundo a ABNT NBR 15200:2004, item 4.7, como plastificações, ruínas e até colapsos locais são aceitos, a estrutura só pode ser reutilizada após um incêndio se for vistoriada, tiver sua capacidade remanescente verificada e sua recuperação for projetada e executada, quando necessário. Essa recuperação pressupõe que a estrutura volte a suprir as necessidades existentes antes do incêndio, recuperando todas as capacidades últimas e de serviço exigidas.

2.2.1 - Propriedades dos Materiais em Situação de Incêndio

As propriedades dos materiais aço e concreto variam conforme a temperatura, θ , a que são submetidos por ação do fogo. Tais variações são estudadas a seguir.

a) CONCRETO

A alteração das propriedades de resistência e rigidez do concreto, quando submetido a compressão axial a elevadas temperaturas, deve ser obtida de acordo com a TAB. 2.1 (permite-se interpolar linearmente os valores):

TABELA 2.1 – Valores das Relações $f_{c,\theta} / f_{ck}$ e $E_{c,\theta} / E_c$ para Concretos de Massa Específica Normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) Preparados com Agregados Predominantemente Silicosos ou Calcáreos (ABNT NBR 15200:2004)

Temperatura do Concreto, θ [°C]	Agregado silicoso		Agregado calcáreo	
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$E_{c,\theta} / E_c$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$E_{c,\theta} / E_c$
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1000	0,04	0,00	0,06	0,00
1100	0,01	0,00	0,02	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na FIG. 2.2, obtida pela seguinte equação:

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (2.9)$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em situação normal;

$k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ ;

$f_{c,\theta}$ é a resistência característica à compressão do concreto a uma temperatura θ .

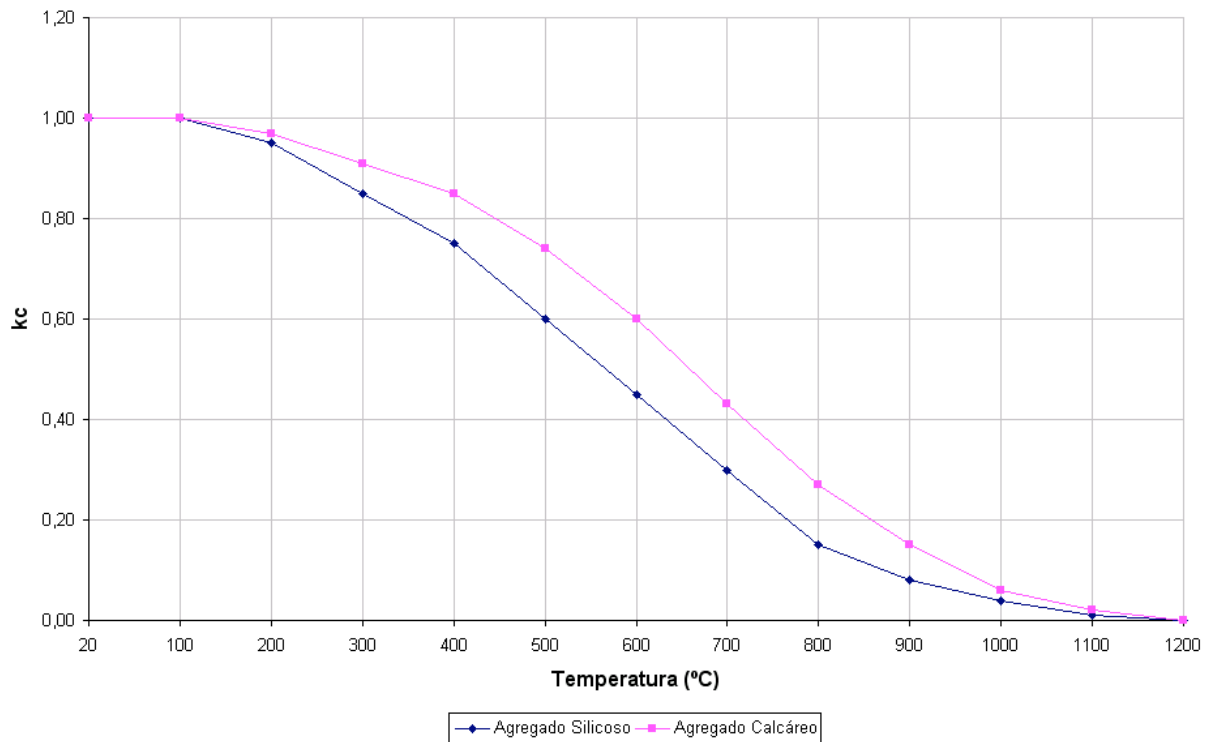


FIGURA 2.2 – Fator de Redução da Resistência do Concreto em Função da Temperatura (ABNT NBR 15200:2004)

O módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na FIG. 2.3, obtida pela seguinte equação:

$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} E_{ci} \quad (2.10)$$

onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto em situação normal. Essa mesma expressão vale para o módulo secante E_{cs} ;

$k_{cE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ ;

$E_{ci,\theta}$ é o módulo de elasticidade inicial do concreto a uma temperatura θ .

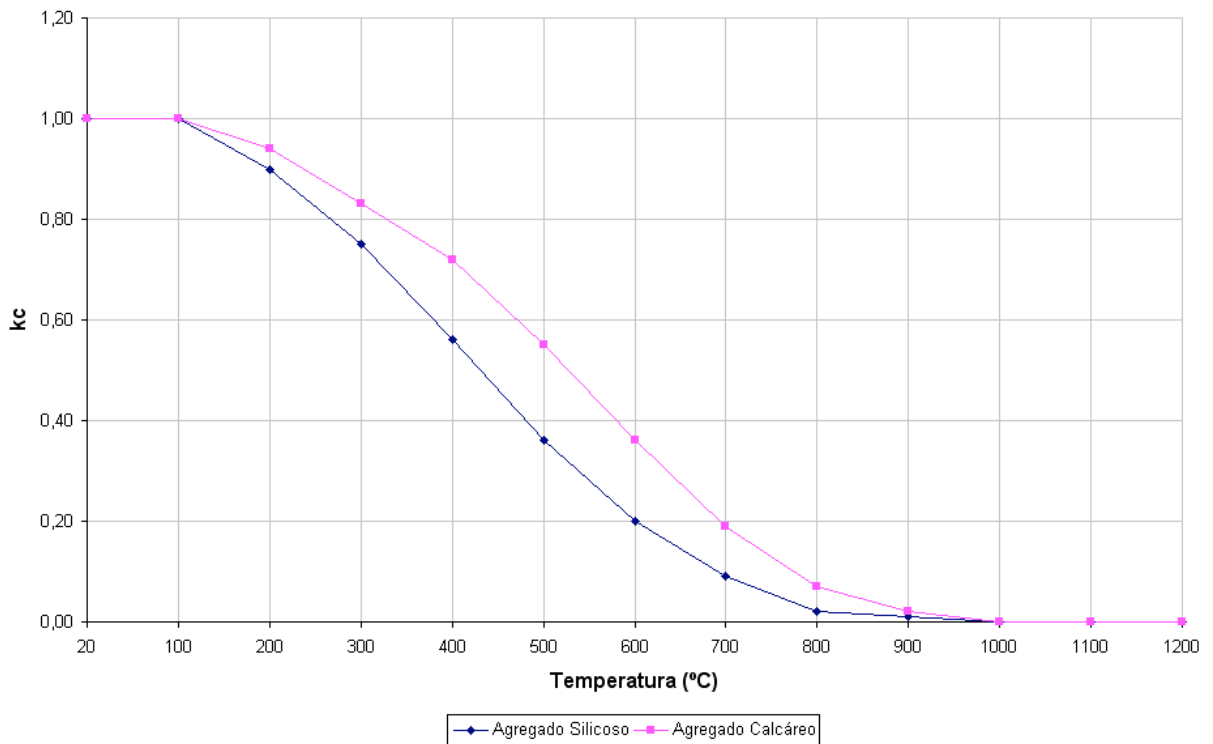


FIGURA 2.3 – Fator de Redução do Módulo de Elasticidade do Concreto em Função da Temperatura (ABNT NBR 15200:2004)

b) AÇO

A alteração das propriedades de resistência ao escoamento e rigidez do aço da armadura passiva a elevadas temperaturas, deve ser obtida de acordo com a tabela abaixo (permite-se interpolar linearmente os valores):

Tabela 2.2 – Valores das Relações $f_{y,\theta} / f_{yk}$ e $E_{s,\theta} / E_s$ para Aços de Armadura Passiva (ABNT NBR 15200:2004)

Temperatura do aço θ (°C)	$f_{y,\theta} / f_{yk}$			$E_{s,\theta} / E_s$	
	Tração		Compressão	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

A resistência ao escoamento do aço da armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na FIG. 2.4, podendo ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad (2.11)$$

onde:

f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva em situação normal;

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ ;

$f_{y,\theta}$ é a resistência do aço de armadura passiva a uma temperatura θ .

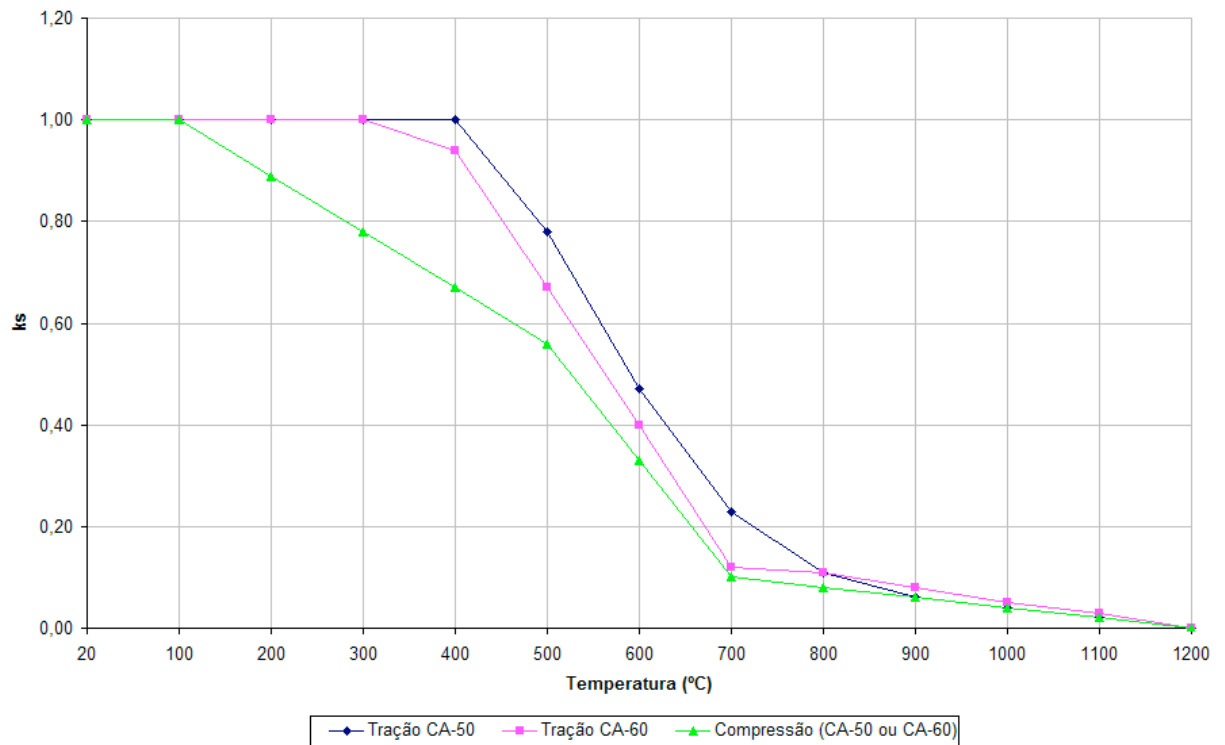


FIGURA 2.4 – Fator de Redução da Resistência do Aço de Armadura Passiva em Função da Temperatura (ABNT NBR 15200:2004)

O módulo de elasticidade do aço de armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na FIG. 2.5, obtida pela seguinte equação:

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} E_s \quad (2.12)$$

onde:

E_s é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva situação normal;

$k_{sE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ ;

$E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva a uma temperatura θ .

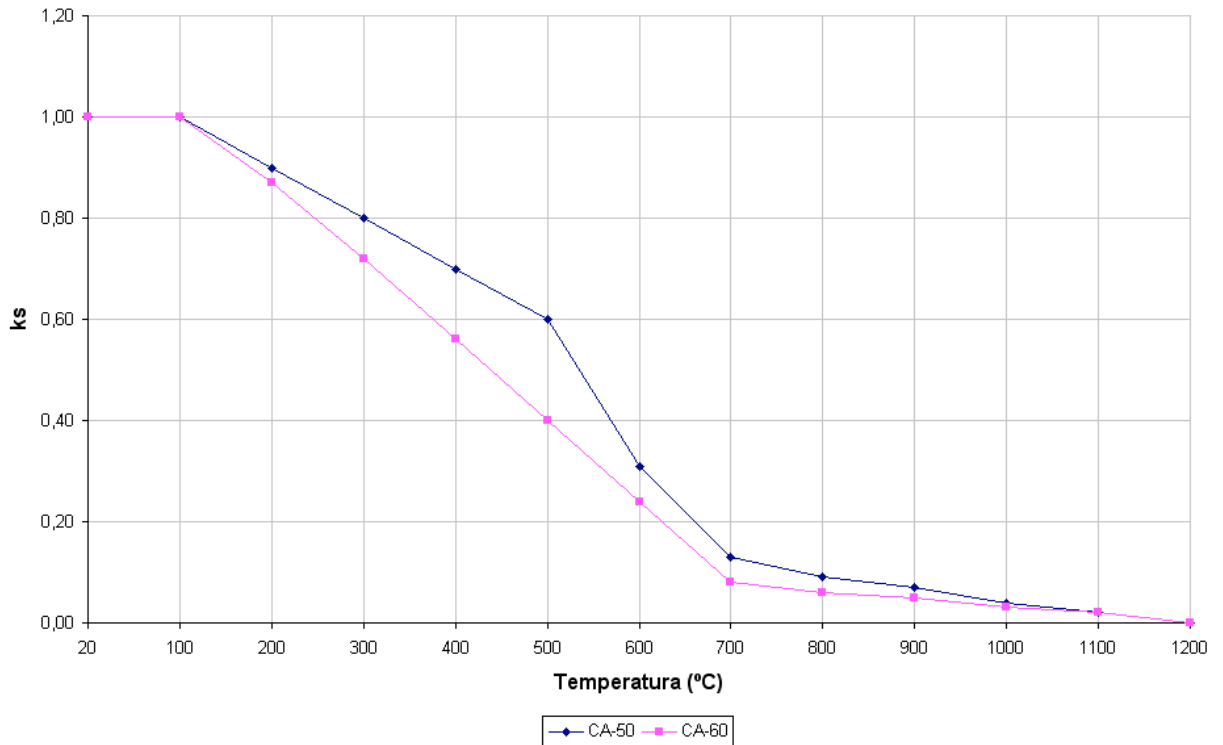


FIGURA 2.5 – Fator de Redução do Módulo de Elasticidade do Aço de Armadura Passiva em Função da Temperatura (ABNT NBR 15200:2004)

2.2.2 - Ação Correspondente ao Incêndio

Conforme estabelecido na ABNT NBR 14432:2000, a ação correspondente ao incêndio pode ser representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio-padrão. Esse intervalo de tempo, chamado tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), é definido nesta norma a partir das características da construção e de seu uso.

O calor transmitido à estrutura nesse intervalo de tempo (TRRF) gera em cada elemento estrutural, em função de sua forma e exposição ao fogo, uma certa distribuição de temperatura. Tal processo reduz a resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais, além de esforços solicitantes adicionais decorrentes de alongamentos axiais ou de gradientes térmicos. Como a rigidez das peças diminui muito

com o aquecimento e a capacidade de adaptação cresce proporcionalmente, os esforços gerados pelo aquecimento podem geralmente ser desprezados. (ABNT NBR 15200:2004)

2.2.3 - Verificação de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio

Após projetar as estruturas em temperatura ambiente, as mesmas devem ser verificadas em situação de incêndio. Tal verificação deve ser feita no Estado Limite Último, para a combinação excepcional, através da equação a seguir:

$$F_{di} = \gamma_g F_{gk} + F_{qexc} + \gamma_q \sum_2^n \Psi_{2j} F_{qjk} \quad (2.13)$$

onde:

F_{di} é a solicitação de cálculo do elemento em função da variação de temperatura;

γ_g é o coeficiente de ponderação para as ações permanentes;

F_{gk} é a ação permanente característica;

γ_q é o coeficiente de ponderação para as ações variáveis;

$F_{q,exc}$ é a ação acidental excepcional principal (no caso, o incêndio);

Ψ_{2j} é o coeficiente de redução para as demais ações acidentais características “j”;

F_{qjk} é o carregamento acidental característico;

Nesta verificação, usualmente, desprezam-se todos os esforços decorrentes de deformações impostas, por serem muito reduzidos e pelas grandes deformações plásticas que ocorrem em situação de incêndio. A ação do incêndio se traduz, usualmente, apenas na redução da resistência dos materiais e na capacidade dos elementos estruturais. Como o incêndio tem uma probabilidade de ocorrência extremamente baixa, a ABNT NBR 8681:2003 permite adotar para o fator de combinação Ψ_{0j} o valor dos fatores de redução Ψ_{2j} correspondentes à combinação quase permanente.

Dessa forma, a verificação usual da estrutura em situação de incêndio se reduz a mostrar a seguinte condição:

$$S_{dfi} = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qjk} \leq R_{di} [f_{ck}(\theta); f_{yk}(\theta)] \quad (2.14)$$

onde:

S_{dfi} é a solicitação de cálculo do elemento em função da variação de temperatura;

R_{di} é o esforço resistente em situação de incêndio.

A norma ABNT NBR 15200:2004 descreve quatro métodos para realizar essa verificação.

a) Método tabular

Neste método, não é necessária nenhuma verificação, bastando atender às dimensões mínimas apresentadas em tabelas presentes na ABNT NBR 15200:2004, em função do tipo de elemento estrutural e do TRRF. Estas dimensões mínimas devem sempre respeitar a ABNT NBR 6118:2003 e a NBR 9062:2001. Tais dimensões se resumem a espessura das lajes, largura das vigas, seções transversais de pilares e tirantes e principalmente a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1).

