

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**UM MÉTODO GERAL DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada como requisito parcial

para obtenção do grau de Mestre

em Engenharia de Estruturas

por

Gleidismar das Graças Simão Castro

Outubro/2005

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**“UM MÉTODO GERAL DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO”**

Gleidismar das Graças Simão Castro

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

Comissão Examinadora:

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

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
DEES – UFMG (Co-orientador)

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
DEES – UFMG

Prof. Dr. Reginaldo Carneiro da Silva
DEC – UFV

Belo Horizonte, 26 Outubro de 2005

*Você não sabe o quanto eu caminhei
pra chegar até aqui
percorri milhas e milhas antes de dormir
eu não cochilei
os mais belos montes escalei
nas noites escuras de frio chorei
a vida ensina e o tempo traz o tom
para nascer uma canção
e com a fé do dia-a-dia
encontrar a solução...
... meu caminho só meu Pai pode mudar!
(Cidade Negra)*

A Deus, meus pais e aos meus irmãos
João, Cássio, Geraldo e Dulcimar

AGRADECIMENTOS

Agradecer é tarefa complicada! Vem o medo de esquecer alguém...O receio de não agradar a todos... A dificuldade em encontrar as palavras certas... Entretanto, ao finalizar uma etapa tão importante da minha vida é preciso expressar a várias pessoas o quanto elas foram importantes nestes dois anos de luta.

Agradeço, em primeiro lugar, a Deus, por estar comigo em todos os momentos de minha vida, dando-me forças e coragem para suportar difíceis missões e seguir em frente, mesmo quando tudo parecia tão difícil.

Aos meus pais e meus queridos irmãos, a quem dedico este trabalho. Ao Saulo, meu amigo, amor e companheiro, que encheu de luz e esperança o meu caminho. Obrigada por acreditarem em minha capacidade e confiarem no meu sucesso. Amo muito vocês.

Ao professor Estevão Bicalho, por mostrar a beleza da Engenharia de Estruturas, grande mestre e incentivador. Aos demais professores e funcionários do Departamento de Estruturas da UFMG, pela atenção e disponibilidade sempre que foi necessário.

Aos colegas e amigos do mestrado, pela cumplicidade, companheirismo e convívio agradável. Meu carinho especial aos colegas da PROVIR Projetos e Consultoria Ltda, pela força e incentivo.

Minha gratidão ao João e à Karynne, que colaboraram na elaboração das planilhas em EXCEL, ajudaram na redação do texto e me apoiaram incondicionalmente.

Ao José Carlos, pela orientação no uso do programas GID e THERSYS.

Ao Prof. Ricardo Hallal Fakury, pela sinceridade das palavras, pelo apoio constante e incentivo. E finalmente, ao meu prezado orientador Ney Amorim Silva, pela confiança em mim depositada, pela amizade, pelos momentos de companheirismo, pelo apoio e orientação ao longo de todo este trabalho.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO.....	1
1.1 – GENERALIDADES.....	1
1.2 – JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS DO TRABALHO.....	3
1.3 – DESCRIÇÃO RESUMIDA DOS CAPÍTULOS.....	4
CAPÍTULO 2: INCÊNDIO - CONCEITOS IMPORTANTES.....	6
2.1 – GENERALIDADES.....	6
2.2 – CARACTERÍSTICAS DOS INCÊNDIOS.....	6
2.2.1 – Combustão.....	6
2.2.2 – Temperatura dos gases.....	7
2.2.3 – Curvas de incêndio.....	8
2.2.4 – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo.....	10
2.2.5 – Propriedades térmicas do aço e concreto.....	11
2.2.6 – Mecanismos de transferência de calor.....	13
2.3 – LASCAMENTO – “SPALLING”	15
CAPÍTULO 3: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
3.1 – GENERALIDADES.....	17
3.2 – ABNT NBR 15200:2004 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.....	17
3.3 – ABNT NBR 5628:2001 – Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo.....	33
3.4 – ABNT NBR 14432:2000 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento.....	34

3.5 – EUROCODE 2 (1996) – Design of concrete structures – Part 1.2 – General rules – Structural Fire Design.....	35
3.6 - CEB-FIP MODEL CODE (1982) - Design of concrete structures for fire resistance.....	35
3.7 - Alguns trabalhos produzidos na área de Engenharia de estruturas em situação de incêndio.....	36
CAPÍTULO 4: VERIFICAÇÃO DE ESFORÇOS RESISTENTES EM PECAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	37
4.1 – GENERALIDADES.....	37
4.2 – UM MÉTODO GERAL DE CÁLCULO.....	38
4.2.1 – Coeficientes de Ponderação.....	38
4.2.2 – Tensão de compressão no concreto.....	38
4.2.3 – Tempo requerido de resistência ao fogo.....	38
4.2.4 – Cálculo da armação em temperatura ambiente.....	39
4.2.5 – Determinação da distribuição da temperatura nos elementos analisados.....	39
4.2.6 – Coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço e concreto.....	40
4.2.7 – Esforço resistente em situação de incêndio.....	43
4.2.8 – Estudo de seções usuais.....	44
4.3 – ESTUDO DE PILARES.....	45
4.4 – ESTUDO DAS LAJES.....	50
4.5 – ESTUDO DE VIGAS.....	59

CAPÍTULO 5: IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL.....	64
5.1 – GENERALIDADES.....	64
5.2 – PLANILHA PARA CÁLCULO DE PILARES.....	64
5.3 – PLANILHA PARA CÁLCULO DE LAJES.....	67
5.4 – PLANILHA PARA CÁLCULO DE VIGAS.....	68
CAPÍTULO 6: APLICAÇÕES NUMÉRICAS.....	71
6.1 – GENERALIDADES.....	71
6.2 – PILARES.....	71
6.3 – LAJES.....	79
6.4 – VIGAS.....	84
CAPÍTULO 7: CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	91
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	94

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – Incêndio ocorrido no edifício da ELETROBRÁS no Rio de Janeiro.....	2
FIGURA 1.2 – Incêndio ocorrido no edifício JOELMA em São Paulo.....	2
FIGURA 2.1 – Evolução da temperatura dos gases em um incêndio.....	7
FIGURA 2.2 – Curva de incêndio-padrão segundo a ABNT NBR 14432:2000.....	9
FIGURA 3.1 - Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.....	20
FIGURA 3.2 -Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.....	21
FIGURA 3.3 -Fator de redução da resistência ao escoamento do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	23
FIGURA 3.4 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	24
Fig 3.5 Curvas isotermas para temperatura em um pilar de 30x30 (ISO834).....	31
FIGURA 4.1 – Temperatura na seção transversal de um pilar de 30 x 30, para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos, respectivamente.....	46
FIGURA 4.2 – Temperatura um uma laje de 10 cm de espessura, para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos, respectivamente.....	51
FIGURA 4.3 – Temperatura um uma viga de 14 x 70 cm, para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos, respectivamente.....	61
FIGURA 5.1 – Dados de entrada para o programa de pilares.....	65
FIGURA 5.2 – Detalhamento a ser fornecido pelo usuário no programa de pilares.....	65
FIGURA 5.3 – Tela de entrada das coordenadas das barras para o programa de pilares.....	66
FIGURA 5.4 – Dados de entrada para o programa de lajes.....	67
FIGURA 5.5 – Dados de entrada para o programa de vigas.....	68
FIGURA 5.6 – Tela de entrada das coordenadas das barras para o programa de vigas.....	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcáreos (ABNT NBR 15200 : 2004)	19
Tabela 3.2 – Valores das relações $f_{y,\theta}/f_{yk}$ e $E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva (ABNT NBR 15200 : 2004).....	22
Tabela 3.3 – Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas (ABNT NBR 15200: 2004).....	27
Tabela 3.4 – Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo (ABNT NBR 15200: 2004).....	27
Tabela 3.5 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas biapoiadas (ABNT NBR 15200: 2004).....	27
Tabela 3.6 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas apoiadas em três ou quatro lados ou contínuas (ABNT NBR 15200: 2004).....	28
Tabela 3.7 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas (ABNT NBR 15200:2004).....	28
Tabela 3.8 – Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos (ABNT NBR 15200: 2004).....	28
Tabela 3.9 – Dimensões mínimas para pilares (ABNT NBR 15200:2004)	29
Tabela 3.10 – Dimensões mínimas para pilares-parede ABNT NBR 15200: 2004).....	29
Tabela 3.11 – Dimensões mínimas para tirantes (ABNT NBR 15200: 2004).....	29
Tabela 4.1 – Seções transversais dos pilares estudados.....	45
Tabela 4.2 – Coeficientes de redução das propriedades mecânicas do concreto para os pilares estudados neste trabalho.....	48
Tabela 4.3 – Alturas das vigas estudadas.....	50
Tabela 4.4 – Temperatura na laje de 8 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.....	52
Tabela 4.5 – Temperatura na laje de 10 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.....	53

Tabela 4.6 – Temperatura na laje de 12 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.....	54
Tabela 4.7 – Temperatura na laje de 13 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.....	55
Tabela 4.8 – Temperatura na laje de 15 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.....	56
Tabela 4.9 – Temperatura na laje de 20 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.....	57
Tabela 4.10 – Seções transversais das vigas estudadas.....	60
Tabela 6.1 – Coeficientes de redução do concreto para pilar de 30 x 30.....	76
Tabela 6.2 – Valores comparativos dos resultados obtidos pelo Método Geral e Simplificado para o exemplo 2.....	82
Tabela 6.3 – Valores comparativos dos resultados do exemplo 1.....	84
Tabela 6.4 – Valores comparativos dos resultados do exemplo 2.....	88

RESUMO

Este trabalho apresenta 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, utilizando-se o 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. Serão implementadas planilhas eletrônicas e exibidas aplicações numéricas para avaliar o comportamento de elementos estruturais - vigas, pilares e lajes de diversas seções - quando expostos a elevadas temperaturas.

A verificação proposta neste trabalho pretende obter valores mais precisos dos esforços resistentes da estrutura quando sujeitas à ação do fogo e atender a todos os requisitos que constituem um método geral de cálculo.

Palavras-chave: estruturas de concreto – dimensionamento em situação de incêndio – análise térmica

ABSTRACT

This work presents a general method to structural fire design of reinforced concrete elements, considering several standard fire resistances and the reduction of the mechanical properties of the materials (reinforcing steel and concrete) at elevated temperatures. The distribution of temperature in the cross-section of the elements is obtained using the program THERSYS, developed in the Federal University of Minas Gerais. The general calculation method presented here takes into consideration the requirements of the Brazilian Standard NBR 15200:2004 and it permits the obtainment of more precise resistance values in the fire situation.

Keywords: concrete structures – structure fire design – thermal analysis

1

INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

O projeto estrutural de uma edificação deve atender, com grau apropriado de confiabilidade, aos requisitos mínimos de qualidade durante sua construção e utilização ao longo de sua vida útil.

A estrutura, além de ser dimensionada para resistir aos esforços atuantes à temperatura ambiente, deve ser avaliada em situação de incêndio. Ao se realizar esta verificação, considera-se que o incêndio é uma ação excepcional, que ocorre redistribuição das tensões nos elementos e redução das propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

A ruína total ou parcial de estruturas de concreto provocada por incêndios já foi registrada inúmeras vezes, inclusive no Brasil. Entretanto, na maioria dos casos, as pessoas morrem por asfixia devido à fumaça. O colapso, na ocasião de um sinistro coloca em risco as ações para desocupação dos edifícios e combate ao fogo. As figuras a seguir mostram dois exemplos de famosos incêndios ocorridos em estruturas de concreto no Brasil.

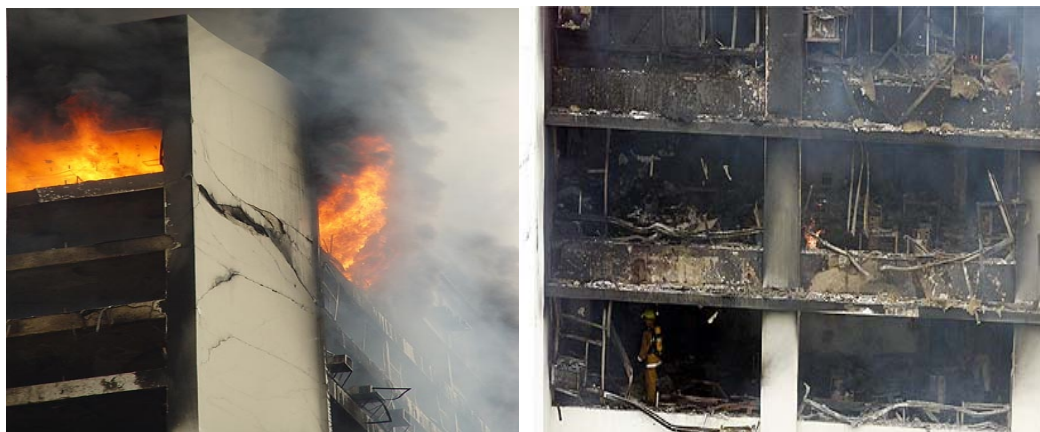


Fig.1.1 – Incêndio ocorrido no edifício da ELETROBRÁS, Rio de Janeiro, 2004.



Fig.1.2 – Incêndio ocorrido no edifício JOELMA, São Paulo, 1974.

As estruturas de concreto atualmente projetadas não são avaliadas quanto ao risco de comprometimento de sua função estrutural quando submetidas a uma situação de incêndio. O projeto de revisão da norma brasileira ABNT NBR 6118 de 2001, que trata das estruturas de concreto possuía um anexo intitulado “Estruturas de concreto em situação de incêndio”. Entretanto, este texto foi suprimido da versão atual da ABNT NBR 6118:2003, originando uma nova norma específica para este assunto.

Assim sendo, foi publicada no final de 2004 a ABNT NBR 15200 – “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio”, elaborada a partir do EUROCODE 2 – “Design of concrete structures – Part 1-2 General rules – Structural fire design” e adaptada à realidade brasileira, considerando os produtos e a experiência no Brasil, conforme citado em seu prefácio.

Dessa maneira, o projeto estrutural em concreto armado que possui a preocupação de verificar se seus elementos são capazes de suportar aumentos de temperatura deve considerar a redução das propriedades mecânicas dos materiais estruturais. Então, a partir do conhecimento da distribuição precisa da temperatura nas seções dos elementos, avalia-se a redução dessas propriedades mecânicas e verifica se determinada peça resiste a um certo tempo de incêndio.

1.2 JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS DO TRABALHO

Estudar o comportamento de uma estrutura de concreto quando submetida a um incêndio é importante porque o aumento progressivo de temperatura reduz consideravelmente as propriedades mecânicas de seus materiais constituintes, o que pode levá-la a apresentar colapso de uma de suas partes ou mesmo vir à ruína total. Além disso, nas obras de grande porte, representa fator diferencial na elaboração do projeto estrutural, pois o custo de seguros de uma edificação pode ser consideravelmente reduzido se, na fase de projeto, os elementos forem verificados nesta situação.

Este trabalho tem por objetivo o desenvolvimento de programas capazes de verificar se vigas, lajes e pilares com seções usuais, dimensionados à temperatura ambiente de acordo com a ABNT NBR 6118:2003, são capazes de suportar incêndios com diversos tempos de resistência ao fogo, preconizados na ABNT NBR 14432:2000.

Com a utilização de uma distribuição precisa de temperatura no interior dos elementos, é possível obter resultados mais satisfatórios para os coeficientes de

redução das propriedades mecânicas dos materiais em incêndio, permitindo, assim, a criação de um “Método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio”.

A criação dos programas em Microsoft Excel possibilita que o mesmo seja facilmente manuseado nos escritórios de cálculo. Assim, será permitido aos projetistas de estruturas de concreto obter valores mais precisos dos esforços resistentes dos elementos estruturais quando sujeitos à ação do fogo.

Com a determinação mais precisa da redução das propriedades mecânicas dos materiais estruturais espera-se chegar a resultados mais satisfatórios, seguros e econômicos do ponto de vista do dimensionamento.

1.3 DESCRIÇÃO RESUMIDA DOS CAPÍTULOS

No presente capítulo foi realizada introdução sobre a verificação das estruturas de concreto armado quando submetidas a um incêndio.

O capítulo 2 apresenta características sobre incêndios, alguns tipos de curvas de incêndio, propriedades térmicas dos materiais estudados, mecanismos de transferência de calor e o fenômeno do lascamento que ocorre nas estruturas de concreto quando sujeitas à ação do fogo.

O capítulo 3 faz considerações sobre normas brasileiras e internacionais que tratam das estruturas em situação de incêndio e apresenta alguns trabalhos publicados no Brasil sobre este tema.

No capítulo 4 estão descritos os procedimentos teóricos para verificação das estruturas, as ferramentas usadas para realizar esta verificação e as simplificações adotadas nos cálculos.

O capítulo 5 refere-se à implementação computacional das planilhas desenvolvidas para verificar peças usuais de concreto – vigas, pilares e lajes - em situação de incêndio. São mostradas as telas para entrada de dados nas planilhas.

No capítulo 6 são apresentados exemplos práticos de uso e interpretação dos dados das planilhas. Quando possível, são comparados valores obtidos através do método simplificado proposto por SOARES (2003).

Finalizando, o capítulo 7 apresenta as conclusões do trabalho e as recomendações para trabalhos futuros.

O texto apresenta, também, um anexo onde se encontram as planilhas impressas dos exemplos mostrados no capítulo 6.

2

INCÊNDIO - CONCEITOS IMPORTANTES

2.1 GENERALIDADES

Este capítulo apresenta características sobre incêndios, alguns tipos de curvas de incêndio, propriedades térmicas dos materiais estudados, os mecanismos de transferência de calor e o fenômeno do lascamento que ocorre nas estruturas de concreto quando sujeitas à ação do fogo.

2.2 CARACTERÍSTICAS DOS INCÊNDIOS

2.2.1 – Combustão

Segundo SOUZA (1999), o incêndio, ou uma combustão, pode ser entendido como uma situação de fogo não controlado. A combustão é a combinação de um material combustível com um gás denominado comburente. Para que ocorra esta combinação, é necessária uma fonte de calor que eleve a temperatura da mistura combustível – comburente.

Para que ocorra a combustão é necessária a presença de três elementos: combustível, comburente (oxigênio do ar) e a fonte de calor. Sendo assim, a prevenção e o combate aos incêndios consistem na separação destes elementos ou na eliminação de algum deles.

2.2.2 – Temperatura dos gases

O incêndio em uma edificação é descrito, principalmente, por uma curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio. Esta curva, mostrada de forma genérica na figura abaixo, apresenta ramos ascendente e descendente e mostra a evolução da temperatura dos gases em um incêndio real. A partir do conhecimento da temperatura dos gases é possível obter a máxima temperatura atingida pelos elementos estruturais e assim, avaliar o comportamento dos materiais em temperaturas elevadas.

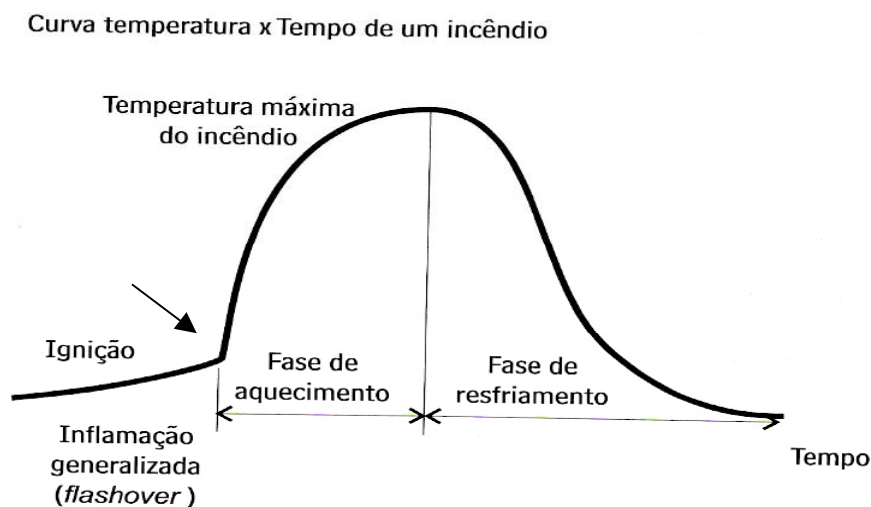


Fig. 2.1 – Evolução da temperatura dos gases em um incêndio.