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

Quando do emprego do método tabular, deve-se ressaltar alguns aspectos:

- na elaboração das tabelas para lajes, foi considerada a condição de fogo por baixo. Já para vigas e nervuras considerou-se o fogo nas faces laterais e inferior;
- caso a viga tenha largura variável, deve ser considerada a largura no nível do centro de gravidade da armadura;

- no cálculo das espessuras mínimas e distâncias à face do concreto (c_1) pode-se considerar o revestimento, respeitadas alguma prescrições que se encontram no item 7.2.d. da referida norma;

Para os demais aspectos, ver item 7.2 da ABNT NBR 15200:2004.

b) Método simplificado de cálculo

O método simplificado de cálculo é baseado nas seguintes hipóteses:

- as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$) podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo em situação normal, ou seja, $S_{d,fi} = 0,70 S_d$
- o esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser calculado com base na distribuição de temperatura obtida para sua seção transversal, considerando exposição ao fogo conforme o TRRF. Tal distribuição pode ser obtida na literatura técnica ou calculada com programas específicos;
- os esforços resistentes podem ser calculados pelos critérios estabelecidos na ABNT NBR 6118:2003 para situação normal, adotando para o concreto e o aço a resistência média em situação de incêndio. Essa média é obtida distribuindo-se uniformemente na seção de concreto ou na armadura total a perda de resistência por aquecimento desses elementos. No caso geral de pilares submetidos a flexão composta, a resistência remanescente deve ser distribuída numa seção de concreto reduzida. Essa redução de seção, que simula a redução de resistência à flexão dos pilares, também pode ser obtida na literatura. Os coeficientes de ponderação nesse caso são correspondentes às combinações excepcionais, isto é, 1,2 para o concreto e 1,0 para o aço.

Como esse método não garante a função corta-fogo, as dimensões de um elemento deve respeitar o mínimo estabelecido no método tabular caso essa função seja necessária. Pode-se também verificar o elemento de acordo com os métodos gerais.

c) Métodos gerais de cálculo

Os métodos gerais devem considerar, pelo menos:

- combinação de ações em situação de incêndio composta rigorosamente com base na ABNT NBR 8681:2003;
- os esforços solicitantes de cálculo, que podem ser acrescidos dos efeitos do aquecimento, desde que calculados por modelos não-lineares capazes de considerar as profundas redistribuições de esforços que ocorrerem;
- os esforços resistentes, que devem ser calculados considerando as distribuições de temperatura conforme o TRRF;
- ambas as distribuições, de temperatura e resistência, devem ser rigorosamente calculadas, considerando as não-linearidades envolvidas;

A verificação da capacidade resistente deve respeitar o que estabelecem as normas ABNT NBR 6118:2003, para estruturas de concreto armado e a ABNT NBR 9062:2001 para estruturas de concreto pré-moldado.

A determinação da distribuição de temperatura na estrutura e a verificação do isolamento térmico podem ser feitas analiticamente por programas que considerem adequadamente a distribuição de temperatura na edificação.

d) Método experimental

Em casos especiais, como peças pré-moldadas industrializadas, por exemplo, pode-se considerar uma resistência ao fogo superior à calculada com base na ABNT NBR 15200:2004, desde que justificada por ensaios, conforme ABNT NBR 5628:1980.

O dimensionamento por meio de resultados de ensaios pode ser feito, quer sejam os ensaios realizados em laboratório nacional ou estrangeiro, de acordo com Norma Brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira, respeitando os critérios de similitude aplicáveis ao caso.

2.3 – ABNT NBR 14432:2000 – Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento

Esta norma estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural.

Dentre as inúmeras definições feitas por esta norma, encontra-se a equação para o incêndio-padrão, já retratada na FIG. 2.1:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log (8t + 1) \quad (2.15)$$

onde:

t é o tempo, em minutos;

θ_0 é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, em graus Celsius, geralmente tomada igual a 20°C;

θ_g é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante t;

Esta norma possui quatro anexos, cujos objetivos principais estão descritos a seguir:

Anexo A – Tempos requeridos de resistência ao fogo:

Define, através de uma tabela, a qual TRRF uma determinada estrutura deverá resistir, baseado em diversos fatores, como: tipo de ocupação, área da edificação, profundidade do subsolo, altura da edificação e facilidade de acesso para combate de incêndio. O grupo, a ocupação/uso e a divisão da edificação analisada podem ser obtidos no anexo B. O TRRF pode ser igual a 30, 60, 90 ou 120 minutos.

Este anexo também define quais estruturas estão isentas dos requisitos de resistência ao fogo.

Anexo B – Classificação das edificações quanto à sua ocupação

Define o grupo, ocupação/uso e a divisão da edificação analisada.

Anexo C – Cargas de incêndio específicas

Descreve as cargas de incêndio de edificações de acordo com seu uso e ocupação.

Anexo D – Condições construtivas para edificações das divisões G-1 e G-2 estruturadas em aço.

Apresenta condições para que as edificações das divisões G-1 e G-2 estruturadas em aço possam usufruir da isenção de requisito de resistência ao fogo.

2.4 – Trabalhos na Área de Engenharia de Estruturas em Situação de Incêndio

Diversos trabalhos foram estudados no decorrer deste trabalho, como artigos, normas, dissertações de mestrado e teses de doutorado. Neste item, entretanto, serão apresentadas somente as dissertações de mestrado e tese de doutorado cuja pesquisa mais se aproximaram do objetivo deste trabalho. Percebe-se que privilegiou-se pesquisas nacionais uma vez que o método geral de verificação de estruturas de

concreto armado em situação de incêndio submetidas a flexão normal composta desenvolvido no presente texto segue as prescrições das normas nacionais ABNT NBR 14432:2000, ABNT NBR 15200:2004 e ABNT NBR 6118:2003.

COSTA, C. N. (2002) apresenta, como objeto de estudo de sua dissertação de mestrado, métodos tabulares e simplificados existentes com o objetivo de tornar exequível ao meio técnico dimensionar e avaliar a segurança de estruturas de concreto convencionais em situação de incêndio.

FIGUEIREDO JÚNIOR, F. P. (2002) elabora, em sua dissertação de mestrado, um programa computacional denominado CALTEMI – Cálculo de Temperatura em Elementos Estruturais. Este software realiza uma análise térmica transiente e não-linear com base no Método dos Elementos Finitos para obtenção dos valores de distribuição de temperatura nos diversos pontos das seções analisadas.

SOARES, E. M. P. (2003) apresenta, em sua dissertação de mestrado, um método simplificado de dimensionamento e/ou verificação de peças usuais de concreto armado em situação de incêndio. Os elementos são dimensionados em temperatura ambiente e em seguida obtém-se os esforços resistentes em caso de incêndio, reduzindo-se as propriedades mecânicas do aço e do concreto conforme proposto pelo já extinto Anexo B do projeto de revisão da nova NB1 (2002) e pelo EUROCODE 2 (1996) – Parte 1.2. As temperaturas nos elementos analisados foram determinadas utilizando-se perfis de temperatura para vigas e pilares propostos pelo CEB (1982) e a tabela de variação de temperatura proposta pela ABNT NBR 14323:1999 para lajes.

RIBEIRO, J. C. L. (2004) elabora, com base no programa computacional desenvolvido por JUNIOR (2002) e descrito anteriormente, um software denominado THERSYS – Sistema para Simulação via MEF da Distribuição Tridimensional de Temperatura em Situação de Incêndio – que realiza, de maneira ainda mais automática, a análise térmica bidimensional e tridimensional de elementos estruturais.

CASTRO, G. G. S. (2005) apresenta, em sua dissertação de mestrado, um método geral de cálculo de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 15200:2004, capaz de avaliar

se um elemento estrutural de concreto armado, dimensionado à temperatura ambiente, resiste a incêndios com diversos tempos requeridos de resistência ao fogo, mesmo que as propriedades mecânicas de seus materiais constituintes, aço e concreto, sejam fortemente reduzidas pelo aumento de temperatura. As distribuições de temperatura são rigorosamente calculadas pelo programa computacional THERSYS, desenvolvido por RIBEIRO (2004) e descrito anteriormente.

O presente trabalho é um aprofundamento do estudo de CASTRO (2005), sugerido pela própria autora ao final de sua dissertação de mestrado. Também utilizando o programa THERSYS desenvolvido por RIBEIRO (2004) para a obtenção da distribuição de temperatura na seção transversal, desenvolveu-se um método geral de cálculo capaz de avaliar se uma seção transversal de concreto armado resiste aos diversos tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) preconizados pela ABNT NBR 14432:2000. Diferentemente de CASTRO (2005), cujo estudo se limitava a compressão centrada na peça, o método geral desenvolvido é capaz de analisar seções submetidas a flexão normal composta em situação de incêndio. Avançando em relação aos estudos de CASTRO (2005) e SOARES (2003), analisa-se o diagrama tensão-deformação do aço com a redução simultânea de sua tensão e de seu módulo de elasticidade, obtendo-se inclusive uma deformação $\epsilon_{y,d,\theta}$ diferente para cada temperatura, como mostra a FIG. 3.5 deste trabalho. A redução das propriedades mecânicas do aço segue o prescrito na TAB. 2.2.

CALDAS, R. B. (2008) apresenta, em sua tese de doutorado, o desenvolvimento e implementação de modelos numéricos não-lineares para a análise térmica e mecânica de estruturas de aço, concreto e mistas de aço e concreto em situação de incêndio. As distribuições de temperatura nas seções transversais são obtidas através de procedimentos para análise de transferência de calor, com base no método das diferenças finitas e elementos finitos. Um novo procedimento para análise da resistência de seções arbitrárias de vigas, colunas e lajes em situação de incêndio é apresentado. Um elemento de viga tridimensional, capaz de simular estruturas submetidas ao incêndio, é implementado e testado.

3

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA (FNC)

3.1 – Flexão Normal Composta em Temperatura Ambiente (20°C)

A flexão é dita normal quando o plano de ação do momento fletor (M) contém um eixo principal de inércia da seção transversal à qual se refere. Quando acompanhada de uma força normal (N), ela é dita composta

Com a aprovação da norma ABNT NBR 6118:2003, o dimensionamento de seções à flexão normal composta ganhou grande importância. Os pilares passaram a ser verificados considerando-se as imperfeições geométricas locais e a análise dos efeitos locais de 2ª ordem – flambagem. Os efeitos das imperfeições locais podem ser substituídos por um momento mínimo de 1ª ordem, aumentando assim a importância do estudo deste tipo de solicitação.

3.1.1 – Hipóteses Básicas

As hipóteses de cálculo no estado limite último (ELU) para a flexão normal composta, excluído o caso das vigas paredes, são:

- as seções transversais permanecem planas;
- a deformação das barras passivas aderentes deve ser a mesma do concreto em seu entorno;
- para o encurtamento de ruptura do concreto nas seções não inteiramente comprimidas considera-se o valor convencional de 3,5‰ (domínios 3 a 4a da FIG. 3.1);
- nas seções inteiramente comprimidas (domínio 5 da FIG. 3.1) admite-se que o encurtamento da borda mais comprimida, na ocasião da ruptura, varie de 3,5‰ a 2,0‰, mantendo-se inalterada e igual a 2,0‰ a $\frac{3}{7}$ da altura total da seção a partir da borda mais comprimida;
- o alongamento máximo permitido da armadura de tração é de 10‰ (domínios 1 e 2 da figura FIG. 3.1), a fim de prevenir deformação plástica excessiva;
- a resultante de compressão no concreto é determinada utilizando-se o diagrama retangular de altura $0,8 x$ (onde x é a profundidade da linha neutra), com a tensão de $0,85 f_{cd}$, conforme item 17.2.2 da ABNT NBR 6118:2003 (onde $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ e γ_c é o fator de ponderação de resistência do concreto).
- a tensão de tração do concreto é desprezada;
- a tensão na armadura é a correspondente à deformação determinada de acordo com as alíneas anteriores e obtida no diagrama tensão-deformação fornecido pela ABNT NBR 6118:2003.

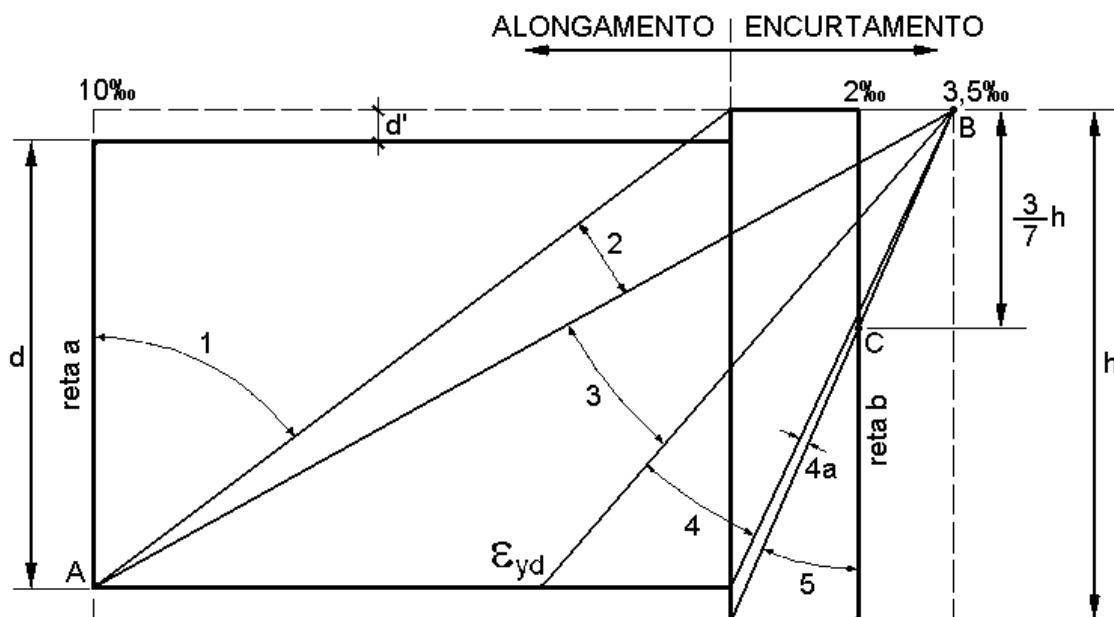


FIGURA 3.1 – Domínios de Deformação no ELU (ABNT NBR 6118:2003)

3.1.2 – Dimensionamento à Flexão Normal Composta em Temperatura Ambiente

Baseado nas hipóteses descritas anteriormente, foi desenvolvido um software para dimensionamento de seções retangulares de concreto armado submetidas à flexão normal composta em temperatura ambiente (20°C). A armadura da seção foi considerada simétrica, posto que é usual detalhar a armadura dessa forma para evitar erros quando da montagem da peça na obra, mesmo quando é encontrada uma armadura assimétrica durante o dimensionamento.

O valor da área de aço total (A_s) varia de 0 a 8% da área de concreto da seção (A_c), a intervalos de 0,01% de A_c . Para cada valor de A_s , calcula-se o valor da força normal (N_d) e momento fletor (M_d) para cada posição da linha neutra (LN). O intervalo total de variação da posição da LN vai de $x=-\infty$ (início do domínio 1 – reta “a”) até $x=+\infty$ (final do domínio 5 – reta “b”). Em função disso, o intervalo de variação da posição da LN varia dependendo do domínio em que a mesma se encontra.

Analisando o domínio 1 desde a reta “a” até uma posição da LN definida por x_1 (equação 3.1), o par de esforços N_d e M_d será o mesmo calculado para $x = -\infty$ (reta “a”).

$$x_1 = \frac{d \cdot \varepsilon_{yd} - 10 \cdot d'}{10 - \varepsilon_{yd}} \quad (3.1)$$

onde:

d = altura útil da seção transversal. Distância entre o CG da armadura principal e a borda do lado oposto da seção;

d' = distância do CG da armação à borda mais próxima da seção;

ε_{yd} = deformação específica de escoamento do aço.

A distância entre $x=x_1$ e $x=0$ foi dividida em 80 intervalos iguais para a variação da LN. Os domínios 2 e 3 foram analisados de maneira conjunta sendo que a distância entre $x=0$ e $x=x_{3,4}$ (posição da LN que separa os domínios 3 e 4), foi dividida em 300 intervalos iguais. Os domínios 4 e 4a também foram analisados conjuntamente, e a distância entre $x=x_{3,4}$ e $x=x_{4a,5}$ (posição da LN que separa os domínios 4a e 5) foi dividida em 150 intervalos iguais. O domínio 5 foi dividido em 500 partes iguais entre $x=x_{4a,5}$ e $x=1,25h$.

Os esforços são calculados conforme o equilíbrio de forças e momentos mostrado na FIG. 3.2 e detalhado pelas equações a seguir:

$$N_d = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + b \cdot y \cdot f_c - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \quad (3.2)$$

$$M_d = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + b \cdot y \cdot f_c \left(\frac{h-y}{2} \right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (3.3)$$

onde:

b = largura da seção;

h = altura da seção;

A_{s1} e A_{s2} = área das barras de aço superiores e inferiores respectivamente;

σ_{s1} e σ_{s2} = tensão nas barras de aço superiores e inferiores respectivamente;

ε_{s1} e ε_{s2} = deformação das barras de aço superiores e inferiores respectivamente;

ε_c = deformação do concreto;

R_{cc} = resultante de compressão do concreto.

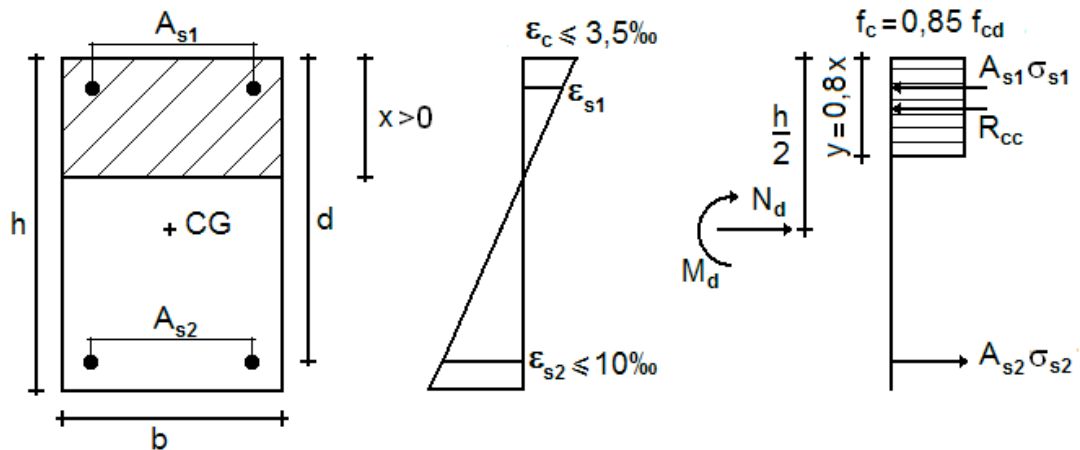


FIGURA 3.2 – Seção Transversal Submetida a FNC

Para cada posição da linha neutra, os valores de N_d e M_d calculados conforme as equações 3.2 e 3.3 são comparados com o par de esforços de cálculo obtido com os valores fornecidos pelo usuário. Se a diferença percentual entre os dois valores for superior à tolerância mínima adotada (0,1%), repete-se o mesmo procedimento para uma nova posição da LN, até que todos os domínios sejam verificados. Caso não seja encontrado nenhum par dentro da tolerância mínima inicial, faz-se todo o procedimento para uma nova tolerância, igual ao dobro da anterior e limitada a uma tolerância final de 8%. A tolerância adotada é informada ao usuário juntamente com os resultados finais.

O software foi desenvolvido em linguagem computacional Visual Basic dentro do ambiente Excel. Essa linguagem de programação foi escolhida devido à intimidade que os escritórios de cálculo já tem com o ambiente do Excel. O usuário deve preencher os dados da seção nas células devidas, na aba “DadosIniciais” e acionar o programa através do botão “Calcular”, conforme pode ser visto na FIG. 3.3

Tal comando aciona uma macro denominada “Dimensionamento()”, que realiza todo o cálculo e retorna os resultados para as células pré-determinadas. A FIG.3.4 mostra algumas linhas do código desta macro apenas como ilustração.