A curva mostrada acima fornece a máxima temperatura atingida pelos gases em um compartimento incendiado e apresenta as três fases que ocorrem em um incêndio.

A fase inicial, chamada de ignição ou “pré – flashover”, caracteriza-se pela inflamação dos materiais no compartimento incendiado. Nesta fase a quantidade

de material combustível sendo queimada é relativamente baixa, liberando, então, pouca energia térmica, não apresentando, assim, elevações significativas de temperatura. O incêndio é de pequenas proporções, não apresentando riscos à vida e à estrutura.

Quando há caminhos para propagação do fogo ocorre a elevação da temperatura e o surgimento de fumaça e gases inflamáveis. É a fase conhecida como “flashover”, propagação ou inflamação generalizada. Nesta fase, praticamente toda carga combustível entra em ignição. A curva apresenta aumento brusco da inclinação, ou seja, elevado gradiente térmico, caracterizando, assim, um incêndio de grandes proporções. Torna-se impossível a sobrevivência no ambiente e os gases são expelidos por portas e janelas. O tempo para se alcançar esta fase depende, essencialmente, dos revestimentos e acabamentos presentes no ambiente.

A terceira e última fase é conhecida como fase de redução da temperatura ou fase de resfriamento. Com o final da queima do material combustível, não há mais liberação de energia térmica e a temperatura começa a reduzir-se gradativamente.

A evolução da temperatura dos gases depende:

- da geometria do compartimento incendiado;
- das características térmicas dos materiais de vedação;
- da quantidade de material combustível;
- do grau de ventilação do ambiente.

2.2.3 – Curvas de Incêndio

Para análise de elementos estruturais sujeitos ao fogo o incêndio é caracterizado pela relação entre a temperatura dos gases quentes e o tempo.

Segundo FAKURY (2004), incêndio natural é aquele que obedece a uma curva construída a partir de ensaios realizados em compartimentos com aberturas, mas que não permitem a propagação do incêndio para o exterior. Ressalta-se que a

variação de temperatura que representa o incêndio real depende da geometria do compartimento, ventilação, características térmicas dos elementos de vedação e da carga de incêndio específica.

Para representar matematicamente um incêndio, a curva real é substituída por curvas padronizadas por ensaios.

2.2.3.1 – Curva de incêndio-padrão conforme a ABNT NBR 14432:2000

Esta curva prevista na ABNT NBR 14432:2000 é a mesma curva prevista na ISO 834-1 (1999), dada pela seguinte expressão:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (2.1)$$

Onde:

t - tempo de incêndio, desde o início da queima do material combustível, em minutos.

θ_g - temperatura dos gases em função do tempo t.

θ_0 - temperatura ambiente inicial, geralmente adotada igual a 20 °C.

A figura mostrada abaixo representa a curva de incêndio descrita anteriormente.

Curva de Incêndio-Padrão

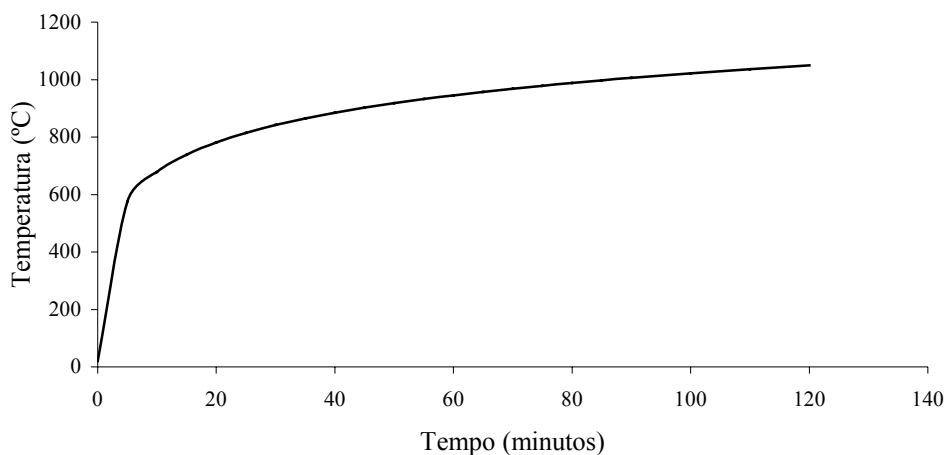


Fig. 2.2 – Curva de incêndio-padrão segundo a ABNT NBR 14432:2000

2.2.3.2 – Algumas curvas de incêndio prescritas no EUROCODE 1

O EUROCODE 1 – Part 2.2 (1995) prescreve diversas curvas de temperatura x tempo de incêndio:

- incêndio padrão – é a mesma descrita anteriormente, válida apenas para materiais celulósicos;
- incêndio externo – curva para incêndio de materiais celulósicos sobre uma estrutura do tipo externa;
- incêndio de materiais hidrocarbonetos – curva caracterizada por elevadas temperaturas em um curto intervalo de tempo;
- incêndio parametrizado.

Entretanto, no estudo do aquecimento das peças neste trabalho, adotou-se apenas a curva de incêndio padrão descrita na ABNT NBR 14432:2000.

2.2.4 - Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

O Tempo Requerido de Resistência ao Fogo, a partir de então representado pela sigla TRRF é definido pela ABNT NBR 14432:2000 como o tempo mínimo de resistência ao fogo, preconizado pela mesma, de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão, sendo tanto maior quanto maiores forem o tamanho e a carga de incêndio (energia gerada pela combustão de materiais presentes em um compartimento) da edificação. Através dele, obtém-se a máxima temperatura de incêndio que deve ser usada para verificação dos elementos de construção.

Fatores que influenciam o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF):

- tipo de ocupação, que vai determinar a carga de incêndio;
- dimensões da edificação – altura e projeção em planta;
- existência e profundidade de subsolos – que influenciam no escape de pessoas e acesso às medidas de combate ao fogo;
- medidas adotadas para prevenção e combate ao incêndio;

- compartimentação do edifício e escape de pessoas.

Segundo RIBEIRO (2004), em uma análise puramente estrutural, o TRRF pode ser traduzido como uma ação a ser levada em conta na verificação em situação de incêndio, que aumenta diretamente as solicitações em alguns casos e se manifesta reduzindo a resistência em decorrência do aumento da temperatura. Assim, quanto maior for o TRRF, maior será o aquecimento e maior a redução da resistência dos materiais submetidos ao fogo.

Conforme FAKURY (2004), é incorreto o conceito da ABNT NBR 14432:2000 de que o TRRF é o tempo que a estrutura deve resistir para que as pessoas se ponham a salvo, para evitar danos a edificações vizinhas e ao patrimônio público e permitir segurança nas ações de combate ao fogo.

2.2.5 – Propriedades térmicas do aço e concreto

As propriedades térmicas dos materiais quando submetidas à ação do fogo apresentam variação com a temperatura. A seguir são descritas essas propriedades dos materiais estudados neste trabalho – concreto e aço.

2.2.5.1 – Aço estrutural

a) Massa específica

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

b) Calor específico

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

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

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \quad (2.2)$$

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

$$c_a = 666 + 13002 / (738 - \theta_a) \quad (2.3)$$

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

$$c_a = 545 + 17820 / (\theta_a - 731) \quad (2.4)$$

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

$$c_a = 650 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C} \quad (2.5)$$

Simplificadamente, o calor específico do aço pode ser considerado igual a $600 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C}$

c) Condutividade térmica

A condutividade térmica do aço pode ser determinada, em função da temperatura do aço, pelas expressões que se seguem:

- para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 800^{\circ}\text{C}$:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a, \text{ em W/m}^{\circ}\text{C} \quad (2.6)$$

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

$$\lambda_a = 27,3 \text{ W/m}^{\circ}\text{C} \quad (2.7)$$

Simplificadamente, a condutividade térmica do aço pode ser considerada igual a $\lambda_a = 45 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$

2.2.5.2 – Concreto de densidade normal

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 (em $\text{J/kg}^\circ\text{C}$) pode ser determinado, em função da temperatura do concreto (θ_c), pela equação:

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

$$c_c = 900 + 80x(\theta_c / 120) - 4x(\theta_c / 120)^2 \quad (2.8)$$

Simplificadamente, o calor específico do concreto pode ser considerado igual a $1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$.

c) Condutividade térmica

A condutividade térmica do concreto pode ser determinada, em função da temperatura do concreto, pela seguinte expressão:

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

$$\lambda_c = 2 - 0,24x(\theta_c / 120) + 0,012x(\theta_c / 120)^2 \quad , \text{ em } \text{W/m}^\circ\text{C} \quad (2.9)$$

Simplificadamente, a condutividade térmica do concreto pode ser considerada igual a $\lambda_c = 1,6 \text{ W/m}^\circ\text{C}$

2.2.6 – Mecanismos de transferência de calor

A transferência de calor entre meios quaisquer pode ocorrer através dos seguintes mecanismos:

- **Condução:** a transferência de calor ocorre através de meios materiais estáticos. O calor flui de uma região com temperatura mais elevada para outra de menor temperatura através de contato físico direto. Assim, no caso de um incêndio, é necessário que as chamas atinjam objetos e materiais diretamente. Dessa forma, o incêndio pode ser propagado horizontalmente ou mesmo entre andares próximos.
- **Convecção:** neste caso, a troca de calor acontece quando há um fluido em movimento próximo a um corpo e os dois apresentam temperaturas diferentes. Assim, a transferência de calor ocorre através de meios materiais em movimento. A propagação por este mecanismo acontece com frequência por meio de dutos, elevadores e escadas, atuando por meio da troca entre gases quentes e frios e pode provocar o surgimento de focos de incêndio em andares distintos.
- **Radiação:** Segundo FIGUEIREDO Jr. (2002), a transmissão de calor por radiação não necessita de um meio material para se processar já que a energia é transportada através de ondas eletromagnéticas. O mecanismo da radiação consiste na emissão dessas ondas eletromagnéticas por um corpo aquecido que, absorvidas por um receptor, transformam-se em energia térmica. Este mecanismo é responsável pela propagação do fogo entre edifícios, como o ocorrido no prédio da CESP, na avenida Paulista, em São Paulo, em 1987.