	A	B	C	D	E	F	G
1	Dados do Concreto						
2	f_{ck}		25,0	Mpa		CALCULAR	
3	tipo de agregado		Silicoso				
4	Dados Geométricos da Seção						
5	Seção (b x h) [cm ²]		20 x 30				
6	altura útil da seção (d)		26,0	cm			
7	Força Normal de Serviço (N _s)		285,0	kN			
8	Momento de Serviço (M _s)		40,0	kN.m			
9							
10							
11							
12							
13	Resultados						
14	N _d		399,0	kN			
15	N _{d,cal}		400,5	kN			
16	M _d		56,0	kN.m			
17	M _{d,cal}		55,8	kN.m			
18	LN (x)		16,43	cm			
19	A _{s1} =A _{s2}		2,34	cm ²			
20	Tolerância		0,40	%			
21	Taxa de Armadura		0,78	%			
22							

◀ ◁ ▷ ▶ \DadosIniciais / Detalhamento / Auxiliar1 / AuxiliarTRRF / B.D.THERSYS /

FIGURA 3.3 – Entrada de Dados do Software Criado para Dimensionamento

```

Sub Dimensionamento()
Dim fck, b, h, d, N, M, Ac, Asmin, fcd, fc, Nd, Md, dl, fyd, eyd, x1, x2, x23, x34, AreaAco, ros As Double
Dim i, eid, x, Ast, rsd1, rsd2, rcc, Ndc1, Mdcal, Aux1, Aux2 As Double

Set fck = Worksheets("DadosIniciais").Range("C2")
Set b = Worksheets("Auxiliar1").Range("C1")
Set h = Worksheets("Auxiliar1").Range("C2")
Set d = Worksheets("DadosIniciais").Range("C7")
Set N = Worksheets("DadosIniciais").Range("C8")
Set M = Worksheets("DadosIniciais").Range("C9")
1010 tol = 0.001
Ac = b * h
Asmin = 0.5 * 0.004 * Ac
fcd = fck / 14
fc = 0.85 * fcd
Nd = N * 1.4
Md = M * 1.4 * 100
dl = h - d
fyd = 50 / 1.15
eyd = fyd / 21
x1 = -(d * eyd - 10 * dl) / (10 - eyd)
x2 = 1.25 * h
x23 = (3.5 / 13.5) * d
x34 = (3.5 / (3.5 + eyd)) * d

'Para M=0
1020 If M = 0 Then
'Para N negativo (Tração)
If N < 0 Then
AreaAco = -0.5 * Nd / fyd
If AreaAco < Asmin Then
MsgBox "x da LN = menos infinito, As1=As2= " & Asmin & "cm2" & Chr(13) & Chr(10) & "As1min=As2min= " & Asmin
GoTo 3000
Else
ros = 200 * AreaAco / Ac
MsgBox "x da LN = menos infinito, As1=As2= " & AreaAco & "cm2" & Chr(13) & Chr(10) & "Taxa de Armadura Total
GoTo 3000]

```

FIGURA 3.4 – Linhas do Código da Macro “Dimensionamento ()”

3.2 – Flexão Normal Composta em Situação de Incêndio

A estrutura deve ser dimensionada e detalhada em temperatura ambiente segundo os procedimentos da ABNT NBR 6118:2003. Posteriormente realiza-se a verificação da estrutura em situação de incêndio para os tempos requeridos de resistência ao fogo preconizados pela ABNT NBR 14432:2000. Conforme exposto anteriormente, a ABNT NBR 15200:2004 permite realizar tal verificação por quatro métodos: tabular, simplificado, geral ou experimental. Neste trabalho será considerado apenas o método geral.

3.2.1 – Ponderação

Os coeficientes de ponderação utilizados serão aqueles correspondentes às combinações excepcionais, cujos valores são determinados na ABNT NBR 8681:2003:

- Concreto: $\gamma_c=1,20$
- Aço: $\gamma_s=1,00$

3.2.2 - Determinação da Temperatura na Peça

De acordo com a ABNT NBR 15200:2004, em um método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio, a distribuição de temperatura deve ser rigorosamente calculada, considerando-se as não linearidades envolvidas. Neste trabalho, a determinação numérica da elevação da temperatura nos elementos estudados foi obtida através do programa THERSYS - Sistema para simulação via MEF da distribuição 3D de temperatura em estruturas em situação de incêndio. Elaborado por RIBEIRO (2004), este software, que se fundamenta no Método dos Elementos Finitos (M.E.F.), realiza uma análise térmica para elementos bidimensionais e tridimensionais de geometria qualquer. Para o comportamento do aço e do concreto submetidos a elevadas temperaturas foram utilizadas a massa específica,

calor específico e condutividade térmica descritas no item 2.1.2 e 2.1.3 deste trabalho e as equações 2.1 a 2.8.

Segundo CASTRO (2005), ao analisar as estruturas no programa Thersys, observou-se que as temperaturas nas barras de aço eram praticamente idênticas à temperatura no concreto em um mesmo ponto da seção transversal. Isto pode ser explicado porque o concreto não é um isolante ideal. Assim sendo, na determinação das temperaturas nos elementos estruturais foram considerados todos os elementos de concreto e a temperatura do aço adotada igual à do concreto. Supos-se que as quatro faces da estrutura estariam expostas ao incêndio.

É incorreta a hipótese de que apenas o cobrimento da armadura é fundamental para protegê-la do calor. A temperatura no aço depende de sua posição (indiretamente do cobrimento) e das dimensões da seção transversal

O software THERSYS foi desenvolvido para trabalhar juntamente com o pré e pós processador GID (CIMNE, 2000). No GID, entra-se com os dados da seção a ser analisada, discretiza-se a mesma através de uma malha de elementos finitos e escolhe-se o THERSYS para resolução do problema. Seleciona-se então o tipo de variação de temperatura a ser considerada (no presente trabalho foi escolhido a curva de incêndio padrão de acordo com a ABNT NBR 14432:2000) e calcula-se a temperatura nos pontos da malha definida. Novamente no GID é possível analisar os resultados através de desenhos, gráficos ou listas de dados. A temperatura é fornecida em cada vértice da malha discretizada. A FIG. 3.5 ilustra a distribuição de temperatura em uma seção transversal de concreto de 40x50 cm².

Uma vez que o uso do software GID requer licenças, depender dele poderia inviabilizar a utilização do método geral desenvolvido no presente trabalho no dia a dia de escritórios de cálculo. Para contornar este problema, aumentando a aplicabilidade das planilhas desenvolvida em seu estudo, CASTRO (2005) elaborou um banco de dados de temperaturas para seções usuais de pilares, lajes e vigas. Tal banco de dados foi

construído como descrito no parágrafo anterior, com malhas de $2 \times 2 \text{ cm}^2$ e armazenado em uma planilha Excel.

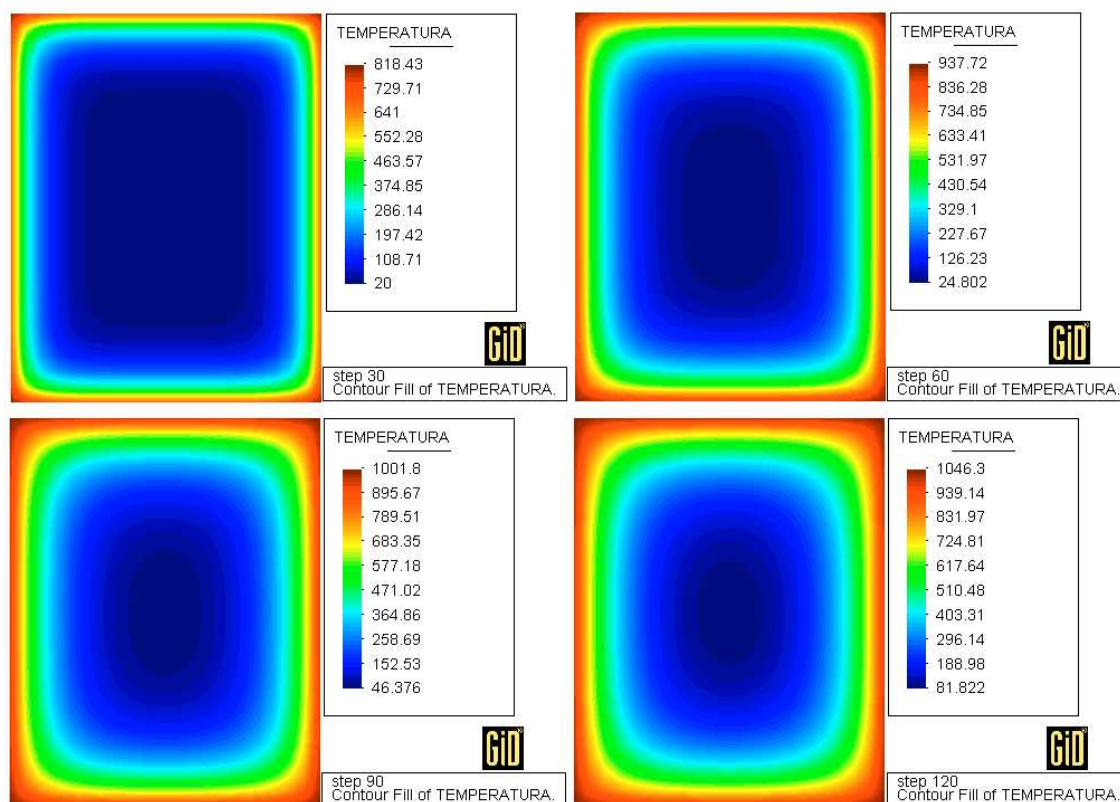


FIGURA 3.5 – Distribuição de Temperatura em uma Seção de Concreto de $40 \times 50 \text{ cm}^2$ (Saída do Software THERSYS)

No presente trabalho, ampliou-se este banco de dados criado por CASTRO (2005), contendo a distribuição de temperatura em várias seções transversais retangulares de concreto submetidas ao incêndio-padrão, para os diversos TRRF. O banco de dados consistia das seguintes seções, discretizadas em malhas de $2 \times 2 \text{ cm}^2$:

- 12×30 , 12×40 , 12×50 , 12×60 , 14×30 , 14×40 , 14×50 , 14×60 , 14×70 , 20×20 , 20×30 , 20×40 , 20×50 , 20×60 , 20×70 , 20×80 , 20×90 , 20×100 , 30×30 , 30×40 , 30×50 , 30×60 , 30×70 , 30×80 e $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

Para a ampliação deste banco de dados, além da malha $2 \times 2 \text{ cm}^2$, foi necessário utilizar malhas de $1 \times 1 \text{ cm}^2$, $1 \times 2 \text{ cm}^2$, uma vez que foram adicionadas seções de dimensões

impares, que não poderiam ser discretizadas com a malha de $2 \times 2 \text{ cm}^2$. A seguir encontra-se a contribuição deste trabalho para o banco de dados:

- Malha $1 \times 1 \text{ cm}^2$: 12x35, 14x35, 20x25, 20x35, 25x25, 25x35, 30x35 e 35x35 cm^2 .
- Malha $1 \times 2 \text{ cm}^2$: 25x30, 25x40, 25x50, 25x60, 25x70, 25x80, 25x90, 25x100, 25x110, 25x120, 35x40, 35x50, 35x60, 35x70, 35x80, 35x90, 35x100, 35x110 e 35x120 cm^2 .
- Malha $2 \times 2 \text{ cm}^2$: 30x90, 30x100, 30x110, 30x120, 40x50, 40x60, 40x70, 40x80, 40x90, 40x100, 40x110 e 40x120 cm^2 .

Pode-se observar que buscou-se concentrar o estudo em seções retangulares de concreto armado com pelo menos um lado menor que 45 cm. A dimensão de 45 cm é a mínima exigida pelo método tabular para pilares de forma a atender a um TRRF de 90 minutos ou mais. O banco de dados também não compreende seções transversais de pilares-parede uma vez que as dimensões mínimas preconizadas para estes pela ABNT NBR 15200:2004 em situação de incêndio são mais facilmente seguidas na prática usual dos escritórios de cálculo.

No presente trabalho, para cada seção analisada é construída uma tabela de temperatura seguindo uma malha de $0,5 \times 0,5 \text{ cm}^2$ a partir da malha obtida no banco de dados para aquela seção de acordo com suas dimensões. Posições intermediárias às presentes no banco de dados – que foram calculadas com todas as não linearidades envolvidas – tem seus valores interpolados linearmente. A partir dessa tabela contendo a temperatura a cada 0,5 cm da seção são obtidas as temperaturas nas barras de aço e nas faixas de concreto submetidas à compressão do diagrama retangular considerado.

A temperatura na barra de aço é considerada como a temperatura média do quadrado de $0,5 \times 0,5 \text{ cm}^2$ onde seu centro geométrico estiver inserido. Já a temperatura nas faixas de concreto é definida pela temperatura interpolada de seu centro de geométrico.

No cálculo das curvas de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo o intervalo de variação da linha neutra é sempre igual a 1cm, enquanto ela estiver dentro da seção, não seguindo portanto os intervalos considerados para o dimensionamento que foram descritos no item 3.1.2. Dessa forma, as faixas de concreto submetidas à compressão terão sempre 0,8cm de altura, uma vez que $y=0,8x$.

Dessa forma, para a primeira faixa de concreto (localizada entre 0 e 0,8cm do topo da seção) a temperatura é tomada a 0,4cm do topo da seção, ou seja, no centro geométrico do diagrama retangular de compressão desta faixa. Na segunda faixa (entre 0,8 e 1,6cm do topo da seção) a temperatura é tomada a 1,2cm do topo, novamente no CG do diagrama. A temperatura nesses pontos, que não são coincidentes com as da malha de $0,5 \times 0,5 \text{cm}^2$ criada, é interpolada linearmente a partir dos valores obtidos no programa THERSYS.

3.2.3 – Propriedades dos Materiais em Situação de Incêndio

Conforme visto anteriormente, as propriedades mecânicas do aço e do concreto variam com a temperatura, θ , a que são submetidos em situação de incêndio. Os coeficientes de redução de resistência e rigidez do aço e do concreto foram retirados da ABNT NBR 15200:2004 e encontram-se na TAB. 2.1 e 2.2 deste trabalho.

Com a distribuição de temperatura determinada pelo programa Thersys de acordo com a curva de incêndio padrão para o tempo de referência devido, calculam-se os coeficientes de minoração da resistência ($k_{c,\theta}$ e $k_{s,\theta}$) e os coeficientes de minoração da rigidez ($k_{cE,\theta}$ e $k_{sE,\theta}$) para o aço e o concreto nos diversos pontos da seção transversal. Com estes valores é possível obter a tensão resistente do concreto ($f_{c,\theta}$) e o módulo de elasticidade do concreto ($E_{c,\theta}$) pelas equações 2.1 e 2.2 presentes neste trabalho. Obtem-se, de maneira análoga, a tensão resistente do aço ($f_{y,\theta}$) e o módulo de elasticidade do aço ($E_{s,\theta}$) pelas equações 2.3 e 2.4.

Para o material concreto, como foi considerado o diagrama retangular equivalente para a tensão de compressão, basta considerar a tensão máxima igual a $0,85 \frac{f_{c,\theta}}{\gamma_c}$.

Para o aço, o diagrama adotado está representado na FIG. 3.6. Neste trabalho considerou-se um diagrama tensão-deformação para cada temperatura do aço em situação de incêndio, onde:

$$f_{yd,\theta} = \frac{k_{s,\theta} \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.4)$$

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} \cdot E_s \quad (3.5)$$

$$\epsilon_{yd,\theta} = \frac{f_{yd,\theta}}{E_{s,\theta}} \quad (3.6)$$

Este estudo do diagrama da relação tensão-deformação para o aço representa um avanço em relação à SOARES (2003) e CASTRO (2005).

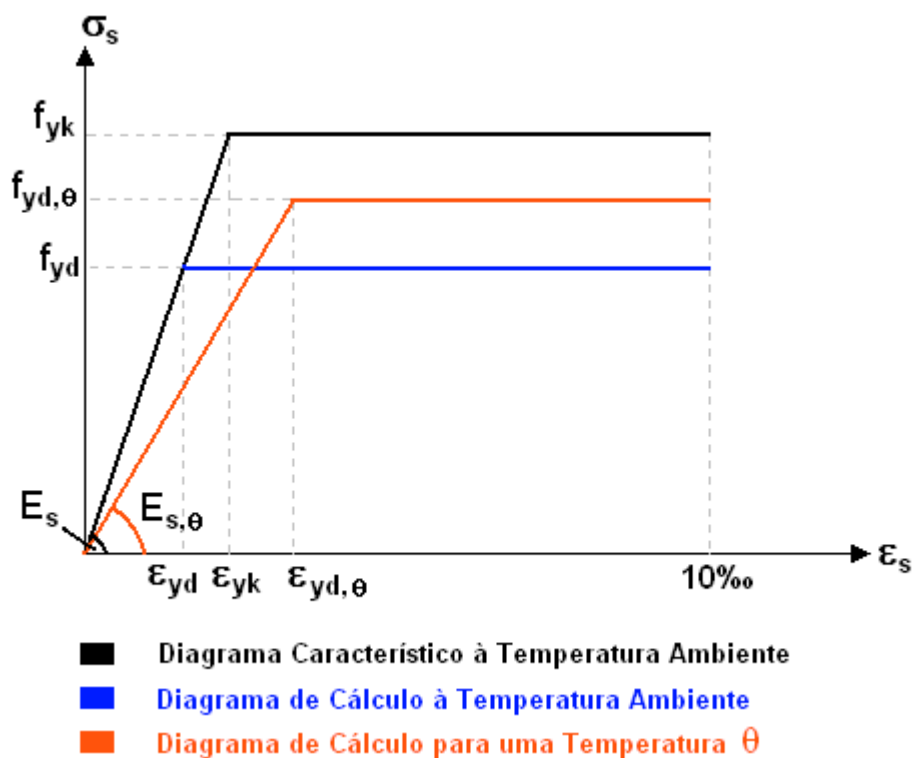


FIGURA 3.6 – Diagrama Tensão-Deformação do Aço em Situação de Incêndio

3.2.4 – Diagramas de Interação (Força Normal) x (Momento Fletor) de Cálculo

Para gerar os diagramas de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo, varia-se a posição da linha neutra desde a reta “a” ($x=-\infty$) até a reta “b” ($x=+\infty$) da FIG.3.1 considerando, assim, todos os domínios de ruína da seção retangular de concreto armado fornecida pelo usuário através da aba “Detalhamento” da planilha produzida neste trabalho. Para cada posição da linha neutra, calculam-se a força normal de cálculo e o momento fletor de cálculo que a seção consegue resistir. Para tanto, é necessário realizar o cálculo destes esforços tanto para o concreto quanto o aço, e somar suas contribuições, como ilustrado na FIG.3.7.

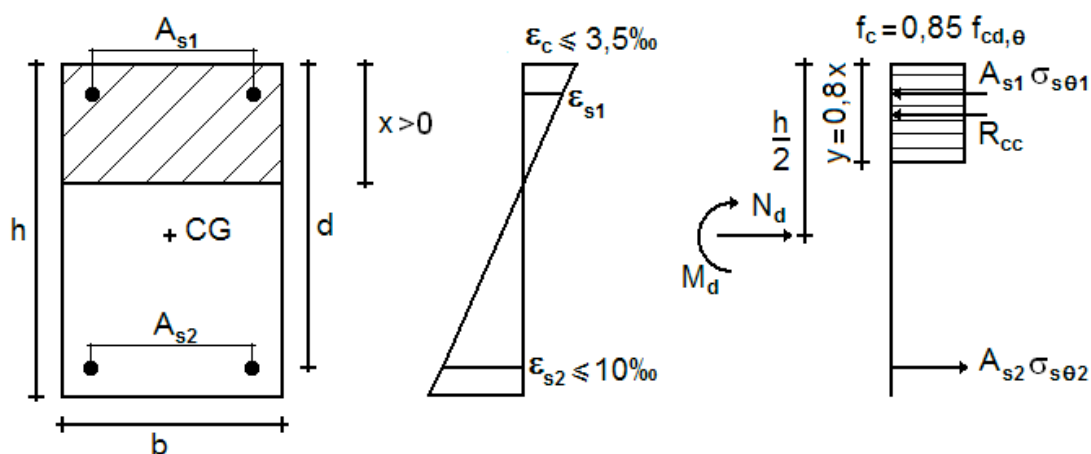


FIGURA 3.7 – Seção Transversal Submetida a FNC em Situação de Incêndio

Para o aço, calcula-se a deformação de cada barra, considerando-se o domínio em que a linha neutra se encontra. Através da deformação, obtém-se a tensão ($\sigma_{s,\theta}$) para cada tempo requerido de resistência ao fogo através do gráfico da FIG.3.6, uma vez conhecida a temperatura em cada barra de aço para cada TRRF. Dessa forma obtém-se o somatório da parcela $A_s \times \sigma_{s,\theta}$ para o cálculo de N_d . Para a parcela das barras de aço no cálculo do momento fletor, multiplica-se a força normal de cada uma pela sua distância até o centro geométrico (CG) da seção.

A contribuição de cada barra para o momento M_d será positiva ou negativa dependendo da posição da barra de aço em relação ao CG e se a mesma estiver comprimida ou tracionada. Barras posicionadas acima do CG terão contribuição positiva se estiverem comprimidas e negativas caso estejam tracionadas. Em caso contrário a relação se inverte.

Para o concreto, a cada posição da linha neutra (x) calcula-se a parcela de contribuição do diagrama retangular discretizado em alturas de 0,8cm, uma vez que a variação da linha neutra é fixa e igual a 1cm, como visto no item 3.2.2. Tal discretização foi feita para considerar a temperatura de cada uma dessas faixas, e conseqüentemente o coeficiente redutor correspondente para cada tempo requerido de resistência ao fogo. Assim, a parcela do concreto para a força normal N_d será $0,85 \cdot f_{cd,\theta} \cdot b \cdot y$. Para o momento fletor M_d , multiplica-se cada faixa discretizada do diagrama retangular pela distância de seu centro geométrico ao CG da seção. As faixas posicionadas acima do CG sempre terão contribuição positiva uma vez que sempre estão comprimidas. As demais faixas tem contribuição negativa.

Os pares de força normal N_d e momento fletor M_d para as diversas posições da linha neutra são representados em um gráfico como o da FIG. 3.7, produzido para uma seção transversal de 20x30 cm², concreto com $f_{ck}=25$ MPa e agregado predominantemente silicoso, aço CA50, altura útil $d=26$ cm e armada com 4 barras de 10mm. São representadas cinco curvas, sendo uma para a temperatura ambiente, e uma para cada tempo requerido de resistência ao fogo – 30, 60, 90 e 120 minutos.

O usuário deve consultar a ABNT NBR 14432:2000 para saber a qual TRRF sua estrutura deverá resistir. Posteriormente, de posse do diagrama de interação produzido para a seção informada, o usuário deve verificar se o par de esforços N_d e M_d que solicitam a seção estará interno à curva referente ao TRRF em questão.

Por exemplo, para o diagrama da FIG.3.8, se a seção em questão estiver submetida a uma força normal de cálculo constante igual a 600kN, ela resistirá a um TRRF de 60

minutos desde o momento igual a 0 até 1282 kN.cm, a um TRRF de 30 minutos entre os momentos de 1282 kN.cm e 3565 kN.cm e à temperatura ambiente até o momento de 4150 kN.cm. Para este valor de força normal, a seção não suporta um TRRF de 90 ou 120 minutos para nenhum valor de momento fletor.

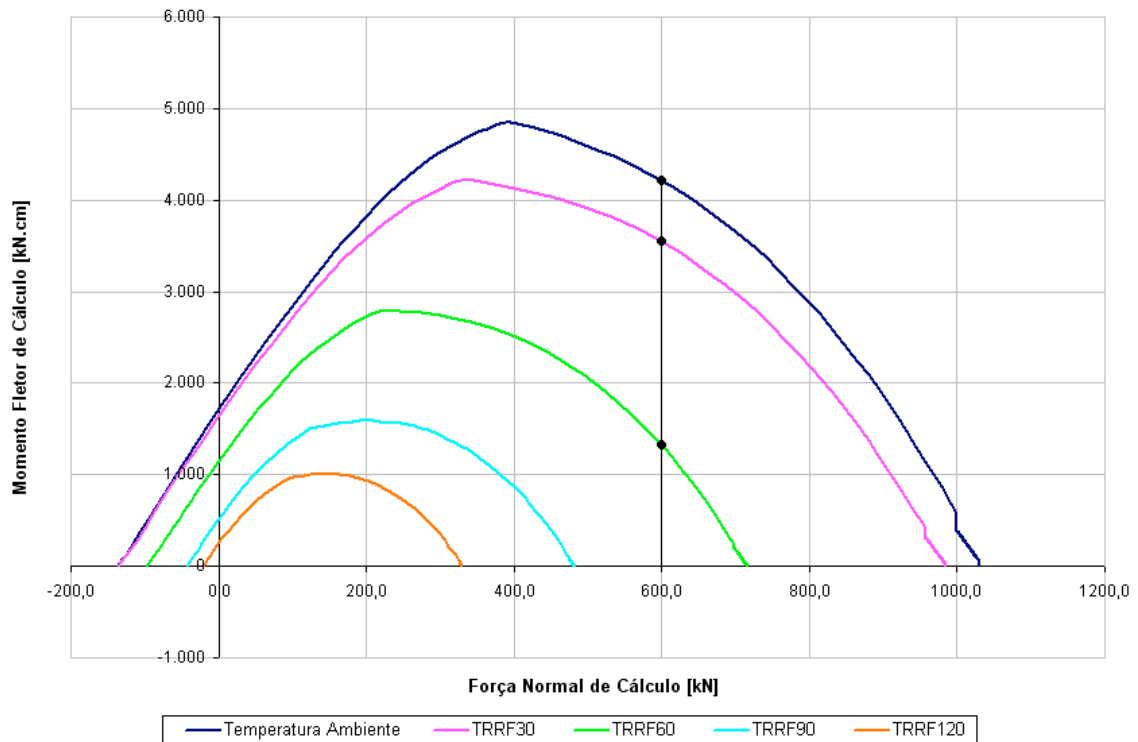


FIGURA 3.8 – Exemplo de Diagrama de Interação (N_d x M_d) da Seção de 20x30 cm^2 com 4 ϕ 10 mm

Como os coeficientes de ponderação dos materiais e das ações em situação de incêndio são inferiores aos coeficientes na temperatura ambiente, pode acontecer do diagrama de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo das primeiras temperaturas de um incêndio apontar uma resistência da peça superior à resistência na temperatura ambiente, ou seja, um par de valores (N_d , M_d) externo aos valores do diagrama de interação a 20°C. Tal fenômeno ocorre principalmente em seções de maiores dimensões, como pode ser visto na FIG. 3.9, produzido para uma seção transversal de 40x80 cm^2 , concreto com $f_{ck}=25$ MPa e agregado predominantemente silicoso, aço CA50, altura útil $d=76\text{cm}$ e armada com 6 barras de 16mm, 3 em cada face de 40 cm..

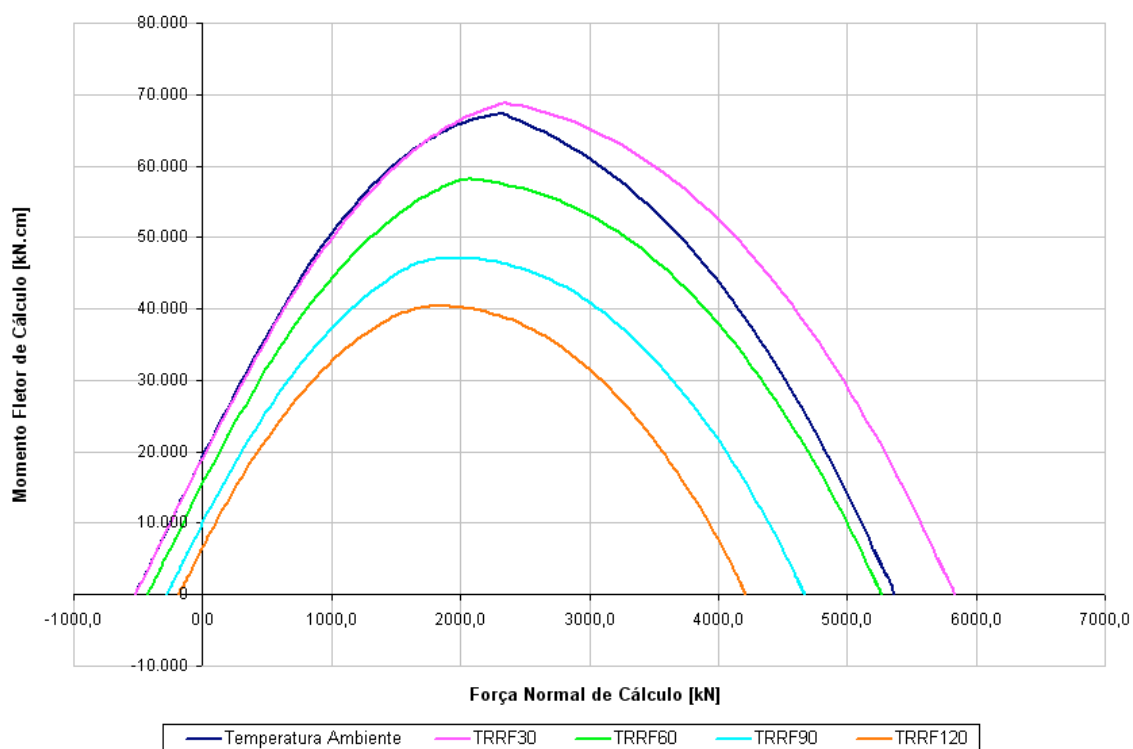


FIGURA 3.9 – Exemplo de Diagrama de Interação (N_d x M_d) da Seção de 40x80 cm² com 6 ϕ 16 mm

Pode-se perceber que a curva referente ao TRRF de 30 minutos está externa à curva referente à temperatura ambiente. É importante ressaltar que nunca poderá considerarse, para nenhuma peça de concreto armado, e sob nenhuma circunstância, uma resistência em situação de incêndio superior à resistência da mesma peça à temperatura ambiente.

3.3 – Flexão Normal Composta após uma Situação de Incêndio

O comportamento do aço e do concreto após uma situação de incêndio é bastante polêmico na bibliografia estudada. Nos itens a seguir são feitas algumas considerações a respeito desse comportamento e são descritos os trabalhos que nortearam esta etapa do trabalho.

3.3.1 – Comportamento do Concreto Após uma Situação de Incêndio

Como visto anteriormente, a resistência à compressão e o módulo de deformação longitudinal do concreto tem seu valor reduzido quando este é submetido a elevadas temperaturas. Segundo MORENO JR. e SOUZA(2003) parte do decréscimo das propriedades mecânicas do concreto resultante de seu aquecimento pode ser recuperada com a rehidratação. CANOVAS(1988) afirma que se a temperatura do concreto não ultrapassa os 500°C, este pode sofrer uma rehidratação posterior que pode fazê-lo recuperar até 90% de sua resistência inicial, após um ano da ocorrência do incêndio.

O resultado do módulo de deformação longitudinal de corpos de prova de concreto aquecidos a 300°C e resfriados lenta e rapidamente difere bastante entre os estudos de GALLETO e MENEGUI(2000), PAULON(1984) e MORENO JR. e SOUZA(2003). Segundo MORENO JR. e SOUZA(2003) essa diferença entre resultados obtidos pelos vários pesquisadores do assunto não é rara. MALHOTRA(1991) justifica tal diferença devido a fatores como: diferenças de tensões atuantes e da condição de umidade do concreto enquanto se encontra sob aquecimento; diferenças na duração da exposição à temperatura elevada; diferenças nas propriedades físicas e mecânicas dos agregados, etc.

Além disso, a perda das propriedades mecânicas do concreto é maior quando este é resfriado rapidamente como em uma intervenção do corpo de bombeiros, segundo CANOVAS(1988). A aplicação de água em um incêndio equivale a um resfriamento brusco, causando uma grande redução de resistência devido aos intensos gradientes de temperatura que se originam no concreto.

Devido a essa variabilidade do comportamento do concreto submetido a elevadas temperaturas e resfriado em seguida, no presente trabalho são consideradas formulações consagradas por normas internacionais para a resistência do concreto após uma situação de incêndio. Entretanto vale realçar que a aderência do concreto fica bastante comprometida após uma temperatura de 500°C, sendo recomendação usual substituir o

concreto que envolve as barras de aço em estruturas que foram expostas a temperaturas dessa ordem de grandeza.

Segundo o EN 1992-1-2:2004 (CALDAS, 2008), durante o decréscimo de temperatura, os parâmetros dados na TAB 2.1 devem ser modificados. Segundo o EN 1994-1-2:2005 (CALDAS, 2008) a resistência à compressão residual do concreto aquecido à uma temperatura máxima $\theta_{c,max}$ e depois resfriado até a temperatura ambiente de 20°C pode ser tomada igual a:

$$f_{c,20^{\circ}C} = k_{c,\theta_{max}} \cdot f_c, \quad \text{para } 20^{\circ}C \leq \theta_{c,max} \leq 100^{\circ}C \quad (3.7)$$

$$f_{c,20^{\circ}C} = \left(0,95 - \frac{0,185(\theta_{c,max} - 100)}{200} f_c \right), \quad \text{para } 100^{\circ}C \leq \theta_{c,max} \leq 300^{\circ}C \quad (3.8)$$

$$f_{c,20^{\circ}C} = 0,9 \cdot k_{c,\theta_{max}} \cdot f_c, \quad \text{para } \theta_{c,max} \geq 300^{\circ}C \quad (3.9)$$

onde o fator $k_{c,\theta_{max}}$ é o fator de redução para a temperatura $\theta_{c,max}$, obtido da TAB. 2.1.

3.3.2 – Comportamento do Aço Após uma Situação de Incêndio

Desde que mantida a integridade física das barras de aço durante o incêndio, sua resistência à temperatura ambiente pode ser considerada igual à que apresentava anteriormente à ocorrência do incêndio. COSTA (2002) apud LANDI (1977) e PETRUCCI (1978) relata que os aços laminados a quente não perdem as propriedades de resistência quando aquecidos até 1100°C ou 1200°C e resfriados em seguida. BATTISTA et al (1998) ensaiou as barras de aço da estrutura de concreto armado do prédio do terminal principal de passageiros do Aeroporto Santos Dumont, no centro da cidade do Rio de Janeiro, que sofreu um incêndio na madrugada de 13 de fevereiro de 1998, que se estendeu por oito horas. “Baseado nas análises realizadas, concluiu-se (mesmo tendo as armaduras atingido temperaturas da ordem de 800°C ou mesmo superiores em algumas regiões do prédio) que o aço permaneceu com propriedades mecânicas compatíveis com as de um aço dúctil, com patamar de escoamento definido. Embora durante o incêndio temperaturas dessa ordem tenham certamente reduzido a

resistência e rigidez do aço, o material recuperou suas propriedades mecânicas após o resfriamento.”

Sendo assim, as propriedades mecânicas consideradas para o aço, são as mesmas anteriores à situação de incêndio.

3.3.3 – Diagrama de Interação (N_d x M_d) Após uma Situação de Incêndio

Dessa forma, o diagrama de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para uma situação posterior a um incêndio é traçado analogamente ao explicado no item 3.1.2. Entretanto, enquanto a tensão e o módulo de elasticidade do aço são os mesmos utilizados à temperatura ambiente, a tensão do concreto é reduzida conforme as equações 3.7 a 3.9.

Para realizar tal cálculo, é necessário ter a temperatura $\theta_{c,max}$ nos diversos pontos da seção para uma dada temperatura atingida pelo incêndio. Como o banco de dados montado no presente trabalho limita-se à uma exposição de 30, 60, 90 e 120 minutos ao incêndio padrão, somente nestes casos pode-se estudar a resistência da seção de concreto armado após um incêndio.

Sendo assim, o software criado não permite gerar um gráfico de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para uma seção de concreto armado que tenha sido exposta a uma temperatura máxima de 900°C. Ele permite gerar o gráfico da seção que tenha sido submetida a 30 minutos em um incêndio padrão, que equivaleria a uma temperatura máxima de 841,8°C, como mostra a FIG.3.9, produzido para uma seção transversal de 20x30 cm², concreto com $f_{ck}=25$ MPa e agregado predominantemente silicoso, aço CA50, altura útil $d=26$ cm e armada com 4 barras de 10mm. Uma exposição de 60 minutos equivaleria a 945,3°C, 90 minutos a 1006,0°C e 120 minutos a 1049,0°C.