O aquecimento dos elementos estruturais de concreto armado em um incêndio ocorre pela transferência de calor por radiação e convecção. Estas duas formas de propagação de calor são responsáveis pelo surgimento de focos de incêndio. Este aquecimento relaciona-se, essencialmente, com:

- propriedades térmicas e mecânicas dos materiais aço e concreto;
- dimensões dos elementos estruturais;

- transferências de massa que ocorrem no interior do elemento de concreto devido à migração do vapor de água durante este aquecimento.

2.3 LASCAMENTO – “SPALLING”

O lascamento ou “spalling” é um fenômeno natural que ocorre nas estruturas de concreto quando estas se encontram expostas a elevadas temperaturas. Resumidamente, ocorre que os vapores que surgirão com o aquecimento do concreto que possui certa umidade interna não são liberados com facilidade. Isto faz com que o concreto se desintegre, podendo até explodir.

LANDI (1986) “apud” SOARES (2003) enumera outras razões para que este fenômeno ocorra:

- o coeficiente de dilatação térmica da pasta de cimento é o dobro do coeficiente de dilatação térmica dos agregados. Assim, os materiais constituintes do concreto dilatam-se diferentemente, criando um processo de desagregação;
- a água livre e a água de hidratação do cimento tentam se evaporar, criando locais com elevada pressão interna;
- apesar de aço e concreto possuírem praticamente o mesmo coeficiente de dilatação térmica, o aço dilata-se mais cedo por apresentar maior coeficiente de condutividade térmica que o concreto. Assim, surgem tensões entre os dois materiais e conseqüente perda de aderência, o que pode favorecer o fenômeno do lascamento.

O principal inconveniente deste fenômeno é a perda do cobrimento da armadura principal, que eleva sua temperatura mais rapidamente e, conseqüentemente, diminui sua resistência. Ressalta-se que pode haver, também, perda da

estabilidade da estrutura, pois o lascamento reduz a seção transversal dos elementos.

Segundo COSTA (2002), o lascamento das superfícies dos elementos estruturais pode comprometer as estruturas de concreto de alta resistência, logo nos primeiros minutos do incêndio. O concreto de alta resistência é mais perigoso quando submetido a um incêndio de grandes proporções porque este tipo de concreto permite a construção de estruturas mais esbeltas, onde o calor se propaga mais rapidamente para o interior das peças, reduzindo ainda mais as propriedades do concreto. Para COSTA (2002), a adoção de normas internacionais pode estabelecer dimensões mínimas para evitar esta rápida degradação estrutural. A adição de fibras de polipropileno na mistura do concreto também pode minimizar os riscos do “spalling”, pois em caso de incêndio as fibras se derretem e formam sulcos, criando micro-canais por onde a pressão de vapor interna pode ser liberada, impedindo a desagregação e explosão do material.

3

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 GENERALIDADES

O presente capítulo relata as prescrições dos textos de normas que tratam do dimensionamento de estruturas em situação de incêndio e são mostrados alguns trabalhos elaborados na área de engenharia de estruturas em situação de incêndio.

3.2 - ABNT NBR 15200:2004 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio

O Brasil, a partir de 30 de dezembro de 2004, possui um texto que normatiza o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Esta norma, elaborada a partir do EUROCODE 2 e adaptada à realidade brasileira, estabelece os critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio para as estruturas de concreto projetadas de acordo com as normas NBR 6118 – para estruturas de concreto armado e protendido e a NBR 9062 – para as estruturas de concreto pré-moldadas.

De uma maneira geral, o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio é baseado na correlação entre o comportamento dos materiais e da estrutura à temperatura ambiente e o que ocorre em caso de incêndio.

Segundo esta norma são objetivos da verificação de estruturas em situação de incêndio:

- limitar o risco à vida humana;
- limitar o risco da vizinhança e da própria sociedade;
- limitar o risco da estrutura como bem material exposto ao fogo.

Os objetivos anteriormente listados são considerados atendidos se a estrutura mantém as seguintes funções:

- a) função corta-fogo: compreende o isolamento térmico e a estanqueidade quanto à passagem de chamas. A estrutura não permite que o fogo a ultrapasse ou gere calor suficiente para atravessar a estrutura e provocar incêndio no lado oposto ao do incêndio inicial.
- b) Função de suporte: a estrutura mantém sua capacidade estrutural como um todo ou de partes isoladas, desde que não ocorra colapso global ou local progressivo.

A norma estabelece que as estruturas devem ser verificadas sob combinações excepcionais de ações, no estado limite último, sendo aceitáveis plastificações e ruínas locais que não ocasionem colapso além do local. Sendo assim, a estrutura só pode ser reutilizada após um sinistro se ela for vistoriada, tiver sua capacidade estrutural remanescente verificada e se for projetada e realizada sua recuperação, quando necessário. Com esta recuperação, espera-se que a estrutura volte a ter as mesmas características que apresentava antes do incêndio, recuperando-se todas as capacidades últimas e de serviço exigidas.

Propriedades dos materiais em situação de incêndio:

As propriedades dos materiais aço e concreto variam conforme a temperatura, θ , a que são submetidos em caso de um incêndio.

1) CONCRETO

A alteração das propriedades de resistência e rigidez do concreto, quando submetidos à compressão axial a elevadas temperaturas é obtida através da tabela abaixo:

Tabela 3.1 – Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcáreos (ABNT NBR15200:2004)

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

Para valores intermediários, permite-se fazer interpolação linear.

a) Resistência à compressão do concreto na temperatura θ

A resistência à compressão do concreto, que decresce com o aumento da temperatura, pode ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \times f_{ck} \quad (3.1)$$

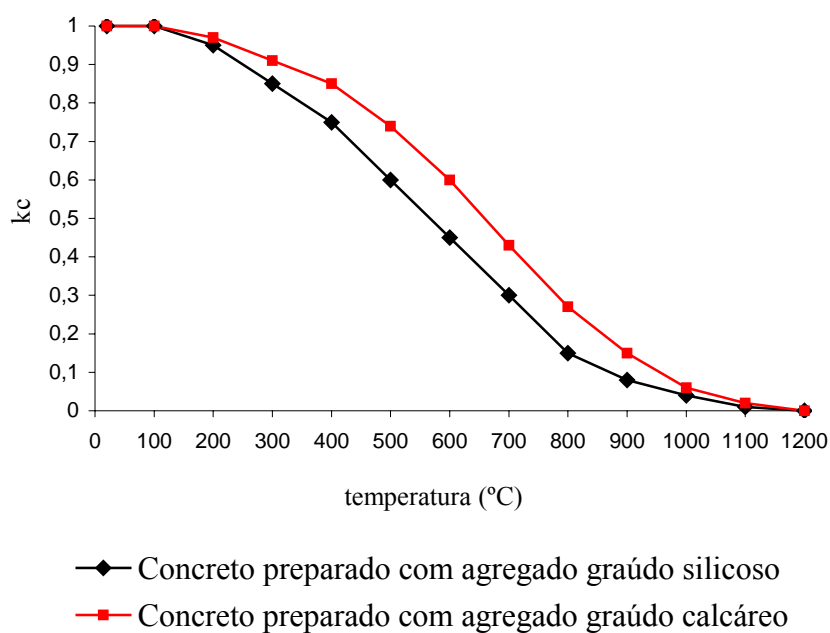
onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto a 20° C;

$k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , mostrado na tabela acima e descrito também na figura abaixo:

A capacidade dos elementos estruturais de concreto em situação de incêndio pode ser, então, estimada a partir da resistência à compressão na temperatura θ .

Fig3.1 -Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura



b) Módulo de Elasticidade do concreto na temperatura θ

O módulo de elasticidade do concreto, que decresce com o aumento da temperatura, pode ser obtido pela seguinte equação:

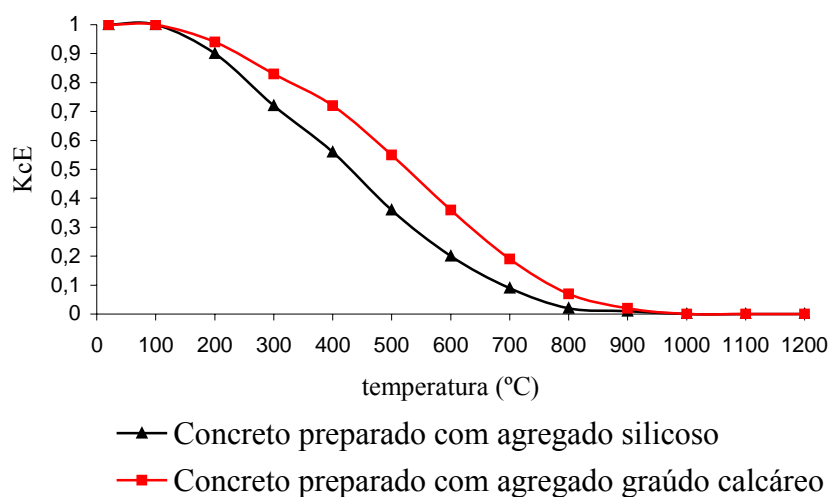
$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} \times E_{ci} \quad (3.2)$$

onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto a 20° C.