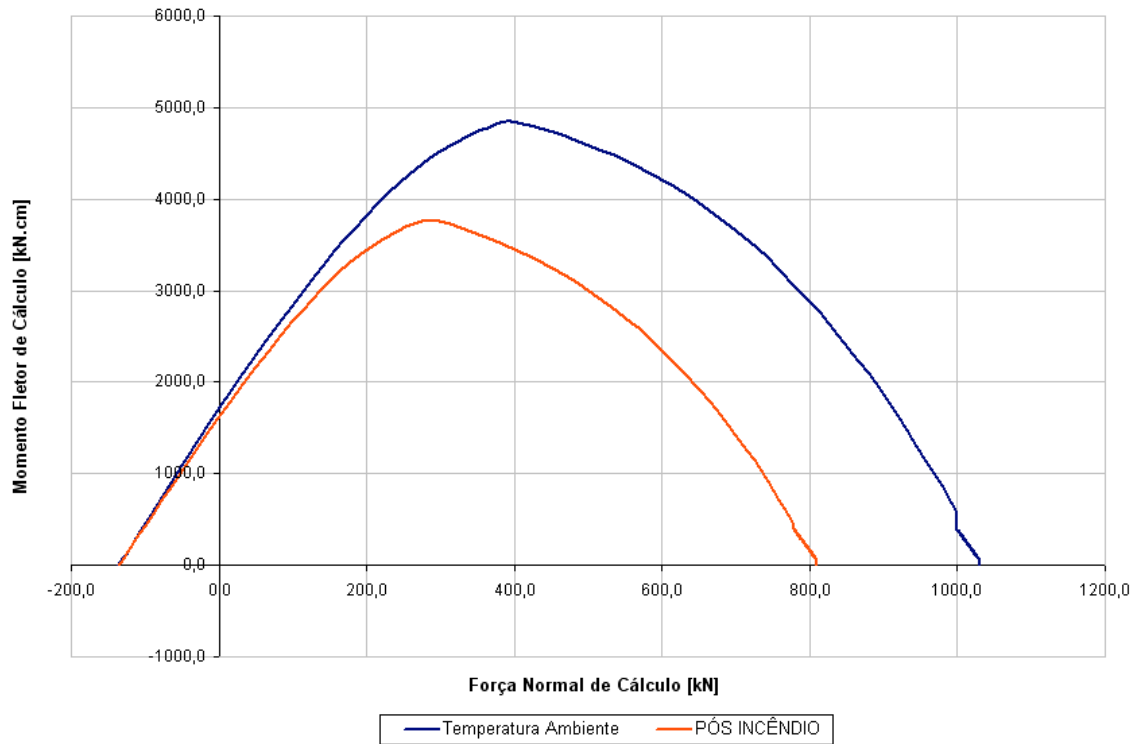


FIGURA 3.10 – Exemplo de Diagrama de Interação (N_d x M_d) da Seção de 20x30 cm^2 com 4 ϕ 10 mm Após um Incêndio de TRRF 30

4

EXEMPLOS

4.1 – Exemplo 1

4.1.1 – Dimensionamento à Flexão Normal Composta em Temperatura Ambiente

Como primeiro exemplo, dimensiona-se a armadura para uma peça de concreto armado com seção transversal de $20 \times 20 \text{ cm}^2$, concreto com $f_{ck}=25 \text{ MPa}$, produzido com agregado predominantemente silicoso, aço CA50, altura útil $d=26 \text{ cm}$, submetida a um par de esforços de serviço $N_s=20\text{kN}$ e $M_s=8\text{kN.m}$, em temperatura ambiente.

O usuário deve entrar com os dados geométricos da seção e as propriedades do concreto na aba “DadosIniciais” da planilha criada neste trabalho, conforme ilustrado na FIG.4.1. Nessa primeira etapa, de dimensionamento à flexão normal composta em temperatura ambiente, não é necessário entrar com os dados da armadura, uma vez que seu objetivo é exatamente o cálculo da área de aço necessária para resistir a um determinado par de esforços N_s e M_s .

	A	B	C	D	E	F	G
1	Dados do Concreto						
2	f_{ck}	25,0 Mpa			CALCULAR		
3	tipo de agregado	Silicoso					
4	Dados Geométricos da Seção						
5	Seção (b x h) [cm ²]	20 x 20					
6	altura útil da seção (d)	16,0 cm					
7	Força Normal de Serviço (N_s)	20,0 kN					
8	Momento de Serviço (M_s)	8,0 kN.m					
9							
10							
11							
12							
13	Resultados						
14	N_d	28,0 kN					
15	$N_{d,cal}$	27,8 kN					
16	M_d	11,2 kN.m					
17	$M_{d,cal}$	11,1 kN.m					
18	LN (x)	3,79 cm					
19	$A_{s1}=A_{s2}$	1,36 cm ²					
20	Tolerância	1,60 %					
21	Taxa de Armadura	0,68 %					
22							
	DadosIniciais				Detalhamento	Auxiliar1	AuxiliarTRRF
					B.D.THERSYS		

FIGURA 4.1 – Dimensionamento da Seção de 20x20 cm²

4.1.2 – Verificação Manual dos Cálculos do Programa de Dimensionamento

Nos cálculos apresentados a seguir será utilizada a nomenclatura representada na FIG. 3.2 deste trabalho. Para a seção estudada no exemplo 1 existem infinitos pares de força normal e momento fletor que satisfaçam as equações 3.2 e 3.3. Tomou-se, para este estudo, o par equivalente à profundidade de 3,79 cm da linha neutra como na FIG. 4.1.

$$x_{2,3} = \frac{3,5}{13,5} \cdot d = 4,15 \text{ cm} \quad (4.1)$$

$$x_{3,4} = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{yd}} \cdot d = 10,05 \text{ cm} \quad (4.2)$$

Como $x = 3,79\text{cm}$ é menor que o limite entre os domínios 2 e 3, a linha neutra encontra-se no domínio 2. Dessa forma, a deformação na armadura inferior será $\varepsilon_{s2}=10\text{‰}$ e a tensão $\sigma_{s2}=f_{yd}$. Por meio de uma simples semelhança de triângulos obtém-se $\varepsilon_{s1}=0,172\text{‰} < \varepsilon_{yd}=2,07\text{‰}$, que multiplicado pelo módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente, fornece uma tensão $\sigma_{s1}=3,61\text{ kN/cm}^2$.

Ao substituir os valores nas equações 3.2 e 3.3 deve-se notar que mesmo a armadura superior (A_{s1}) encontra-se abaixo da linha neutra. Dessa forma o sinal de sua parcela nos esforços deve ser analisado conforme feito nas equações a seguir:

$$N_d = -1,36 \cdot 3,61 + 20 \cdot (0,8 \cdot 3,79) \cdot \left(0,85 \cdot \frac{2,5}{1,4}\right) - 1,36 \cdot \frac{50}{1,15} = 28,0\text{kN} \quad (4.3)$$

$$M_d = -1,36 \cdot 3,61 \left(\frac{20}{2} - 4\right) + 20 \cdot (0,8 \cdot 3,79) \cdot \left(0,85 \cdot \frac{2,5}{1,4}\right) \left(\frac{20 - (0,8 \cdot 3,79)}{2}\right) + 1,36 \cdot \frac{50}{1,15} \left(16 - \frac{20}{2}\right) = 1106\text{kN.cm} = 11,06\text{kN.m} \quad (4.4)$$

Ao detalhar a seção conforme a FIG. 4.2, coloca-se uma área de aço ligeiramente superior à necessária ($2\phi 10\text{mm} = 1,57\text{ cm}^2 > 1,36\text{ cm}^2$). Para esta seção detalhada existe uma infinidade de pares (N_d , M_d) que a seção suporta. Fixando-se, por exemplo, a força normal de cálculo $N_d=28,0\text{ kN}$, determina-se o valor de M_d correspondente conforme as equações 4.5 e 4.6, considerando-se inicialmente que a profundidade da LN seja inferior a 4cm.

$$N_d = 28 = -1,57 \cdot \sigma_{s1} + 20 \cdot (0,8 \cdot x) \cdot \left(0,85 \cdot \frac{2,5}{1,4}\right) - 1,57 \cdot \frac{50}{1,15} \quad (4.5)$$

$$M_d = -1,57 \cdot \sigma_{s1} \left(\frac{20}{2} - 4\right) + 20 \cdot (0,8 \cdot x) \cdot \left(0,85 \cdot \frac{2,5}{1,4}\right) \left(\frac{20 - (0,8 \cdot x)}{2}\right) - 1,57 \cdot \frac{50}{1,15} \left(16 - \frac{20}{2}\right) \quad (4.6)$$

Nas equações acima, a tensão σ_{s1} é função da profundidade incógnita de LN, ou seja, x . O valor σ_{s1} de em função de x é dado por:

$$\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_s = \frac{10\% \cdot (4 - x)}{16 - x} \cdot E_s \quad (4.7)$$

Resolvendo-se a equação 4.5 com o valor de σ_{s1} definido na equação 4.7 encontra-se $x=3,98\text{cm} < 4\text{cm}$, conforme considerado inicialmente. A partir do valor de x calcula-se M_d pela equação 4.6. Este valor, 1219,0 kN.cm, pode ser verificado na FIG. 4.4. Como era de se esperar, fixando-se $N_d=28,0$ kN, o momento M_d correspondente é ligeiramente superior ao valor calculado para $A_{s1}=A_{s2}=1,36$ cm².

4.1.3 – Detalhamento e Geração dos Gráficos em Situação de Incêndio

A partir da área de aço encontrada da etapa de dimensionamento, detalha-se a seção transversal com quatro barras de 10 mm conforme ilustrado na FIG.4.2.

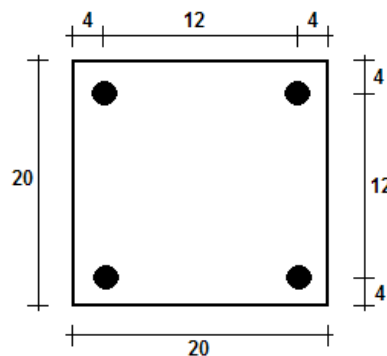


FIGURA 4.2 – Croquis do Detalhamento da Seção de 20x20 cm² com 4 ϕ 10 mm

Os dados da armadura devem ser inseridos pelo usuário na aba “Detalhamento”. Os dados referentes aos dados geométricos da seção e os dados do concreto são importados da aba “DadosIniciais” devendo o usuário preencher exclusivamente os dados referentes à armadura, como na FIG.4.3.

Vale ressaltar que a armação detalhada não precisa estar ligada à área de aço encontrada na etapa de dimensionamento. Dessa forma, o usuário não fica preso ao dimensionamento dessa planilha, podendo utilizar a verificação em situação de incêndio para peças dimensionadas ou detalhadas de outras formas, conforme será visto no exemplo 2.

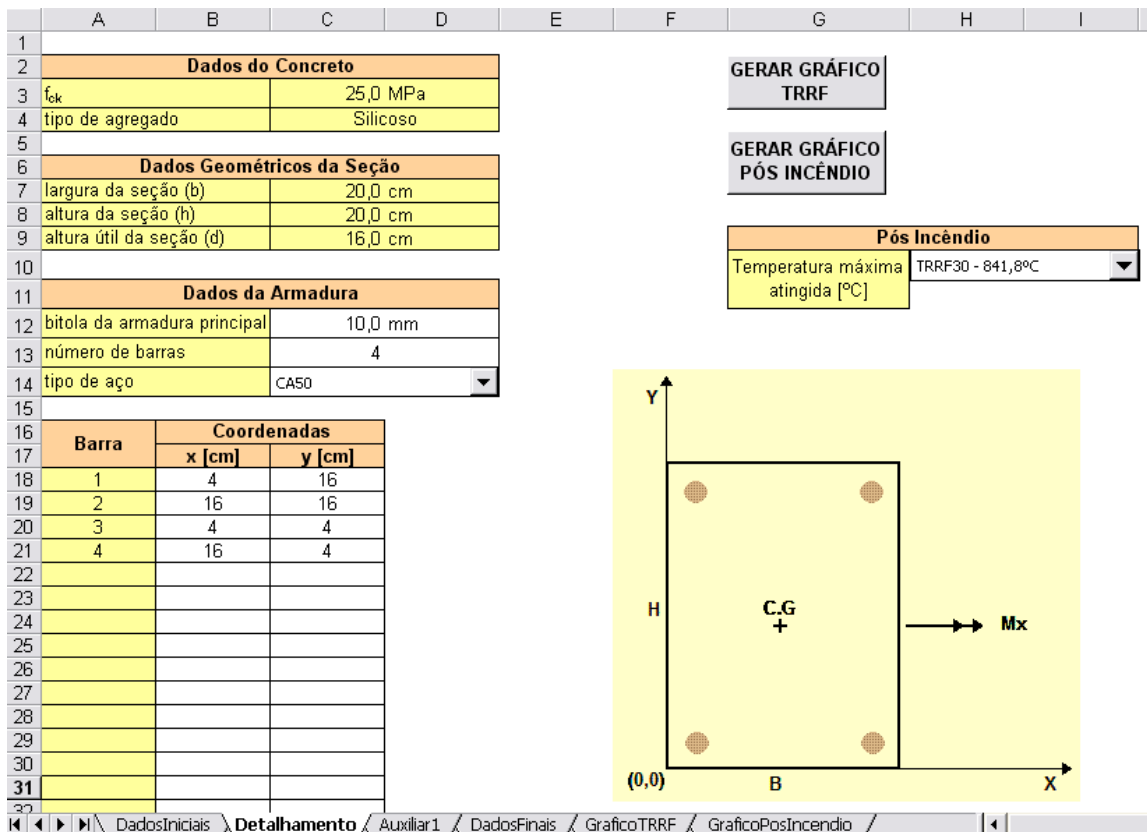


FIGURA 4.3 – Dados da Armadura da Seção de 20x20 cm² com 4 φ 10 mm

A FIG 4.4, retirada do software THERSYS ilustra a distribuição de temperatura na seção de 20x20 cm² para os TRRFs de 30, 60, 90 e 120 minutos.

Ao acionar o comando “Gerar Gráfico TRRF” o programa atualiza todos os cálculos da planilha e gera as curvas de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos, bem como a curva referente à temperatura ambiente. O gráfico resultante dessa etapa encontra-se na aba “GraficoTRRF”, como na FIG.4.4.

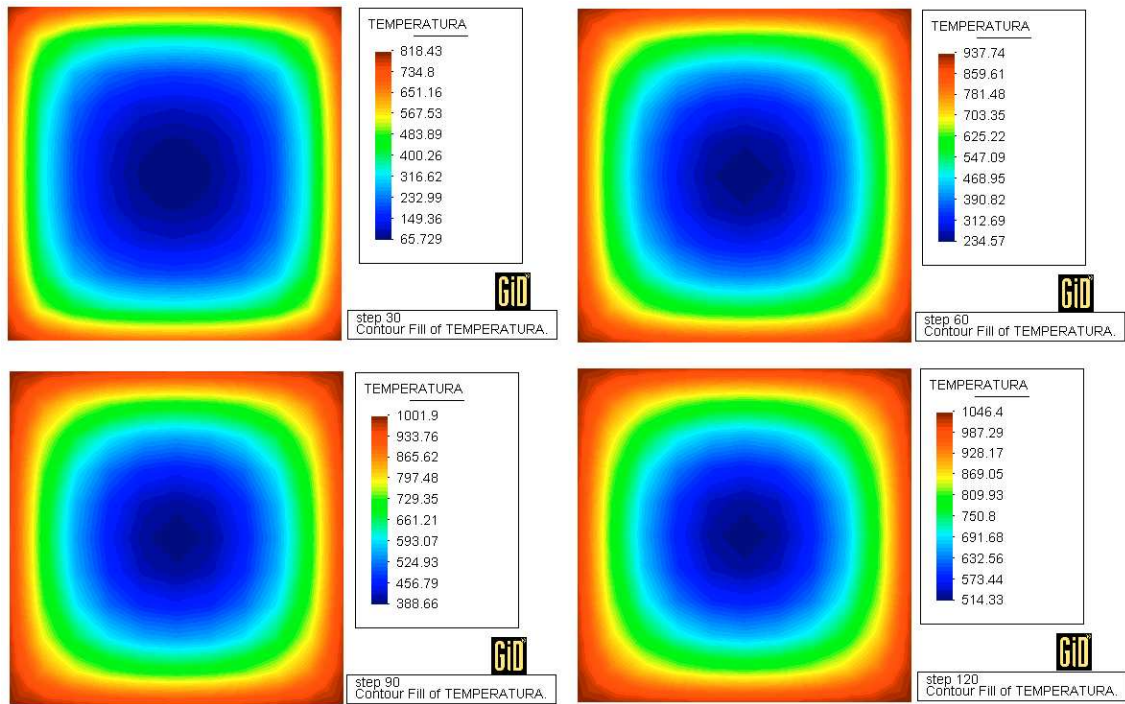


FIGURA 4.4 – Distribuição de Temperatura em uma Seção de 20x20 cm² para o TRRF de 30, 60, 90 e 120 minutos

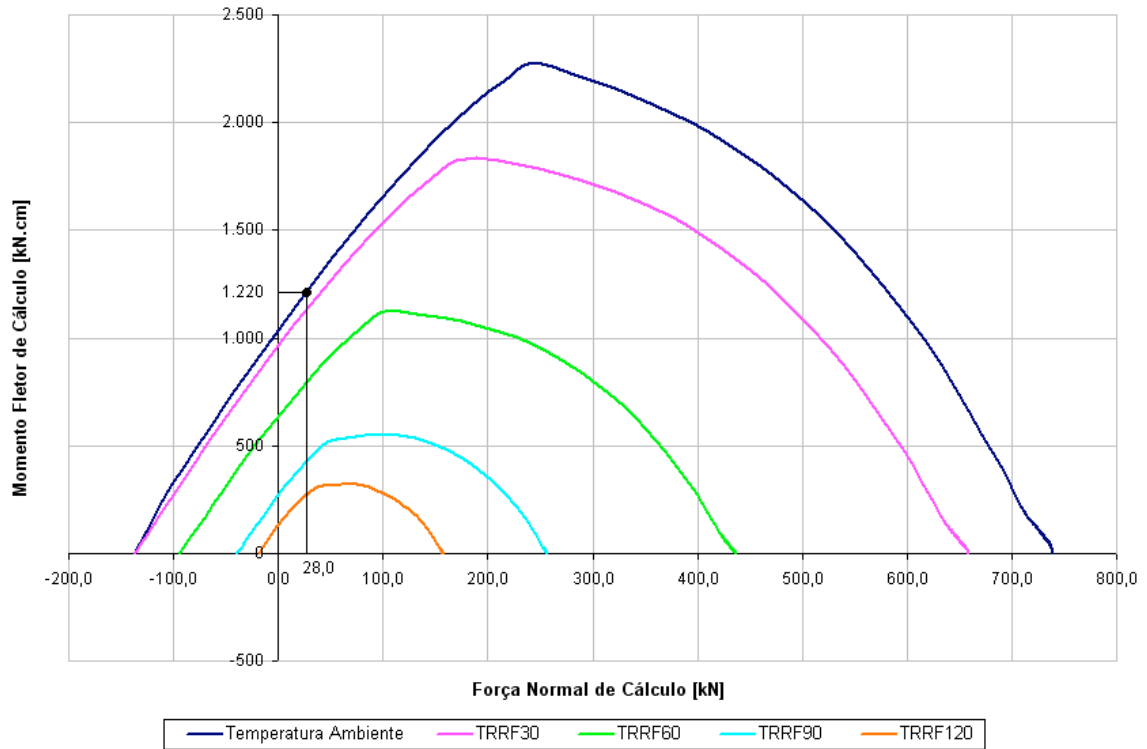


FIGURA 4.5 – Gráfico de Interação (Nd x Md) da Seção de 20x20 cm² com 4 φ 10 mm em Situação de Incêndio

4.1.4 – Estudo Comparativo para Validação do Programa

Com o intuito de validar a planilha criada neste trabalho, a seção transversal deste exemplo 1 foi calculada manualmente para um TRRF de 30 minutos. A comparação dos resultados encontrados manualmente e pela planilha compõe as TABELAS 4.1. a 4.3

Para os dados dessa seção transversal, a temperatura θ em cada barra é igual a 288°C para um TRRF de 30. O coeficiente de redução da tensão ($k_{s,\theta}$) é igual a 1,0 para barras tracionadas e 0,793 para barras comprimidas. O redutor do módulo de elasticidade ($k_{sE,\theta}$) vale 0,812 e a deformação ($\epsilon_{yd,\theta}$) descrita na equação 3.5 é igual a 2,55%. A profundidade x_1 descrita no item 3.1.2 vale $x_1 = -0,11\text{cm}$.

Na TAB.4.1 observa-se que os esforços calculados são iguais para valores entre $x = -\infty$ e $x = x_1$, como esperado. Quando a profundidade da é igual a x_1 , a deformação na armadura superior (barras 1 e 2) é igual a $\epsilon_{yd,\theta}$. Nota-se que, para a L.N. em $x=0$ (próximo ao valor de $x_1 = -0,11$) a deformação encontrada é 2,5‰ (próxima de $\epsilon_{yd,\theta} = 2,55\%$).

Observa-se, na TAB. 4.1, a existência da parcela de M_d no concreto enquanto a L.N. encontra-se entre $x=0$ e $x=h/0,8$ - valor limite para que o diagrama retangular simplificado do concreto, de altura $y=0,8x$, comprima toda a seção, igualando-se a parcela positiva e negativa do momento do concreto. A partir desse ponto o momento M_d do concreto é zero e a normal do concreto N_d é máxima, igual à resultante de compressão de toda a área A_c .

Nota-se que a deformação das barras de aço é negativa (tração) enquanto a LN encontra-se acima de sua posição, é igual a zero quando a LN encontra-se exatamente sobre a barra, e maior que zero (compressão) a partir do momento em que a LN estiver abaixo da barra. A parcela da força normal referente às barras de aço é constante enquanto a deformação das barras 1 e 2 é superior, em módulo, à $\epsilon_{yd,\theta}$ e a deformação das barras 3 e 4 encontra-se no seu alongamento máximo 10%. Nesse caso o momento referente ao aço é zero porque a armadura é simétrica e ambas estarão sob a mesma tensão, $f_{yd,\theta}$.

**TABELA 4.1 – Valores Calculados Manualmente para a Seção do Exemplo 1
(TRRF30)**

Posição da Linha Neutra [cm]	Cálculo Manual - 20x20 cm ² - TRRF 30							
	Concreto		Aço				TOTAL	
	N _d [kN]	M _d [kN.cm]	Deformação		N _d [kN]	M _d [kN.cm]	N _d [kN]	M _d [kN.cm]
			Barras 1 e 2 (y=16cm)	Barras 3 e 4 (y=4cm)				
- infinito	0,0	0,0	-10,0‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-600	0,0	0,0	-9,8‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-400	0,0	0,0	-9,7‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-200	0,0	0,0	-9,4‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-100	0,0	0,0	-9,0‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-50	0,0	0,0	-8,2‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-20	0,0	0,0	-6,7‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-10	0,0	0,0	-5,4‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-4	0,0	0,0	-4,0‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-2	0,0	0,0	-3,3‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
0	0,0	0,0	-2,5‰	-10,0‰	-135,3	8,0	-135,3	8,0
1	10,5	101,2	-2,0‰	-10,0‰	-121,9	88,4	-111,4	189,6
2	26,7	246,1	-1,4‰	-10,0‰	-106,6	180,2	-79,9	426,3
3	42,9	375,1	-0,8‰	-10,0‰	-88,9	286,1	-46,0	661,2
4	63,9	526,1	0,0‰	-10,0‰	-68,3	409,8	-4,4	935,9
5	87,3	678,2	0,7‰	-7,7‰	-49,5	522,3	37,8	1200,5
6	111,1	811,4	1,2‰	-5,8‰	-37,0	597,3	74,1	1408,7
7	135,7	929,9	1,5‰	-4,5‰	-28,1	650,8	107,6	1580,7
8	160,4	1028,3	1,8‰	-3,5‰	-21,4	691,0	139,0	1719,3
9	185,7	1109,5	1,9‰	-2,7‰	-16,2	722,3	169,5	1831,8
10	211,4	1171,5	2,1‰	-2,1‰	-2,1	662,5	209,3	1834,0
11	237,3	1212,9	2,2‰	-1,6‰	11,6	580,7	248,9	1793,6
12	263,3	1233,7	2,3‰	-1,2‰	22,9	512,5	286,2	1746,2
13	289,3	1233,7	2,4‰	-0,8‰	32,5	454,8	321,8	1688,5
14	315,2	1212,4	2,5‰	-0,5‰	40,8	405,4	356,0	1617,8
15	341,1	1171,5	2,6‰	-0,2‰	47,9	362,5	389,0	1534,0
16	366,7	1110,0	2,6‰	0,0‰	54,2	325,0	420,9	1435,0
17	392,0	1029,0	2,7‰	0,2‰	59,7	291,9	451,7	1320,9
18	417,2	928,1	2,7‰	0,4‰	64,6	262,5	481,8	1190,6
19	441,6	797,0	2,8‰	0,6‰	69,0	236,2	510,6	1033,2
20	465,2	678,2	2,8‰	0,7‰	72,9	212,5	538,1	890,7
21	508,3	534,5	2,7‰	0,8‰	75,7	195,7	584,0	730,2
22	543,4	385,0	2,7‰	0,9‰	78,1	181,4	621,5	566,4
23	552,5	223,0	2,6‰	1,0‰	80,2	169,1	632,7	392,1
24	552,5	92,0	2,6‰	1,0‰	81,9	158,4	634,4	250,4
30	552,5	0,0	2,4‰	1,3‰	89,2	115,0	641,7	115,0
40	552,5	0,0	2,3‰	1,5‰	95,1	79,6	647,6	79,6
70	552,5	0,0	2,1‰	1,8‰	101,3	42,5	653,8	42,5
100	552,5	0,0	2,1‰	1,8‰	103,4	29,7	655,9	29,7
200	552,5	0,0	2,0‰	1,9‰	105,7	16,1	658,2	16,1
400	552,5	0,0	2,0‰	2,0‰	106,7	9,7	659,2	9,7
600	552,5	0,0	2,0‰	2,0‰	106,9	6,5	659,4	6,5
+ infinito	552,5	0,0	2,0‰	2,0‰	107,1	0,0	659,6	0,0

A TAB. 4.2 apresenta os valores calculados pela planilha desenvolvida neste trabalho para a mesma seção do exemplo 1.

TABELA 4.2 – Valores Calculados pela Planilha Desenvolvida para a Seção do Exemplo 1 (TRRF 30)

Posição da Linha Neutra [cm]	Planilha Desenvolvida - Exemplo 1 - TRRF 30							
	Concreto		Aço				TOTAL	
	N _d [kN]	M _d [kN.cm]	Deformação		N _d [kN]	M _d [kN.cm]	N _d [kN]	M _d [kN.cm]
			Barras 1 e 2 (y=16cm)	Barras 3 e 4 (y=4cm)				
- infinito	0,0	0,0	-10,0‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-600	0,0	0,0	-9,8‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-400	0,0	0,0	-9,7‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-200	0,0	0,0	-9,4‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-100	0,0	0,0	-9,0‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-50	0,0	0,0	-8,2‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-20	0,0	0,0	-6,7‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-10	0,0	0,0	-5,4‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-4	0,0	0,0	-4,0‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
-2	0,0	0,0	-3,3‰	-10,0‰	-136,6	0,0	-136,6	0,0
0	0,0	0,0	-2,5‰	-10,0‰	-135,3	8,0	-135,3	8,0
1	10,0	95,7	-2,0‰	-10,0‰	-121,9	88,4	-111,9	184,1
2	24,5	223,3	-1,4‰	-10,0‰	-106,6	180,2	-82,1	403,5
3	43,5	375,4	-0,8‰	-10,0‰	-88,9	286,1	-45,4	661,5
4	64,6	527,7	0,0‰	-10,0‰	-68,3	409,8	-3,7	937,5
5	87,3	672,5	0,7‰	-7,7‰	-49,5	522,3	37,7	1194,8
6	110,9	805,2	1,2‰	-5,8‰	-37,0	597,3	73,9	1402,4
7	135,3	922,1	1,5‰	-4,5‰	-28,1	650,8	107,2	1573,0
8	160,4	1022,3	1,8‰	-3,5‰	-21,4	691,0	138,9	1713,4
9	185,7	1103,5	1,9‰	-2,7‰	-16,2	722,3	169,5	1825,8
10	211,4	1165,1	2,1‰	-2,1‰	-2,1	662,5	209,3	1827,6
11	237,3	1206,5	2,2‰	-1,6‰	11,6	580,7	248,8	1787,2
12	263,2	1227,2	2,3‰	-1,2‰	22,9	512,5	286,1	1739,7
13	289,2	1227,2	2,4‰	-0,8‰	32,5	454,8	321,8	1682,0
14	315,2	1206,5	2,5‰	-0,5‰	40,8	405,4	356,0	1611,8
15	341,0	1165,1	2,6‰	-0,2‰	47,9	362,5	389,0	1527,6
16	366,7	1103,5	2,6‰	0,0‰	54,2	325,0	420,9	1428,5
17	392,1	1022,3	2,7‰	0,2‰	59,7	291,9	451,7	1314,3
18	417,1	922,1	2,7‰	0,4‰	64,6	262,5	481,7	1184,7
19	441,5	805,2	2,8‰	0,6‰	69,0	236,2	510,5	1041,4
20	465,2	672,5	2,8‰	0,7‰	72,9	212,5	538,1	885,1
21	487,8	527,7	2,7‰	0,8‰	75,7	195,7	563,5	723,5
22	509,0	375,4	2,7‰	0,9‰	78,1	181,4	587,1	556,8
23	528,0	223,3	2,6‰	1,0‰	80,2	169,1	608,1	392,4
24	542,5	95,7	2,6‰	1,0‰	81,9	158,4	624,4	254,1
30	552,4	0,0	2,4‰	1,3‰	89,2	115,0	641,6	115,0
40	552,4	0,0	2,3‰	1,5‰	95,1	79,6	647,5	79,6
70	552,4	0,0	2,1‰	1,8‰	101,3	42,5	653,7	42,5
100	552,4	0,0	2,1‰	1,8‰	103,4	29,7	655,8	29,7
200	552,4	0,0	2,0‰	1,9‰	105,7	16,1	658,1	16,1
400	552,4	0,0	2,0‰	2,0‰	106,7	9,7	659,2	9,7
600	552,4	0,0	2,0‰	2,0‰	106,9	6,5	659,3	6,5
+ infinito	552,4	0,0	2,0‰	2,0‰	107,1	0,0	659,6	0,0

Analisando-se os valores da TAB. 4.3 percebe-se uma boa aproximação do cálculo manual com os valores obtidos pela planilha, excetuando-se um ponto com diferença percentual de 17%, mas com diferença absoluta de apenas 0,6kN, além de poucos pontos onde houve uma diferença próxima a 5%. Nota-se que a diferença ocorre exclusivamente nos valores de força normal e momento fletor referentes à parcela do concreto. A explicação para este fato é que no cálculo manual o valor utilizado para o redutor de resistência $k_{c,\theta}$ para cada faixa discretizada foi o mais próximo do centro geométrico de cada faixa. Já no cálculo efetuado pela planilha, este valor é interpolado para se obter o valor exatamente no C.G. da faixa.

Além disso, no cálculo manual o concreto foi discretizado em faixas de altura fixa igual a 1 cm. Quando a altura do diagrama de compressão do concreto tinha valores não inteiros, eram criadas faixas de alturas que complementassem a altura total do diagrama. A planilha discretiza a seção de concreto em alturas de 0,8 cm para que o diagrama retangular de compressão do concreto seja sempre composto por um número inteiro de faixas, uma vez que a altura do diagrama retangular de compressão do concreto é 80% da posição da linha neutra, cuja variação é fixada a 1 cm.

A melhor aproximação do valor do redutor $k_{c,\theta}$ e a discretização mais adequada da seção transversal realizadas na planilha desenvolvida tornam os valores obtidos através dela mais confiáveis que os valores obtidos manualmente. Paralelamente, a proximidade dos valores corrobora com a correção da formulação implementada na planilha eletrônica.

Como a formulação foi implementada de maneira automatizada na planilha, pode-se extrapolar a correção da formulação encontrada para um TRRF de 30 minutos para os demais tempos requeridos de resistência ao fogo.

TABELA 4.3 – Comparação entre os Valores dos Esforços Obtidos Manualmente e pela Planilha Desenvolvida para a Seção do Exemplo 1 (TRRF 30)

Posição da Linha Neutra [cm]	Cálculo Manual		Planilha Desenvolvida		Diferença	
	N _d [kN]	M _d [kN.cm]	N _d [kN]	M _d [kN.cm]	N _d [kN]	M _d [kN.cm]
- infinito	-136,6	0,0	-136,6	0,0	0%	0%
-600	-136,6	0,0	-136,6	0,0	0%	0%
-400	-136,6	0,0	-136,6	0,0	0%	0%
-200	-136,6	0,0	-136,6	0,0	0%	0%
-100	-136,6	0,0	-136,6	0,0	0%	0%
-50	-136,6	0,0	-136,6	0,0	0%	0%
-20	-136,6	0,0	-136,6	0,0	0%	0%
-10	-136,6	0,0	-136,6	0,0	0%	0%
-4	-136,6	0,0	-136,6	0,0	0%	0%
-2	-136,6	0,0	-136,6	0,0	0%	0%
0	-135,3	8,0	-135,3	8,0	0%	0%
1	-111,4	189,6	-111,9	184,1	0%	3%
2	-79,9	426,3	-82,1	403,5	-3%	5%
3	-46,0	661,2	-45,4	661,5	1%	0%
4	-4,4	935,9	-3,7	937,5	17%	0%
5	37,8	1200,5	37,7	1194,8	0%	0%
6	74,1	1408,7	73,9	1402,4	0%	0%
7	107,6	1580,7	107,2	1573,0	0%	0%
8	139,0	1719,3	138,9	1713,4	0%	0%
9	169,5	1831,8	169,5	1825,8	0%	0%
10	209,3	1834,0	209,3	1827,6	0%	0%
11	248,9	1793,6	248,8	1787,2	0%	0%
12	286,2	1746,2	286,1	1739,7	0%	0%
13	321,8	1688,5	321,8	1682,0	0%	0%
14	356,0	1617,8	356,0	1611,8	0%	0%
15	389,0	1534,0	389,0	1527,6	0%	0%
16	420,9	1435,0	420,9	1428,5	0%	0%
17	451,7	1320,9	451,7	1314,3	0%	1%
18	481,8	1190,6	481,7	1184,7	0%	1%
19	510,6	1033,2	510,5	1041,4	0%	-1%
20	538,1	890,7	538,1	885,1	0%	1%
21	584,0	730,2	563,5	723,5	4%	1%
22	621,5	566,4	587,1	556,8	6%	2%
23	632,7	392,1	608,1	392,4	4%	0%
24	634,4	250,4	624,4	254,1	2%	-1%
30	641,7	115,0	641,6	115,0	0%	0%
40	647,6	79,6	647,5	79,6	0%	0%
70	653,8	42,5	653,7	42,5	0%	0%
100	655,9	29,7	655,8	29,7	0%	0%
200	658,2	16,1	658,1	16,1	0%	0%
400	659,2	9,7	659,2	9,7	0%	0%
600	659,4	6,5	659,3	6,5	0%	0%
+ infinito	659,6	0,0	659,6	0,0	0%	0%

4.1.5 – Comparação dos Resultados com o Diagrama Parábola-Retângulo para a Compressão do Concreto

O programa desenvolvido no presente trabalho utiliza o diagrama retangular simplificado previsto no item 17.2.2 da ABNT NBR 6118:2003 para descrever a distribuição de tensões no concreto. Neste item comparamos os resultados obtidos pelo programa com o cálculo manual do diagrama de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para a seção transversal deste exemplo 1 obtido utilizando o diagrama parábola-retângulo definido no item 8.2.10.1 da ABNT NBR 6118:2003.

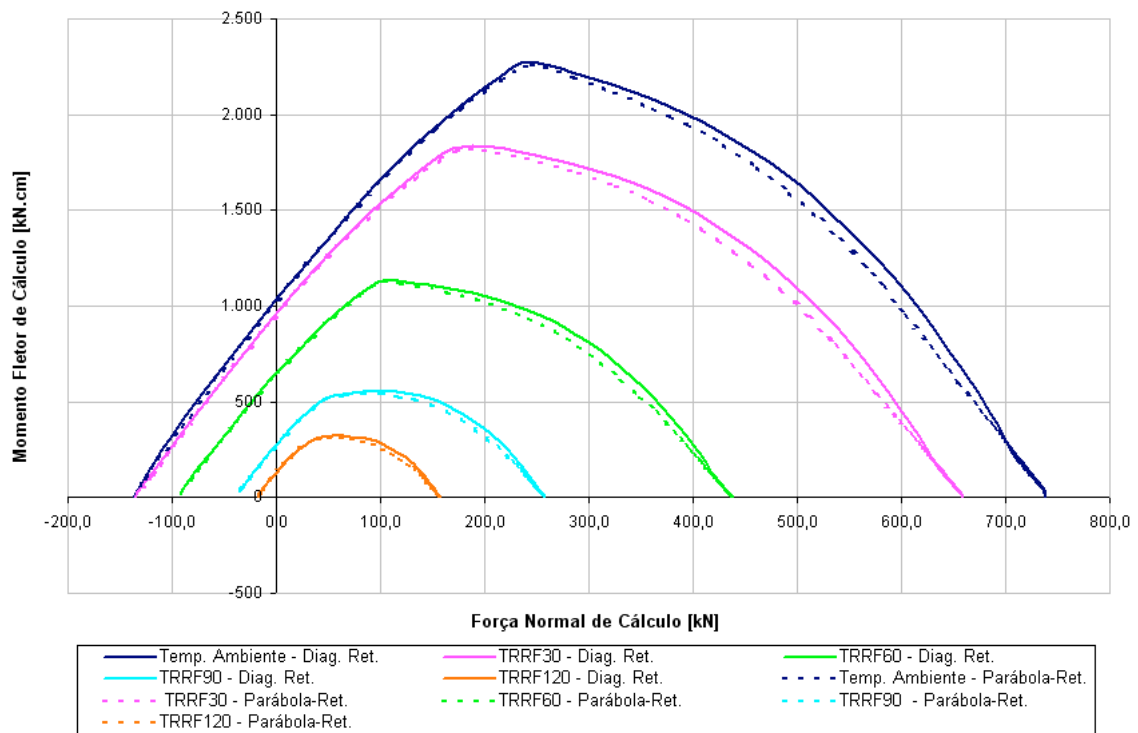


FIGURA 4.6 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de $20 \times 20 \text{ cm}^2$ com $4 \phi 10 \text{ mm}$ - Diagrama Retangular x Diagrama Parábola-Retângulo

Na FIG.4.6 as linhas cheias representam os diagramas de interação de (força normal) x (momento fletor) de cálculo para a temperatura ambiente e para os TRRFs de 30, 60, 90 e 120 minutos calculados pelo programa, utilizando portanto o diagrama retangular simplificado para descrever as tensões do concreto. As linhas tracejadas representam os diagramas interação de (força normal) x (momento fletor) de cálculo para a temperatura ambiente e para os TRRFs de 30, 60, 90 e 120 minutos calculados com o auxílio de uma

planilha eletrônica considerando o diagrama parábola-retângulo para descrever as tensões no concreto. Curvas de mesma cor correspondem à um mesmo tempo de exposição à situação de incêndio:

- Azul escuro: Temperatura Ambiente
- Rosa: TRRF 30
- Verde: TRRF 60
- Azul claro: TRRF 90
- Laranja: TRRF 120

Nota-se que os valores encontrados com o uso do diagrama retangular simplificado são ligeiramente contra a segurança, uma vez que as curvas encontram-se mais externas, indicando resistência à pares de esforços N_d e M_d maiores que os encontrados com o diagrama parábola-retângulo. Entretanto, analisando a FIG.4.6 nota-se que esta diferença é pequena para a seção considerada neste exemplo.