$k_{cE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ , mostrado na tabela acima e descrito também na figura abaixo:

Fig. 3.2 -Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura



2) AÇO DE ARMADURA PASSIVA

A alteração das propriedades de resistência ao escoamento e rigidez do aço a elevadas temperaturas é obtida através da tabela a seguir:

Tabela 3.2 – 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)	$f_{y,\theta}/f_{yk}$			$E_{s,\theta}/E_s$	
	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

Para valores intermediários, permite-se fazer interpolação linear.

c) Resistência ao escoamento do aço de armadura passiva na temperatura θ

A resistência ao escoamento do aço de armadura passiva, que decresce com o aumento da temperatura, pode ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \times f_{yk} \quad (3.3)$$

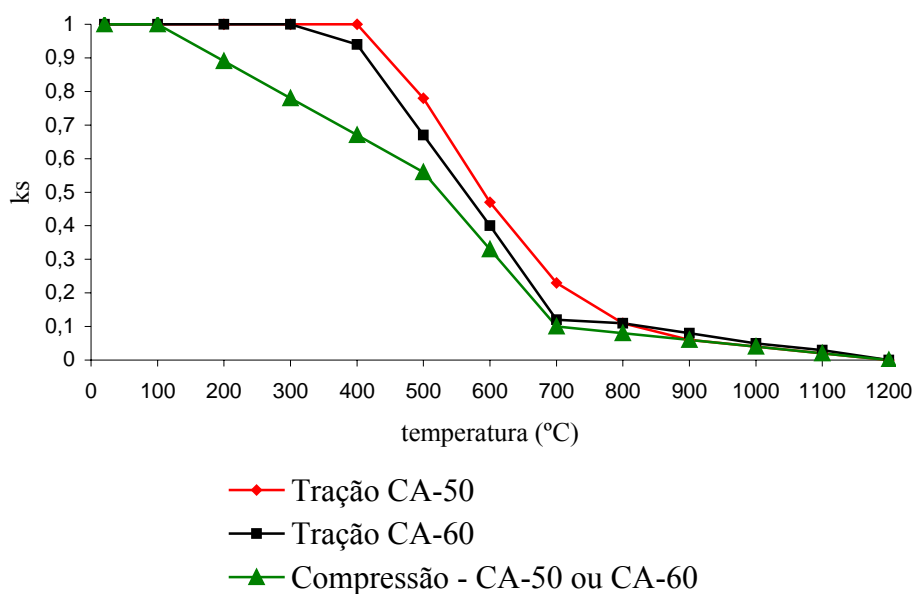
onde:

f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva a 20° C;

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , mostrado na tabela acima e descrito também na figura abaixo, onde:

- curva vermelha: aplicável em armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes, para aços do tipo CA50;
- curva preta: aplicável em armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes, para aços do tipo CA60;
- curva verde: aplicável em armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes, para aços do tipo CA50 e CA60.

Fig. 3.3 -Fator de redução da resistência ao escoamento do aço de armadura passiva em função da temperatura



d) Módulo de Elasticidade do aço de armadura passiva na temperatura θ

O módulo de elasticidade do aço de armadura passiva, que decresce com o aumento da temperatura, pode ser obtido pela seguinte expressão:

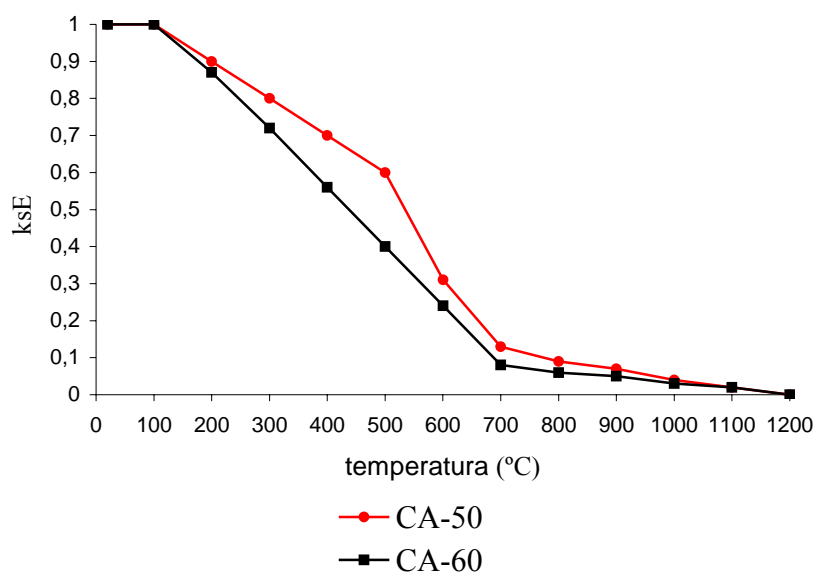
$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} \times E_s \quad (3.4)$$

onde:

E_s é o módulo de elasticidade do aço a 20° C.

$K_{sE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ , mostrado na tabela acima e descrito também na figura abaixo:

Fig. 3.4 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura



Ação correspondente ao incêndio

A ação correspondente ao incêndio é representada por um intervalo de tempo de exposição ao fogo (TRRF) definido na ABNT NBR 14432:2000 a partir das características da construção e utilização da mesma.

O calor gera em cada elemento estrutural uma certa distribuição de temperatura, reduz a resistência dos materiais e esforços solicitantes adicionais decorrentes de alongamentos e gradientes térmicos. Entretanto, como a rigidez das peças diminui e a capacidade de adaptação plástica cresce com o aumento da temperatura, estes esforços podem, em geral, ser desprezados.

Verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio

A verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio deve ser feita no Estado Limite Último para a combinação excepcional correspondente através da equação a seguir:

$$F_{di} = \gamma_g F_{gk} + F_{q,exc} + \gamma_q \sum \Psi_{2j} F_{qjk} \quad (3.5)$$

onde:

F_{di} = solicitação de cálculo do elemento estrutural, função da variação de temperatura devida ao incêndio;

γ_g = coeficiente de ponderação do carregamento permanente;

F_{gk} = ação permanente característica;

γ_q = coeficiente de ponderação do carregamento excepcional;

$F_{q,exc}$ = ação acidental excepcional principal, no caso, incêndio;

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

F_{qjk} = carregamento acidental característico.

Entretanto, nesta verificação, deve-se considerar que:

- desprezam-se os esforços decorrentes de deformações impostas, por serem reduzidos e pelas grandes deformações plásticas que ocorrem em caso de incêndio;
- a ação do incêndio a ser considerada será apenas a redução da resistência dos materiais e a capacidade dos elementos estruturais;
- como o incêndio possui probabilidade muito baixa de ocorrer, a NBR 8681 permite substituir o fator de combinação Ψ_{0j} pelo fator de redução Ψ_{2j} correspondente à combinação quase permanente.

Assim, a verificação de um elemento em situação de incêndio se reduz a obter verdadeira a seguinte inequação:

$$S_{di} = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum \Psi_{2j} F_{qjk} \leq R_{di} [f_{ck}(\theta); f_{yk}(\theta)] \quad (3.6)$$

Existem diversos métodos para realizar esta verificação. A norma ABNT NBR 15200:2004 descreve quatro métodos:

Método tabular:

Neste método, nenhuma verificação é efetivamente necessária, bastando atender dimensões mínimas apresentadas nas tabelas a seguir, em função do tipo de elemento estrutural e do TRRF. Estas dimensões devem respeitar, também, a NBR 6118 e a NBR 9062. Estas dimensões são a espessura de lajes, a largura das vigas, as dimensões das seções transversais de pilares e tirantes e principalmente a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1).

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

O método tabular proposto nesta norma apresenta algumas alterações com relação ao EUROCODE 2. Alguns valores são adaptados às dimensões usuais das peças no Brasil e foi permitida a inclusão de revestimentos não combustíveis na espessura total do elemento de concreto para a determinação das dimensões mínimas em função do TRRF.

Para o emprego do método tabular, devem ser considerados alguns aspectos que serão enumerados ao serem mostradas as tabelas a seguir:

Tabela 3.3 – Dimensões mínimas para lajes apoiadas em vigas
(ABNT NBR 15200:2004)

TRRF (min)	h* (mm)	c ₁ (mm)		
		Armada em duas direções		Armada em uma Direção
		$\lambda_y / \lambda_x \leq 1,5$	$1,5 < \lambda_y / \lambda_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40

h* - dimensões mínimas para se garantir a função corta-fogo.

Tabela 3.4 – Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo
(ABNT NBR 15200:2004)

TRRF (min)	H (mm)	c ₁ (mm)
30	150	10
60	180	15
90	200	25
120	200	35

Tabela 3.5 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas biapoiadas
(ABNT NBR 15200:2004)

TRRF (min)	Nervuras – Combinações de b _{min} /c ₁ (mm/mm)			Capa h/c ₁ (mm/mm)
	1	2	3	
30	80/15			80/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20

Tabela 3.6 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas apoiadas em três ou quatro lados ou contínuas (ABNT NBR 15200:2004)

TRRF (min)	Nervuras – Combinações de b_{\min}/c_1 (mm/mm)			Capa h/c_1 (mm/mm)
	1	2	3	
30	80/10			80/10
60	100/25	120/15	190/10	80/10
90	120/35	160/25	250/15	100/15
120	160/45	190/40	300/30	120/20

Tabela 3.7 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas
(ABNT NBR 15200:2004)

TRRF (min)	Combinações de b_{\min}/c_1 (mm/mm)				$b_{w\min}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/55	190/45	300/40	400/35	100
120	190/65	240/60	300/55	500/50	120

Tabela 3.8 – Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos
(ABNT NBR 15200:2004)

TRRF (min)	Combinações de b_{\min}/c_1 (mm/mm)			$b_{w\min}$ (mm)
	1	2	3	
30	80/15	160/12	190/12	80
60	120/25	190/12	300/12	100
90	140/35	250/25	400/25	100
120	200/45	300/35	450/35	120

Tabela 3.9 – Dimensões mínimas para pilares (ABNT NBR 15200:2004)

TRRF (min)	Combinações de b_{\min}/c_1 (mm/mm)			Uma face exposta
	Mais de uma face exposta			
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
30	190/25	190/25	190/30	140/25
60	190/25	190/35	250/45	140/25
90	190/30	300/45	450/40	155/25
120	250/40	350/45	450/50	175/35

μ_{fi} é a relação entre o esforço normal de cálculo na situação de incêndio e o esforço normal de cálculo do pilar em questão em temperatura ambiente.

Tabela 3.10 – Dimensões mínimas para pilares-parede (ABNT NBR 15200:2004)

TRRF (min)	Combinações de b_{\min}/c_1			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Uma face exposta	Duas faces expostas	Uma face exposta	Duas faces expostas
30	100/10	120/10	120/10	120/10
60	110/10	120/10	130/10	140/10
90	120/20	140/10	140/25	170/25
120	140/25	160/25	160/35	220/35

Tabela 3.11 – Dimensões mínimas para tirantes (ABNT NBR 15200:2004)

TRRF (min)	Combinação de b_{\min}/c_1	Combinação de b_{\min}/c_1
30	80/25	200/10
60	120/40	300/25
90	140/55	400/45
120	200/65	500/45

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

- para lajes, considerou-se a condição de fogo por baixo e para vigas e nervuras, considerou-se fogo nas faces lateral e inferior.
- No cálculo das espessuras mínimas e distâncias à face do concreto (c_1), pode-se considerar o revestimento. Revestimentos de argamassa de cal e areia têm 67% de eficiência relativa ao concreto. Revestimentos de argamassa de cimento e areia têm 100% de eficiência relativa ao concreto. Revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente, desde que aderentes, têm 250% de eficiência relativa ao concreto, isto é, pode-se majorar essas espessuras de 2,5 vezes antes de somá-las à dimensão do elemento estrutural revestido.
- As tabelas foram elaboradas para armadura passiva de aço CA 25, CA 50 ou CA 60, tomando como temperatura crítica para o aço o valor de 500°C. Segundo esta norma, a temperatura crítica é aquela em que a armadura tende a entrar em escoamento para a combinação de ações correspondentes à situação de incêndio.

Método simplificado de cálculo:

Este método considera as seguintes hipóteses:

- a) as solicitações de cálculo em situação de incêndio podem ser calculadas como 70% das solicitações de cálculo em situação normal, qualquer que seja a combinação de ações considerada.

$$S_{d, fi} = 0,70 S_d \quad (3.7)$$

A equação acima despreza qualquer solicitação gerada por deformações impostas no caso de incêndio.

- b) O esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser calculado a partir de uma distribuição de temperatura de sua seção transversal. O tempo de exposição ao fogo é determinado pelo TRRF e a distribuição de temperatura pode ser obtida em literatura técnica ou determinada através de programas específicos.

Como exemplo, mostram-se as curvas de temperatura de um pilar de 30x30 sujeito ao fogo por todos os lados.

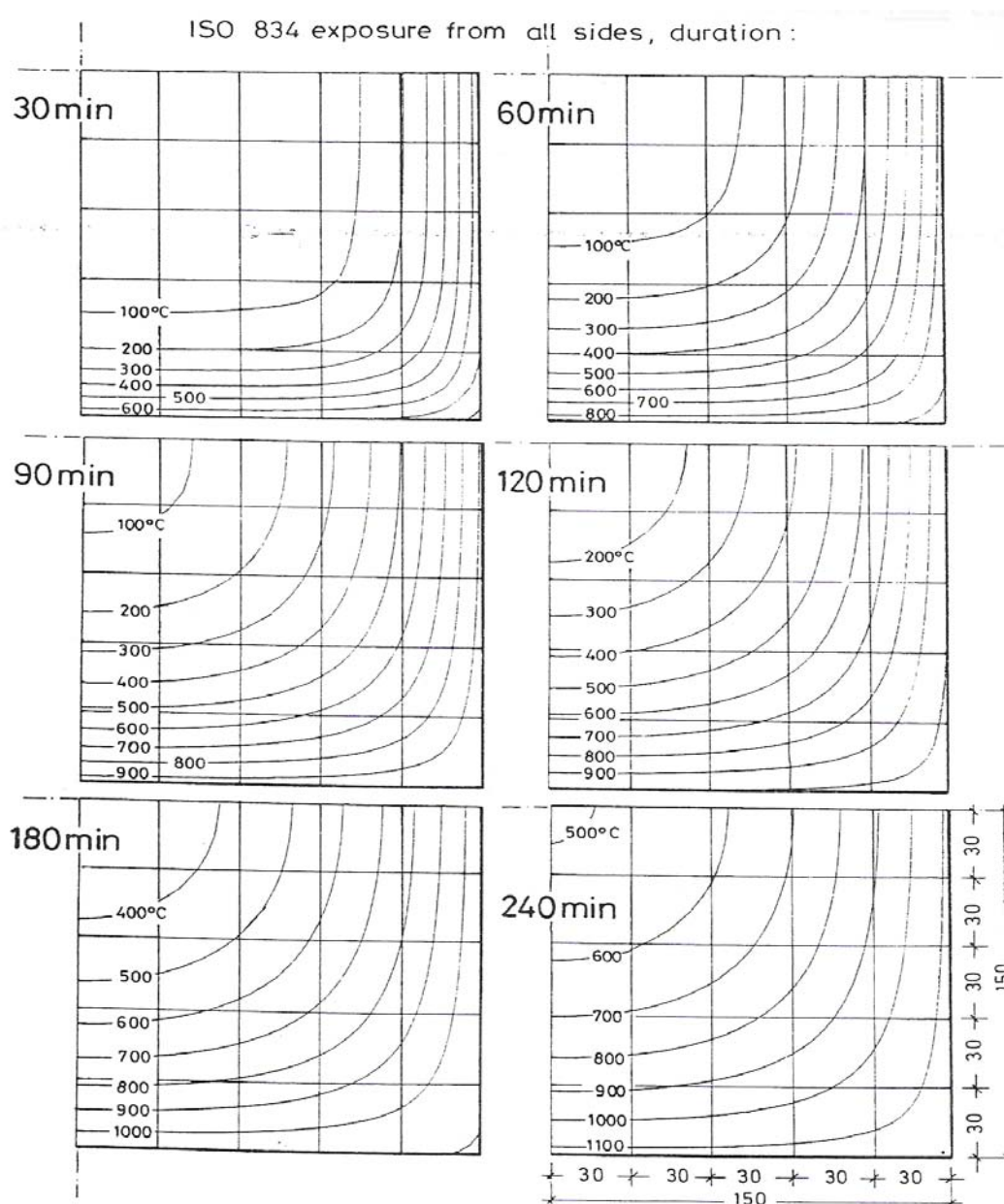


Fig 3.5 Curvas isotermas para temperatura em um pilar de 30x30 (ISO 834)

c) os esforços resistentes de cálculo são obtidos conforme a NBR 6118 para a situação normal, adotando para o aço e concreto a resistência média em situação de incêndio. Esta média é obtida distribuindo-se uniformemente na seção de concreto ou na armadura total a perda de resistência por aquecimento desses elementos. No caso de pilares submetidos à flexão composta, a resistência final deve ser distribuída em uma seção de concreto reduzida. Essa redução de seção, que simula a redução da resistência à flexão dos pilares, também é encontrada na literatura. Esta resistência média remanescente deve ser calculada na parte comprimida da seção. Os coeficientes de ponderação nesse caso são correspondentes às combinações excepcionais, cujos valores são:

- concreto: 1,20
- aço: 1,00

Esta norma preconiza que o método simplificado não garante a função corta-fogo. Caso esta função seja necessária em algum elemento, suas dimensões devem respeitar o mínimo estabelecido no método tabular ou o elemento deve ser verificado de acordo com o método geral de cálculo, descrito a seguir.

Métodos gerais de cálculo:

Segundo a NBR 15200:2004, os métodos gerais de cálculo devem considerar, pelo menos:

- a) combinação de ações em situação de incêndio obtida conforme a NBR 8681;
- b) 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;

- c) os esforços resistentes, que devem ser calculados considerando as distribuições de temperatura conforme o TRRF;
- d) as distribuições de temperatura e resistência devem ser rigorosamente calculadas, considerando-se as não linearidades envolvidas.

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

Método experimental:

Em casos especiais, como peças pré-moldadas, por exemplo, pode-se considerar maior resistência ao fogo, desde que comprovada por ensaios, conforme a NBR 5628.

O dimensionamento por meio de resultados de ensaios pode ser feito de acordo com norma brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.

3.3 – ABNT NBR 5628:2001 – Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo.

Esta norma traz recomendações sobre ensaios gerais de incêndios nas estruturas em relação à resistência ao fogo. Ela se baseia na curva de incêndio padrão proposta pela ISO 834, empregada para combustão de materiais celulósicos.

3.4 – ABNT NBR 14432:2000 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento

Esta norma tem como objetivo estabelecer as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação de uma edificação para que, em caso de um incêndio, o colapso seja evitado.

A norma mostra quando um elemento estrutural pode ser considerado livre da ação de um incêndio, os critérios de resistência ao fogo e principalmente, estabelece o tempo requerido de resistência ao fogo para os elementos estruturais que variam conforme o tipo de ocupação, carga de incêndio, profundidade do subsolo e altura da edificação.

Esta norma possui quatro anexos, a saber:

Anexo A – Tempos requeridos de resistência ao fogo

Apresenta recomendações para determinação do TRRF através de uma tabela onde é necessário conhecer o grupo, a ocupação/uso e a divisão da edificação a ser analisada que podem ser obtidos no anexo B. Além disso, é preciso saber a profundidade do subsolo e a altura da edificação.