4.1.6 – Geração do Gráfico Após uma Situação de Incêndio

Na aba “Detalhamento” deve-se escolher a temperatura máxima atingida pelo incêndio estudado de acordo com o TRRF que equivalha àquela temperatura. Dessa forma, ao acionar o comando “Gerar Gráfico Pós Incêndio” cria-se a curva de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo resistida pela peça nas condições escolhidas, bem como a curva referente à temperatura ambiente para comparação. O gráfico gerado nessa etapa encontra-se na aba “GráficoPosIncendio”. Para uma temperatura máxima de incêndio próxima a 841,8°C, equivalente a 30 minutos de exposição a um incêndio padrão, o gráfico para a seção detalhada neste exemplo 1 encontra-se na FIG.4.7.

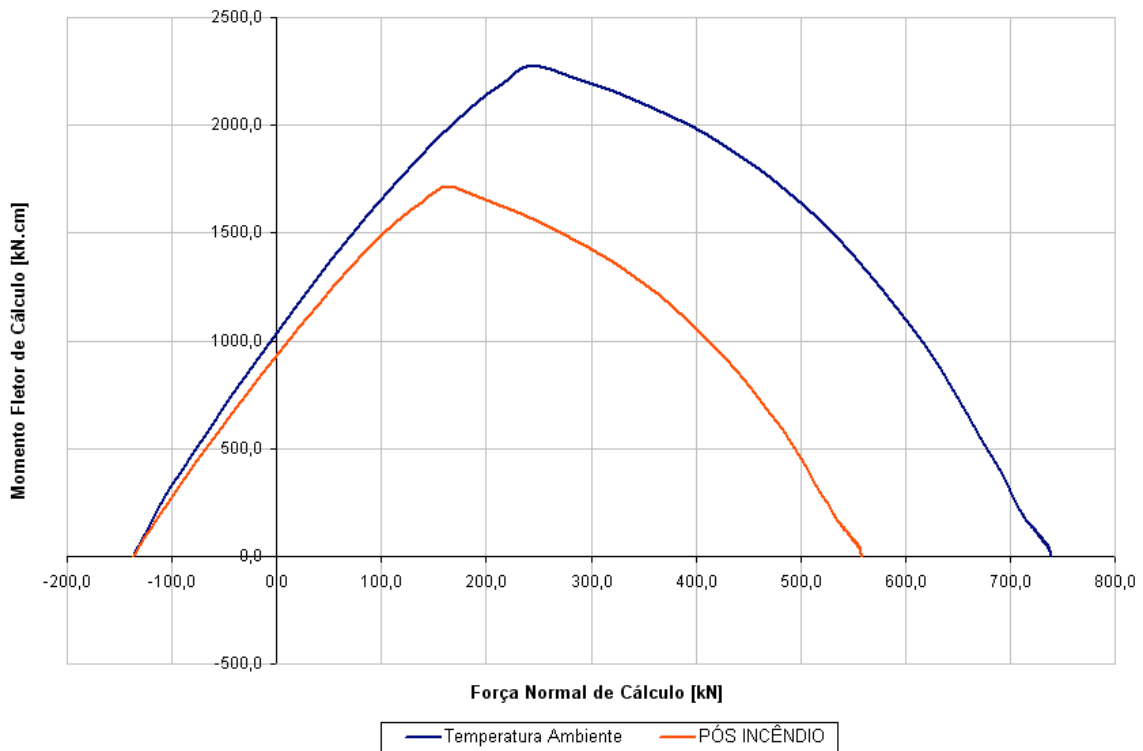


FIGURA 4.7 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 20×20 cm² com 4 ϕ 10 mm Após uma Situação de Incêndio de TRRF 30

4.1.7 – Diagrama de Interação N_d x M_d para Agregado Calcáreo

Neste item, será analisada a influência do agregado utilizado na produção do concreto no diagrama de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para o TRRF de 30 minutos. Para tanto, será utilizada a seção transversal do exemplo 1, cujo detalhamento encontra-se na FIG. 4.2.

A FIG. 4.8 apresenta três diagramas de interação N_d x M_d para seção em questão. O primeiro equivalente à temperatura ambiente, o segundo para um TRRF de 30 minutos de uma seção produzida com predominância de agregado calcáreo e o terceiro para um TRRF de 30 minutos de uma seção produzida com predominância de agregado silicoso.

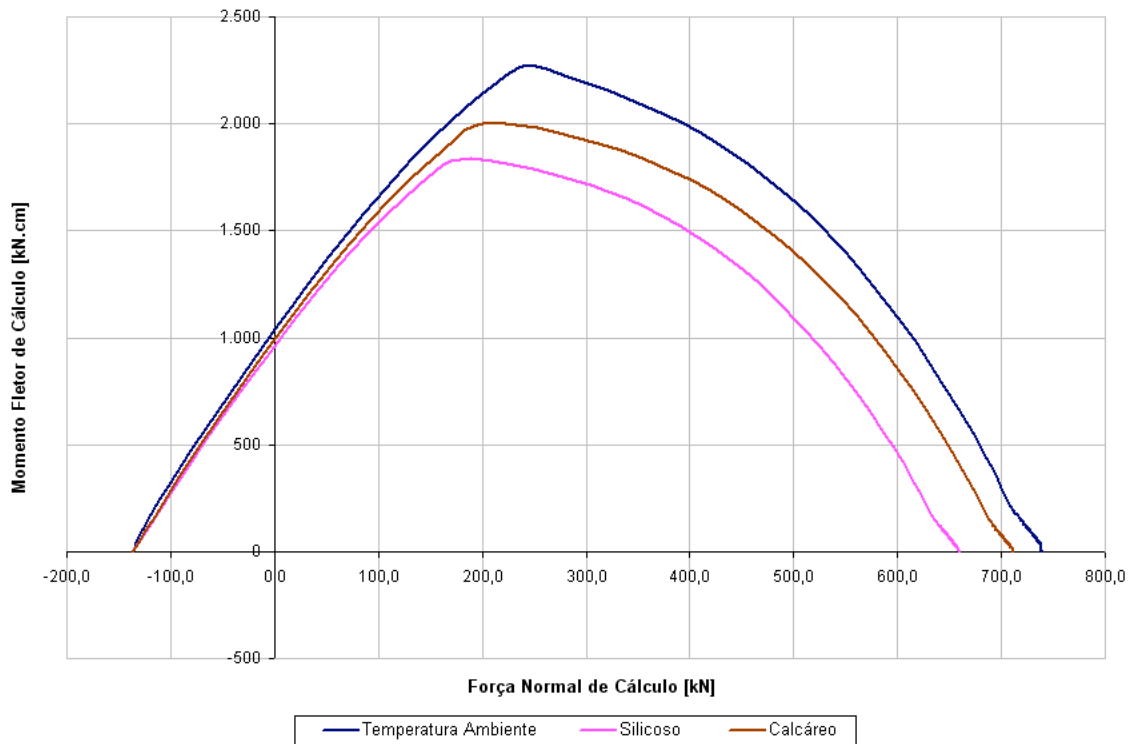


FIGURA 4.8 – Gráfico de Interação ($N_d \times M_d$) da Seção de $20 \times 20 \text{ cm}^2$ com $4 \phi 10 \text{ mm}$ para Diferentes Agregados para TRRF 30

Observa-se que a peça produzida com agregado calcáreo resiste à esforços maiores em situação de incêndio se comparado com a peça produzida com agregado silicosa. Este comportamento já era esperado pois percebe-se na TAB. 2.1 que os fatores redutores para concretos com agregados calcáreos são maiores, resultando em menores reduções da resistência em temperaturas elevadas.

4.2 – Exemplo 2

Neste segundo exemplo dimensiona-se inicialmente a armadura necessária para uma peça de concreto armado submetida ao par de esforços $N_s=700\text{kN}$ (Compressão) e $M_s=300\text{ kN.m}$. A seção transversal é de $40\times 80\text{ cm}^2$, o concreto tem $f_{ck}=25\text{MPa}$, produzido com agregado predominantemente silicoso e aço CA50.

Conforme FIG. 4.9, a armadura calculada para a temperatura ambiente é $A_{s1}=A_{s2}=6,4\text{cm}^2$. Para atender ao cálculo, seria necessário pouco mais que 3 ϕ de 16mm ($6,03\text{ cm}^2$) nas duas faces de 40 cm da seção transversal. Entretanto, este exemplo será

	A	B	C	D	E	F	G
1	Dados do Concreto						
2	f_{ck}	25,0 MPa				CALCULAR	
3	tipo de agregado	Silicoso					
4	Dados Geométricos da Seção						
5	Seção (b x h) [cm ²]	40 x 80					
6	altura útil da seção (d)	76,0 cm					
7	Força Normal de Serviço (N_s)	700,0 kN					
8	Momento de Serviço (M_s)	300,0 kN.m					
9							
10							
11							
12							
13	Resultados						
14	N_d	980,0 kN					
15	$N_{d,calculado}$	981,9 kN					
16	M_d	420,0 kN.m					
17	$M_{d,calculado}$	418,5 kN.m					
18	LN (x)	20,22 cm					
19	$A_{s1}=A_{s2}$	6,40 cm ²					
20	Tolerância	0,40 %					
21	Taxa de Armadura	0,40 %					
22							

⏪ ⏩ ⏴ ⏵ \DadosIniciais / Detalhamento / Auxiliar1 / AuxiliarTRRF / DadosFinais /

FIGURA 4.9 – Dimensionamento da Seção de $40\times 80\text{ cm}^2$

verificado em situação de incêndio conforme o detalhamento mostrado na FIG. 4.10, ou seja, com 10 ϕ 16 mm, sendo apenas 3 em cada lado de 40 cm.

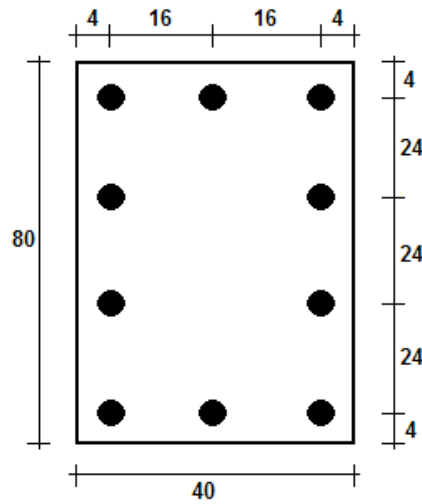


FIGURA 4.10 – Croquis do Detalhamento da Seção de 40x80 cm² com 10 ϕ 16 mm

A FIG. 4.11 ilustra a entrada de dados do detalhamento escolhido no programa.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1									
2	Dados do Concreto								
3	f_{ck}	25,0 MPa							
4	tipo de agregado	Silicoso							
5									
6	Dados Geométricos da Seção								
7	largura da seção (b)	40,0 cm							
8	altura da seção (h)	80,0 cm							
9	altura útil da seção (d)	76,0 cm							
10									
11	Dados da Armadura								
12	bitola da armadura principal	16,0 mm							
13	número de barras	10							
14	tipo de aço	CA50							
15									
16		Coordenadas							
17	Barra	x [cm]	y [cm]						
18	1	4	76						
19	2	20	76						
20	3	36	76						
21	4	4	52						
22	5	36	52						
23	6	4	28						
24	7	36	28						
25	8	4	4						
26	9	20	4						
27	10	36	4						
28									
29									
30									
31									
32									

Pós Incêndio

Temperatura máxima atingida [°C] TRRF90 - 1006,0°C

DadosIniciais \
 Detalhamento \
 Auxiliar1 \
 AuxiliarTRRF \
 DadosFinais \
 GraficoTRRF \
 GraficoPosIncendio

FIGURA 4.11 – Dados da Armadura da Seção de 40x80 cm² com 10 ϕ 16 mm

A FIG. 4.12 representa os diagramas de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para a seção transversal do exemplo 2 em situação de incêndio. Percebe-se que há curvas de interação em situação de incêndio externas à curva referente à temperatura ambiente. Como comentado no item 3.2.4, não é permitido admitir uma resistência da peça em situação de incêndio superior à que ela teria em uma situação normal, ou seja, a 20°C.

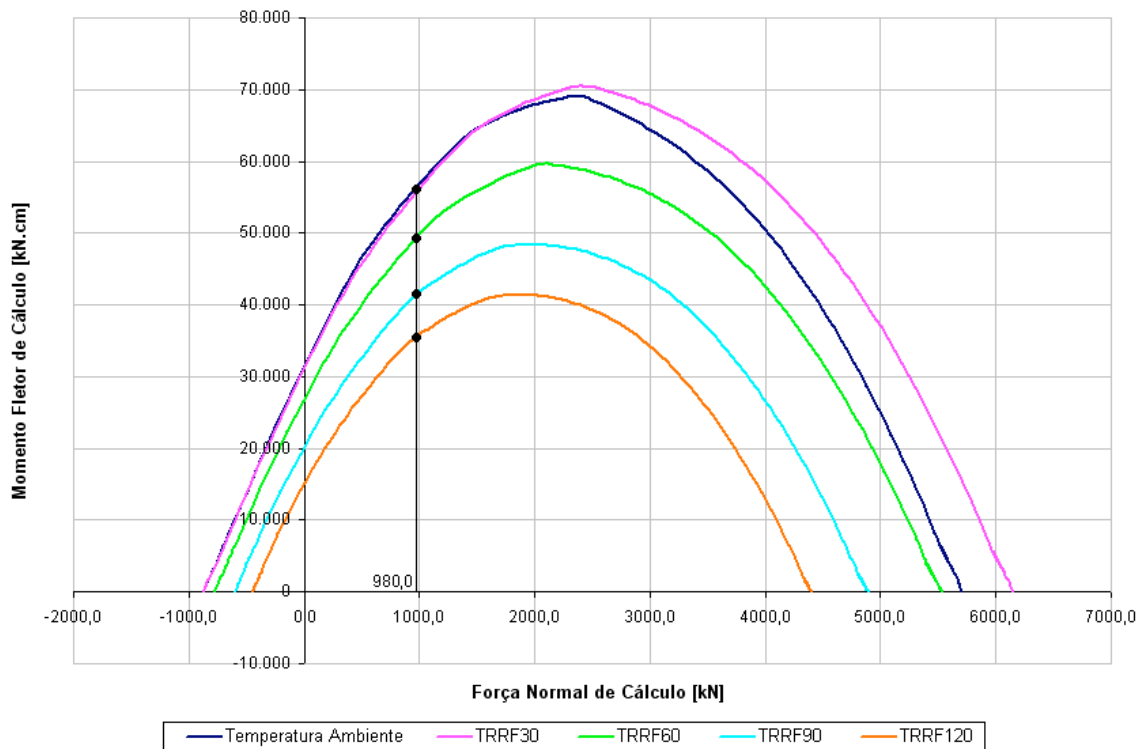


FIGURA 4.12 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 40×80 cm² com 10 ϕ 16 mm em Situação de Incêndio

Fazendo-se a força normal constante $N_d=980$ kN, percebe-se na FIG. 4.12 que o momento fletor de cálculo resistente para o detalhamento adotado varia entre 0 e 35662 kN.cm para um TRRF de 120; entre 35662 kN.cm e 41603 kN.cm para um TRRF de 90; entre 41603 kN.cm e 49586 kN.cm para um TRRF de 60; entre 49586 kN.cm e 55920 kN.cm para um TRRF de 30, aumentando até o momento resistente de 56539 kN.cm em temperatura ambiente.

A FIG. 4.13 mostra o diagrama de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo após um incêndio que atingiu a temperatura aproximada de 1006°C, equivalente a um TRRF de 90 minutos.

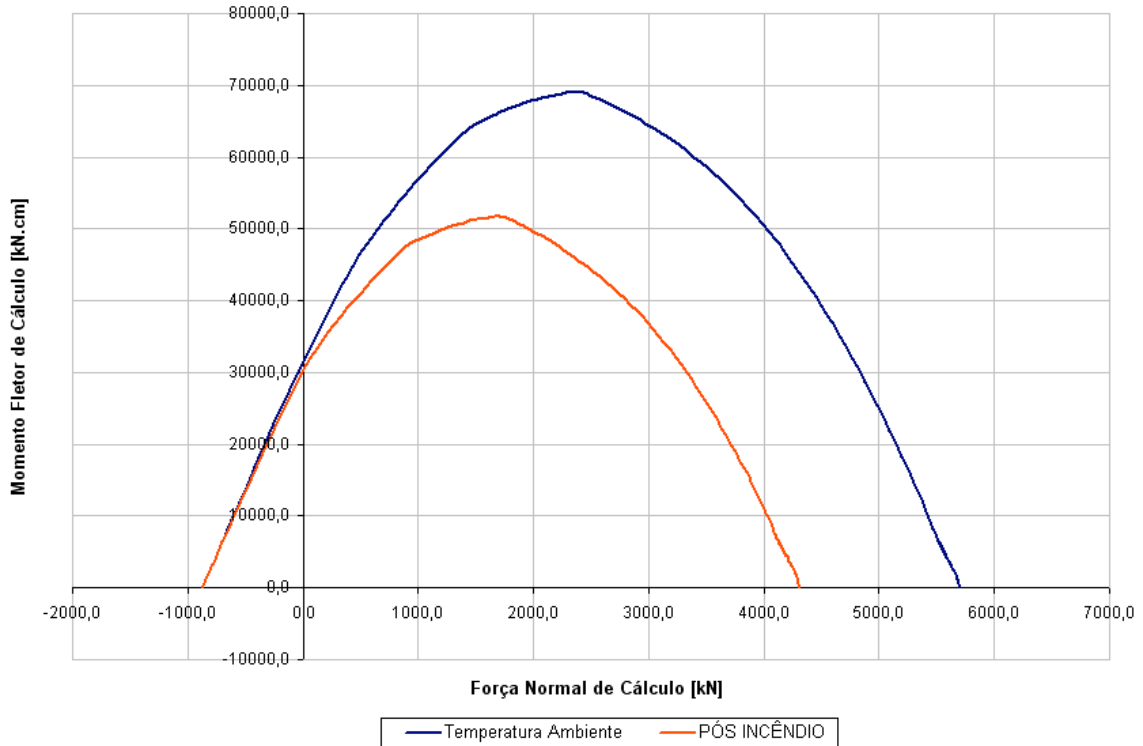


FIGURA 4.13 – Gráfico de Interação (N_d x M_d) da Seção de 40x80 cm² com 10 ϕ 16 mm Após uma Situação de Incêndio de TRRF 90

4.3 – Exemplo 3

O terceiro exemplo consiste na análise da seção transversal do exemplo 2 girada de 90°. A seção transversal terá, portanto, 80x40 cm². Dessa forma é possível avaliar a seção do exemplo 2 submetida a um momento em torno do eixo paralelo ao lado de 80 cm.