Anexo B – Classificação das edificações quanto à sua ocupação

Conforme mostrado anteriormente, neste anexo são obtidos o grupo, a ocupação/uso e a divisão da edificação verificada em situação de incêndio.

Anexo C – Cargas de incêndio específicas

Neste anexo, estão descritas as cargas de incêndio de edificações variando conforme o uso e ocupação.

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

Este anexo apresenta condições construtivas que devem possuir garagens estruturadas em aço, citadas no anexo B, para que possam usufruir da isenção de requisito de resistência ao fogo, quando aplicável.

3.5 – EUROCODE 2 (1996) – Design of concrete structures – Part 1.2 – General rules – Structural Fire Design

Esta norma, a partir da qual foi elaborada a norma brasileira ABNT NBR 15200:2004 que trata das estruturas de concreto em situação de incêndio, apresenta um método tabular para verificação de peças em concreto, considerando-se as dimensões mínimas e as distâncias da face até o eixo da armadura em função do tempo de exposição ao fogo. Faz, ainda recomendações quanto ao cobrimento, considerando o revestimento para o cálculo das espessuras mínimas.

Esta norma apresenta, também, expressões para cálculo dos coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço e concreto.

3.6 – CEB-FIP MODEL CODE (1982) - Design of concrete structures for fire resistance

Este texto também trata das estruturas de concreto sujeitas à ação do fogo e apresenta a temperatura em inúmeras seções transversais de diversos elementos estruturais. Fornece, também, isothermas na seção transversal de um pilar quadrado de 30 cm, exposto ao incêndio padrão por todos os lados e de uma viga de 30 cm de largura e 60 cm de altura exposta ao fogo pelas duas faces laterais e pela face inferior para os tempos de 30, 60, 90, 120, 180 e 240 minutos.

3.7 - Alguns trabalhos produzidos no Brasil na área de Engenharia de estruturas em situação de incêndio

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, vigas, lajes e pilares 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 concreto propostos pelo extinto Anexo B do projeto de revisão da nova NBI (2002) e pelo EUROCODE 2 (1996) – Parte 1.2. As temperaturas nos elementos 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.

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, para 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 denominado CALTEMI – Cálculo da temperatura em elementos estruturais. A formulação utilizada, através do Método dos Elementos Finitos, permite a obtenção da distribuição da temperatura em um modelo bidimensional nos elementos estruturais.

RIBEIRO, J. C. L. (2004) elabora, com base no programa CALTEMI acima descrito, um programa chamado “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.

4

VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS RESISTENTES EM PEÇAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

4.1 – GENERALIDADES

Este capítulo tem como objetivo mostrar os procedimentos adotados para calcular os esforços resistentes em peças usuais de concreto armado em situação de incêndio, para os tempos requeridos de resistência ao fogo preconizados pela ABNT NBR 14432:2000.

A verificação da estrutura pode ser realizada por meio dos métodos tabular, simplificado, geral ou experimental. A ABNT NBR 15200:2004 detalha apenas o método tabular. O método simplificado e o método geral devem atender a requisitos citados anteriormente nesta norma, mas não detalha nenhum procedimento de cálculo. Assim, neste trabalho serão observados os critérios que regem um método geral de cálculo e será proposta uma maneira de quantificar este método.

4.2 UM MÉTODO GERAL DE CÁLCULO

A seguir, encontram-se listados os procedimentos propostos para verificar, através de um método geral de cálculo, elementos estruturais sujeitos à ação do fogo.

4.2.1 Coeficientes de Ponderação

Os coeficientes de ponderação nesse caso são correspondentes às combinações excepcionais, cujos valores são determinados na ABNT NBR 8681:2003:

$$\text{- Concreto: } \gamma_c = 1,20 \quad (4.1)$$

$$\text{- Aço: } \gamma_s = 1,00 \quad (4.2)$$

$$\text{- Ações } \gamma_f = 1,00 \quad (4.3)$$

4.2.2 Tensão de compressão no concreto

Para cálculo das estruturas em temperatura ambiente e para verificação das mesmas em situação de incêndio, a tensão de compressão no concreto será determinada utilizando-se o diagrama de tensão-deformação parabólico do concreto fornecido pela ABNT NBR 6118:2003, cujas equações são mostradas a seguir:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} [1 - (1 - \epsilon_c/2\text{‰})^2] \quad \text{para } 0 \leq \epsilon_c \leq 2\text{‰} \quad (4.4)$$

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \quad \text{para } 2\text{‰} \leq \epsilon_c \leq 3,5\text{‰} \quad (4.5)$$

4.2.3 – Tempo requerido de resistência ao fogo

Conforme o tipo de uso ou ocupação da edificação, determina-se, com base na ABNT NBR 14432:2000 o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) para o qual o elemento deve ser verificado.

4.2.4 – Cálculo da armação em temperatura ambiente

Seguindo-se os procedimentos da ABNT NBR 6118:2003, calcula-se a armadura e o esforço resistente da peça a ser analisada, em temperatura ambiente. Vale ressaltar que nesta etapa, não se usa o diagrama de tensões no concreto simplificado, mas sim o diagrama parábola – retângulo descrito no item 4.2.2.

4.2.5 - Determinação da distribuição da temperatura nos elementos analisados

Segundo 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. Este programa, elaborado por RIBEIRO (2003), fundamenta-se no Método dos Elementos Finitos, realiza análise térmica para elementos bidimensionais e tridimensionais de geometria qualquer.

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. É incorreta a hipótese de que 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. Assim sendo, na determinação das temperaturas nos elementos estruturais foram considerados todos os elementos de concreto e a temperatura no aço adotada igual à do concreto.

Nesta etapa, leva-se em consideração o tempo de exposição ao fogo e a forma de propagação do mesmo.

4.2.6 – Coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço e concreto

As propriedades dos materiais aço e concreto variam conforme a temperatura, θ , a que são submetidos em caso de um incêndio.

Com a distribuição de temperatura, determinada no programa THERSYS, calculam-se os coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço e do concreto nos diversos pontos da seção transversal.

A ABNT NBR 15200:2004, que trata da verificação das estruturas de concreto quando sujeitas ao fogo, apresenta os coeficientes de redução para o aço e o concreto, função de sua temperatura. Os valores tabelados foram mostrados nas tabelas 3.1 e 3.2. Para valores intermediários, permite-se fazer interpolação linear. As expressões que calculam a redução das propriedades dos materiais para valores intermediários, obtidas através da interpolação linear, são listadas abaixo.

4.2.6.1 Concreto

A alteração das propriedades de resistência à compressão e rigidez do concreto, quando submetidos à compressão axial a elevadas temperaturas é obtida, através das seguintes expressões (agregado silicoso):

$$k_c(\theta) = 1 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (4.6)$$

$$k_c(\theta) = 1,05 - 0,0005 \times \theta \quad \text{para } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad (4.7)$$

$$k_c(\theta) = 1,15 - 0,0010 \times \theta \quad \text{para } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (4.8)$$

$$k_c(\theta) = 1,35 - 0,0015 \times \theta \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800^\circ\text{C} \quad (4.9)$$

$$k_c(\theta) = 0,71 - 0,0007 \times \theta \quad \text{para } 800^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C} \quad (4.10)$$

$$k_c(\theta) = 0,44 - 0,0004 \times \theta \quad \text{para } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1000^\circ\text{C} \quad (4.11)$$

$$k_c(\theta) = 0,34 - 0,0003 \times \theta \quad \text{para } 1000^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1100^\circ\text{C} \quad (4.12)$$

$$k_c(\theta) = 0,12 - 0,0001 \times \theta \quad \text{para } 1100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (4.13)$$

Resistência à compressão do concreto na temperatura θ

A resistência à compressão do concreto, que decresce com o aumento da temperatura, pode ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \times f_{ck} \quad (4.14)$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto a 20° C;

$k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , mostrado na tabela 3.1 ou calculado através das expressões 4.6 a 4.13.

É importante salientar que a norma brasileira ABNT NBR 15200:2004 apresenta os coeficientes de redução das propriedades mecânicas do concreto preparado com agregados predominantemente silicosos ou calcáreos. Neste trabalho, a redução no concreto considera apenas o concreto preparado com agregado predominantemente silicoso por se tratar de valores mais rigorosos.

A capacidade dos elementos estruturais de concreto em situação de incêndio pode ser, então, estimada a partir da resistência à compressão na temperatura θ .

Módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ

O módulo de elasticidade do concreto, que decresce com o aumento da temperatura, pode ser obtido pela seguinte equação:

$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} \times E_{ci} \quad (4.15)$$

onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto a 20° C.

$k_{cE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ , mostrado na tabela 3.1.