A FIG. 4.14 apresenta o resultado do dimensionamento desta seção para o par de esforços $N_s=700\text{kN}$ (Compressão) e $M_s=200\text{ kN.m}$. Nota-se que apesar de ser a mesma força do exemplo 2 associada a um momento 33% inferior, a área de aço calculada foi superior ($A_{s1}=A_{s2}=8,8\text{ cm}^2 > 6,4\text{ cm}^2$) pois o momento fletor está atuando em torno do menor lado, com uma altura útil bastante inferior ($d=36\text{cm} < 76\text{ cm}$).

	A	B	C	D	E	F	G
1	Dados do Concreto						
2	f_{ck}	25,0 MPa			CALCULAR		
3	tipo de agregado	Silicoso					
4	Dados Geométricos da Seção						
5	Seção (b x h) [cm ²]	80 x 40					
6	altura útil da seção (d)	36,0 cm					
7	Força Normal de Serviço (N_s)	700,0 kN					
8	Momento de Serviço (M_s)	200,0 kN.m					
9							
10							
11							
12							
13	Resultados						
14	N_d	980,0 kN					
15	$N_{d,calculado}$	981,5 kN					
16	M_d	280,0 kN.m					
17	$M_{d,calculado}$	279,1 kN.m					
18	LN (x)	10,10 cm					
19	$A_{s1}=A_{s2}$	8,80 cm ²					
20	Tolerância	0,40 %					
21	Taxa de Armadura	0,55 %					
22							

◀ ◀ ▶ ▶ \ **DadosIniciais** / Detalhamento / DadosFinais / GraficoTRRF / GraficoPosInc

FIGURA 4.14 – Dimensionamento da Seção de 80x40 cm²

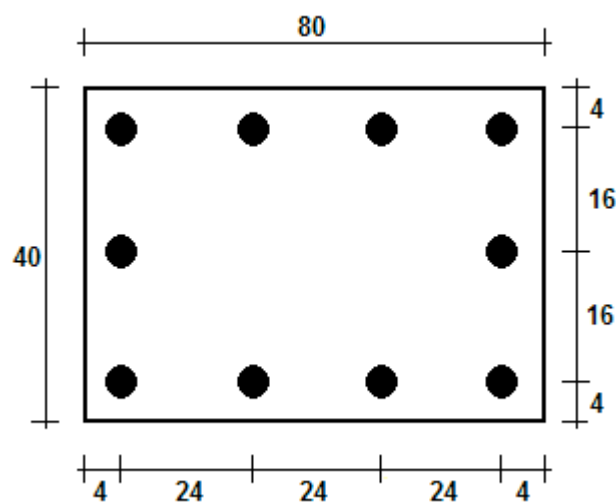


FIGURA 4.15 – Croquis do Detalhamento da Seção de 80x40 cm² com 10 φ 16 mm

A FIG 4.15 ilustra o detalhamento adotado para a verificação em situação de incêndio, com 4 ϕ 16mm em cada lado de 80cm, inferior ao área de aço calculada ($8,04 \text{ cm}^2 < 8,8 \text{ cm}^2$). A FIG.4.16 apresenta os dados da armadura já representada no croquis da FIG.4.15.

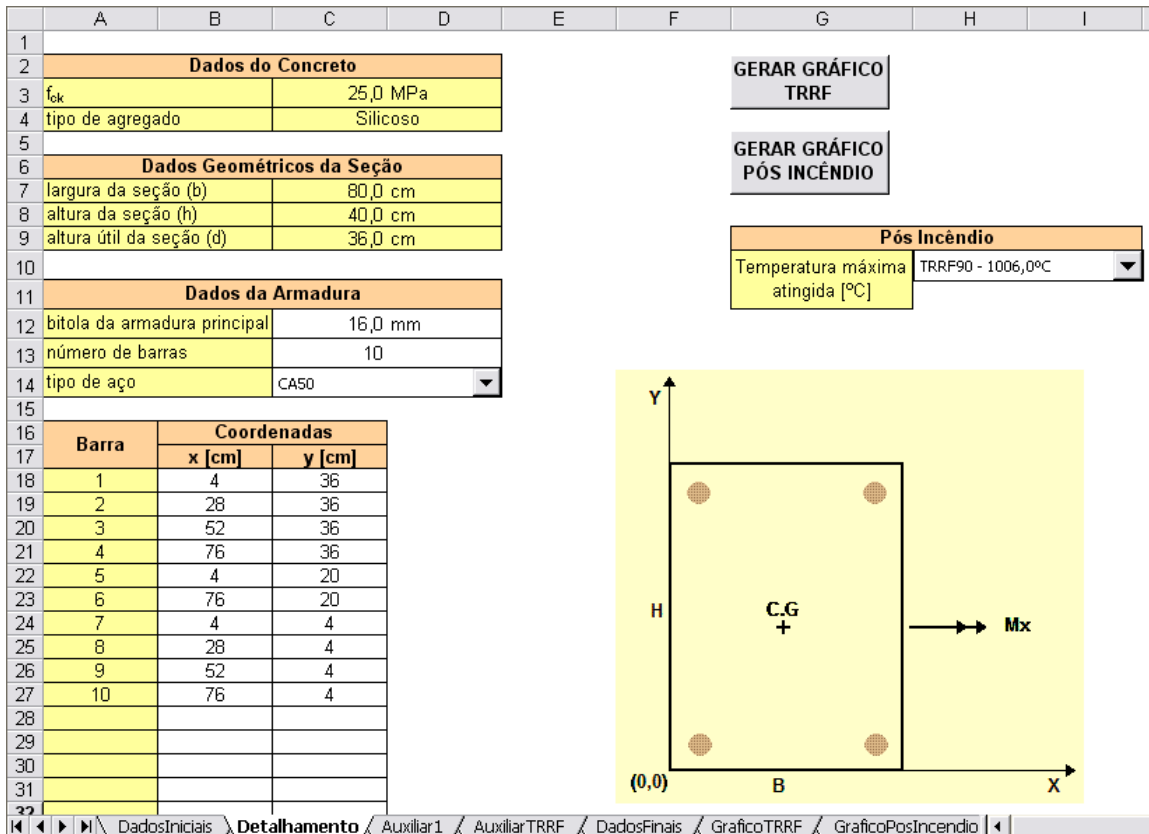


FIGURA 4.16 – Dados da Armadura da Seção de 80x40 cm² com 10 ϕ 16 mm

A FIG.4.17 representa os gráficos de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para os diversos TRRF, enquanto a FIG.4.18 apresenta o diagrama de interação para um situação posterior a um incêndio de temperatura máxima equivalente a um TRRF de 90 minutos.

Nota-se que apesar de ter-se adotado um $A_{s1}=A_{s2}$ ligeiramente inferior ao dimensionado a seção resiste, para uma uma força $N_d=980\text{kN}$, a um momento $M_d=28790 \text{ kN.m}$, ainda maior que o momento de cálculo do dimensionamento. Este ganho de resistência se deve aos 2 ϕ 16mm que foram adicionados na linha que passa pelo CG da seção.

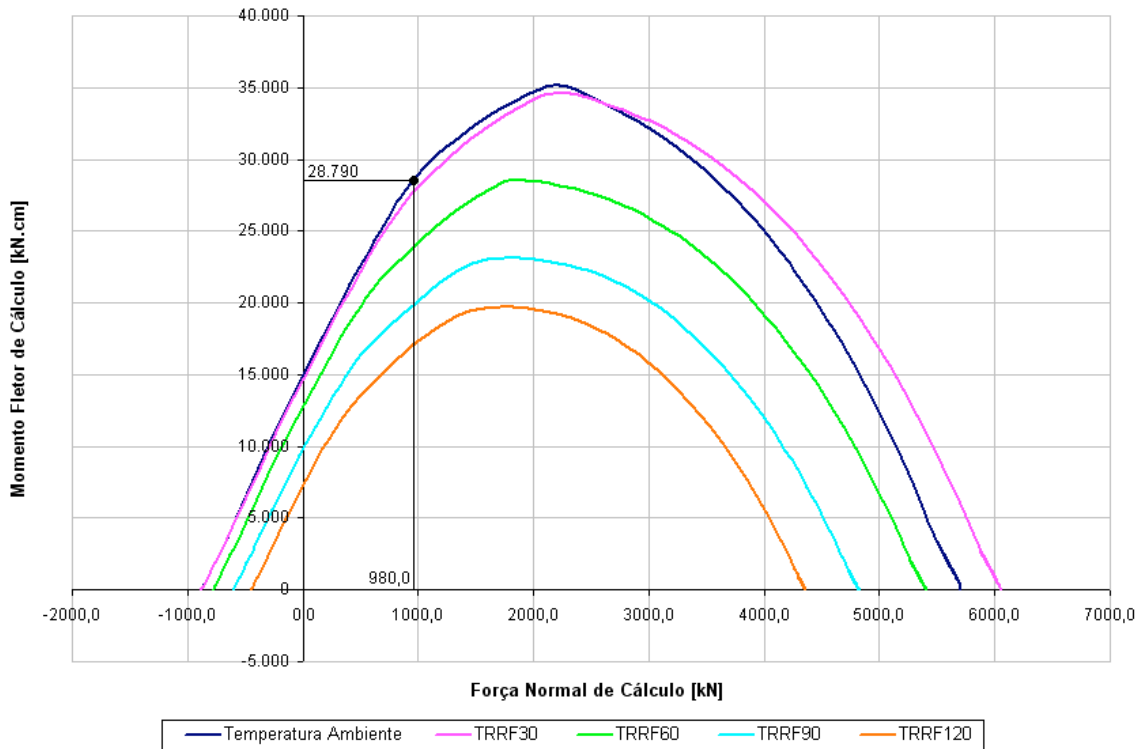


FIGURA 4.17 – Gráfico de Interação ($N_d \times M_d$) da Seção de $80 \times 40 \text{ cm}^2$ com $10 \phi 16 \text{ mm}$ em Situação de Incêndio

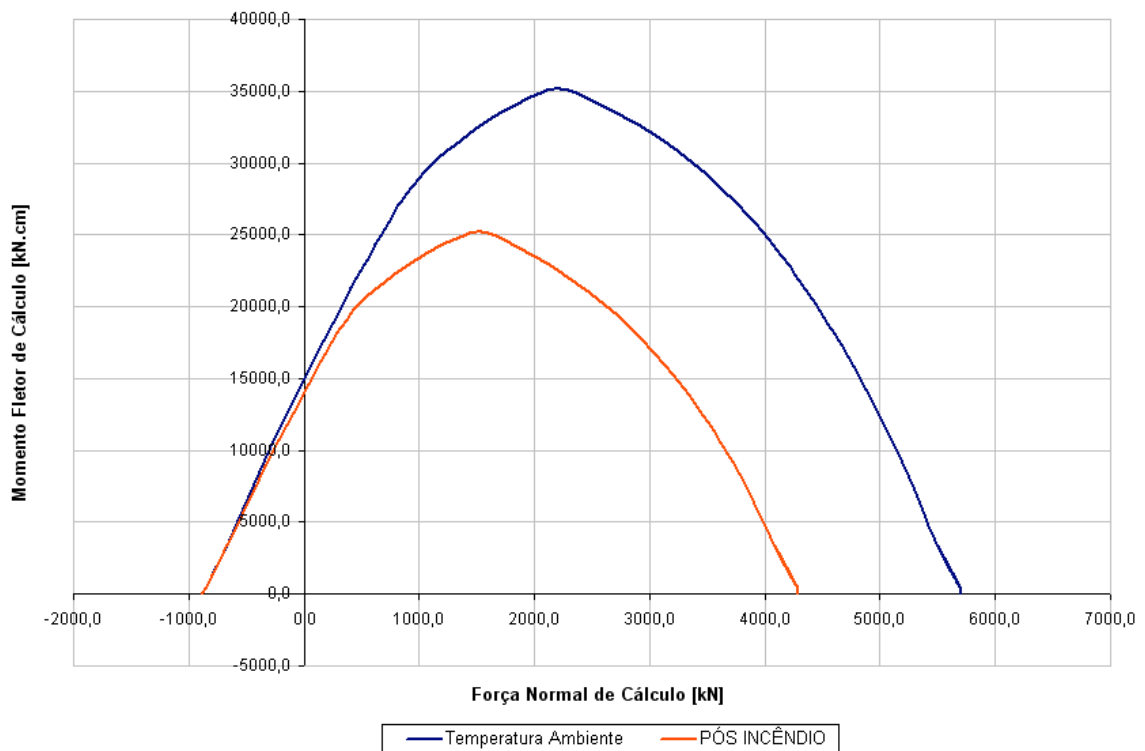


FIGURA 4.18 – Gráfico de Interação ($N_d \times M_d$) da Seção de $80 \times 40 \text{ cm}^2$ com $10 \phi 16 \text{ mm}$ Após uma Situação de Incêndio de TRRF 90

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para atingir os objetivos deste trabalho foi necessário desenvolver um método geral de cálculo capaz de verificar seções transversais de concreto armado submetidas a flexão normal composta em situação de incêndio seguindo as prescrições da ABNT NBR 15200:2004. O programa implementado pode ser considerado um método geral pois utiliza valores precisos para a distribuição de temperatura nas seções transversais, considerando todas as não-linearidades envolvidas. Para tanto, foi utilizado o software THERSYS, proposto por RIBEIRO (2004).

Este software trabalha conjuntamente com o pré e pós processador gráfico GID, cujo funcionamento depende da obtenção de licenças de utilização. Para desvincular o programa desenvolvido da necessidade de licenças, utilizou-se um banco de dados de distribuição de temperatura em seções transversais criado por CASTRO (2005). Tal banco de dados era composto de 25 seções retangulares. O mesmo foi ampliado, no presente trabalho, para 64 seções retangulares incluindo seções de lados ímpares, que não eram consideradas por CASTRO (2005). Além disso, com a possibilidade de se inverter os eixos da seção transversal o banco de dados consiste, na realidade, de 123

seções. Esse substancial aumento do banco de dados é uma importante contribuição do presente trabalho.

É possível dimensionar seções retangulares de concreto armado submetidas a flexão normal composta em temperatura ambiente, usando armaduras simétricas, por meio de um algoritmo implementado em linguagem computacional Visual Basic em ambiente Excel. Foi desenvolvida uma planilha computacional capaz de gerar diagramas de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para seções retangulares de concreto armado em temperatura ambiente. Também podem ser gerados os mesmos diagramas para seções submetidas aos tempos requeridos de resistência ao fogo prescritos na ABNT NBR 14432:2000. A planilha desenvolvida permite traçar os diagramas de interação (força normal) x (momento fletor) de cálculo para uma seção de concreto armado que tenha sido exposta a uma temperatura máxima de incêndio equivalente a 30, 60, 90 ou 120 minutos de exposição ao incêndio padrão e resfriada até a temperatura ambiente. Dessa forma, todos os objetivos propostos foram atingidos.

Enquanto SOARES (2003) desenvolveu um método simplificado de análise, e CASTRO (2005) implementou um método geral para casos de compressão axial centrada, o presente trabalho desenvolveu um método geral que leva em consideração a flexão normal composta. Outra importante contribuição proposta pelo presente trabalho é a consideração da redução simultânea da tensão e do módulo de elasticidade do aço, obtendo-se um diagrama de tensão-deformação diferente para cada temperatura. A verificação da resistência de seções retangulares de concreto submetidas a flexão normal composta que tenham sido expostas a uma situação de incêndio e posteriormente resfriadas até a temperatura ambiente é outra importante contribuição do presente trabalho.

Sugere-se, para aprofundamento do estudo do comportamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, os seguintes estudos:

- Estudo da flexão oblíqua composta;
- Estudo de outras seções transversais;
- Integrar o software de análise estrutural ao de análise térmica para poder generalizar o formato das seções, sem necessidade de montar um banco de dados;
- Analisar curvas de incêndio diferentes da padrão, principalmente para análises posteriores a uma situação de incêndio.
- Estudar o cisalhamento e a torção em peças sujeitas a ação do fogo.
- Ensaiar peças de concreto armado submetidas a elevadas temperaturas para estudar a eficácia das prescrições da ABNT NBR 15200:2004.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVA, G. M. S. “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, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.” – NBR 6118, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.” – NBR 15200, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento” – NBR 14432, 2000.

BATTISTA, R.C. *et al.* “Reabilitação estrutural do prédio do aeroporto Santos Dumont após danos causados por incêndio.” - Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, vol. 1, n.º 1 - 2001.

CALDAS, R. B. “Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio”. Tese de Doutorado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2008.

CANOVAS, M. F. “Patologia e Terapia do Concreto Armado” – São Paulo – SP – Editora PINI – 1988.

CASTRO, G. G. S. “Um método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio”. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2005.

CIMNE – Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia. GID – Pré e pós-processador. Barcelona, 2000.

COSTA, C. N. – “Estruturas de concreto em situação de incêndio.” Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

COSTA, C. N. *et al.* “Aspectos Tecnológicos dos Materiais de Concreto em Altas Temperaturas. *In:* NUTAU’2002 – Seminário Internacional – Sustentabilidade, Arquitetura e Desenho Urbano. Anais. São Paulo: NUTAU/FAU/USP, 2002b

FIGUEIREDO JUNIOR, F. P. “Simulação Via Método dos Elementos Finitos da Distribuição de Temperatura em Estruturas Metálicas e Mistas em Caso de Incêndio.” Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2002.

GALLETTO, A.; MENECHINI, E. C. A. “Comportamento do Concreto Submetido à Temperaturas Elevadas” – Seminário apresentada na disciplina Análise Experimental de Estruturas – FEC – UNICAMP – Fev./2000.

LANDI, F. R. *et al.* “Projeto de Edifícios e Comportamento dos Materiais em Relação à Incêndio”. São Paulo, 1977 [Apresentado ao Seminário de Pós Graduação – PCC – EPUSP. Mimeografado.]

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

MALHOTRA, V. M. “Durability of Concrete” – ACI SP 126, vol. 1 e 2 - 1991

MORENO JR., A. L.; SOUZA, A. A. A. “Efeito de altas temperaturas na resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação do concreto” – Revista Engenharia, Ciência e Tecnologia, vol. 06, n. 5, p. 21-30 – Setembro/Outubro - 2003.

PAULON, V. A. “Durabilidade do Concreto – Avanços da Tecnologia” – 7º SIMPATCON – Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto, Campinas – SP – 1984.

RIBEIRO, J. C. L. “Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio”. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2004.

SILVA, N. A. “Concreto Armado I”. Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004.

SOARES, E. M. P. “Verificação de peças usuais de concreto armado em situação de incêndio”. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2003.

SOUZA, U. E. L. “Incêndio em Edifícios: Conceitos Básicos”. Revista CIPA. São Paulo, 1999.

PETRUCCI, E. G. R. “Materiais de Construção”. 3ª ed. Editora Globo. Porto Alegre, 1978.