4.2.6.2 Aço de armadura passiva

A alteração das propriedades de resistência ao escoamento e rigidez do aço a elevadas temperaturas é obtida através das expressões relacionadas a seguir:

a) Aço CA50 submetido à tração

$$k_s(\theta) = 1 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (4.16)$$

$$k_s(\theta) = 1,88 - 0,0022 \times \theta \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 500^\circ\text{C} \quad (4.17)$$

$$k_s(\theta) = 2,33 - 0,0031 \times \theta \quad \text{para } 500^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C} \quad (4.18)$$

$$k_s(\theta) = 1,91 - 0,0024 \times \theta \quad \text{para } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (4.19)$$

$$k_s(\theta) = 1,07 - 0,0012 \times \theta \quad \text{para } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800^\circ\text{C} \quad (4.20)$$

$$k_s(\theta) = 0,51 - 0,0005 \times \theta \quad \text{para } 800^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C} \quad (4.21)$$

$$k_s(\theta) = 0,24 - 0,0002 \times \theta \quad \text{para } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (4.22)$$

b) Aço CA60 submetido à tração

$$k_s(\theta) = 1 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 300^\circ\text{C} \quad (4.23)$$

$$k_s(\theta) = 1,18 - 0,0006 \times \theta \quad \text{para } 300^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (4.24)$$

$$k_s(\theta) = 2,02 - 0,0027 \times \theta \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C} \quad (4.25)$$

$$k_s(\theta) = 2,08 - 0,0028 \times \theta \quad \text{para } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (4.26)$$

$$k_s(\theta) = 0,19 - 0,0001 \times \theta \quad \text{para } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800^\circ\text{C} \quad (4.27)$$

$$k_s(\theta) = 0,35 - 0,0003 \times \theta \quad \text{para } 800^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1000^\circ\text{C} \quad (4.28)$$

$$k_s(\theta) = 0,25 - 0,0002 \times \theta \quad \text{para } 1000^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1100^\circ\text{C} \quad (4.29)$$

$$k_s(\theta) = 0,36 - 0,0003 \times \theta \quad \text{para } 1100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (4.30)$$

c) Aço submetido à compressão

$$k_s(\theta) = 1 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (4.31)$$

$$k_s(\theta) = 1,11 - 0,0011 \times \theta \quad \text{para } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 500^\circ\text{C} \quad (4.32)$$

$$k_s(\theta) = 1,71 - 0,0023 \times \theta \quad \text{para } 500^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (4.33)$$

$$k_s(\theta) = 0,24 - 0,0002 \times \theta \quad \text{para } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (4.34)$$

Resistência ao escoamento do aço de armadura passiva na temperatura θ

A resistência ao escoamento do aço de armadura passiva, que decresce com o aumento da temperatura, pode ser obtida pela seguinte equação:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \times f_{yk} \quad (4.35)$$

onde:

f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva a 20° C;

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , mostrado na tabela 3.2 ou obtido através das expressões 4.16 a 4.34.

Módulo de Elasticidade do aço de armadura passiva na temperatura θ

O módulo de elasticidade do aço de armadura passiva, que decresce com o aumento da temperatura, pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$E_{s,\theta} = k_{sE,\theta} \times E_s \quad (4.36)$$

onde:

E_s é o módulo de elasticidade do aço a 20° C.

$k_{sE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ , mostrado na tabela 3.2.

4.2.7 – Esforço resistente em situação de incêndio

Ao se analisar uma estrutura em situação de incêndio, os coeficientes de ponderação da resistência dos materiais e os coeficientes de majoração das ações são inferiores aos mesmos quando em temperatura ambiente. Dessa forma, pode acontecer que em situação de incêndio, especialmente para os primeiros TRRF's, a resistência da peça seja superior àquela obtida em temperatura ambiente. Entretanto, em hipótese alguma, a resistência de uma peça deve ser tomada como superior à resistência de cálculo a 20°C.

O esforço resistente de cálculo em situação de incêndio é calculado utilizando-se as resistências do aço e concreto reduzidas pelos coeficientes que variam

conforme a temperatura a que estão submetidos. Os coeficientes de ponderação adotados consideram que o incêndio é uma ação excepcional. Adota-se o diagrama de tensão x deformação parábola – retângulo para o concreto.

Se este novo esforço for igual ou superior ao esforço obtido à temperatura ambiente, a peça resiste ao incêndio para o qual foi verificado.

4.2.8 – Estudo de seções usuais

Conforme exposto anteriormente, a distribuição da temperatura nos elementos estruturais é determinada pelo programa THERSYS. Este programa foi desenvolvido para trabalhar com o pré e pós-processador gráfico GID (CIMNE, 2000).

Com o problema descrito no Thersys, efetua-se no GID a malha de elementos finitos. Em seguida, o GID executa as rotinas prescritas pelo THERSYS, carrega e orienta-o a ler o arquivo de dados, efetuar a análise e gerar os arquivos de resultados. Ao término da análise, o GID automaticamente muda para o modo de pós-processamento e lê os resultados.

Entretanto, o uso do programa GID requer licenças, não sendo facilmente acessível a todos usuários. Assim sendo, este trabalho elabora um banco de dados de temperaturas para seções usuais de pilares, lajes e vigas que é obtido pelos programas descritos anteriormente. Diante do exposto, o método geral proposto neste trabalho vai calcular todas as seções existentes neste banco de dados. Os itens a seguir enumeram estas seções.

4.3 – ESTUDO DE PILARES

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2003, os pilares devem ser verificados considerando-se as imperfeições geométricas locais e a análise dos efeitos locais de 2ª ordem – flambagem. O efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído por um momento mínimo de 1ª ordem. Entretanto, na verificação dos pilares em situação de incêndio, o estudo da flexão normal composta torna-se complexo. Todavia, a ABNT NBR 6118:2003 (item 17.2.5) permite que essa flexão normal composta seja substituída por um processo aproximado para dimensionamento à compressão centrada equivalente. Assim sendo, os pilares foram calculados à temperatura ambiente por este processo aproximado e em seguida verificados em situação de incêndio.

As temperaturas nos pilares para os TRRF's prescritos na ABNT NBR 14432:2000 foram obtidas no programa THERSYS, discretizando-se as seções transversais em elementos retangulares de dimensão 2 x 2 cm. Foram estudadas seções usuais que se encontram listadas a seguir:

Tabela 4.1 – Seções transversais dos pilares estudados.

Seção transversal	Seção transversal	Seção transversal	Seção transversal	Seção transversal
12 x 30	14 x 30	20 x 20	30 x 30	40 x 40
12 x 40	14 x 40	20 x 30	30 x 40	
12 x 50	14 x 50	20 x 40	30 x 50	
12 x 60	14 x 60	20 x 50	30 x 60	
	14 x 70	20 x 60	30 x 70	
		20 x 70	30 x 80	
		20 x 80		
		20 x 90		
		20 x 100		

Para determinação da temperatura na seção dos pilares, considerou-se a situação de fogo nas 4 faces. A figura a seguir exemplifica a variação de temperatura em um pilar de seção 30 x 30, obtida através do programa Thersys.

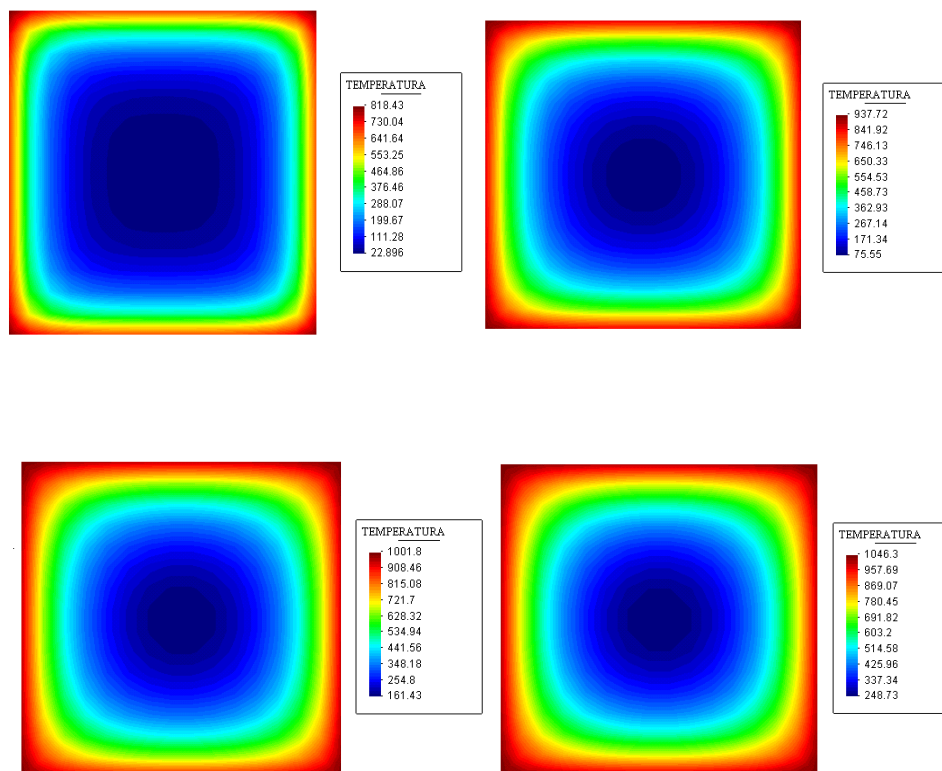


Fig. 4.1 – Temperatura na seção transversal de um pilar de 30 x 30, para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos, respectivamente.

Determinação do coeficiente médio de redução no concreto k_c :

A seção do pilar foi dividida em uma malha com NE elementos de área constante e igual a 4 cm^2 e N números de nós. Como o valor da área dos elementos é constante tem-se que a resistência interna da seção transversal em situação de incêndio é dada por:

$$R_d = \sum_{j=1}^{NE} A_{cj} k_{cj} f_{ci} \quad (4.37)$$

R_d = resistência interna de cálculo à compressão do concreto.

A_{cj} = área do elemento “j”, constante e igual a 4 cm^2 .

k_{cj} = valor médio da redução do concreto no elemento “ A_{cj} ”, obtido com os quatro valores da temperatura nos vértices do elemento “j” e calculado através das expressões 4.6 a 4.13.

f_{ci} = valor final de cálculo da resistência à compressão do concreto em situação de incêndio - $f_{ci} = 0,85 f_{ck} / 1,2$

Como a área é constante, a expressão anterior pode ser escrita da seguinte maneira:

$$R_d = A_{cj} f_{ci} \sum_{j=1}^{NE} k_{cj} \quad (4.38)$$

Assim, a expressão que calcula o valor do coeficiente médio de redução do concreto em uma seção transversal de um pilar é:

$$k_c = \sum_{j=1}^{NE} k_{cj} / NE \quad (4.39)$$

Procedendo-se desta maneira, torna-se possível tabular os valores dos coeficientes médios de redução do concreto. Estes valores encontram-se na tabela a seguir:

Tabela 4.2 – Coeficientes de redução das propriedades mecânicas do concreto para os pilares estudados neste trabalho.

Pilar	TRRF			
	30	60	90	120
12x30	0,694	0,398	0,223	0,122
12x40	0,721	0,427	0,247	0,137
12x50	0,738	0,447	0,262	0,147
12x60	0,750	0,459	0,272	0,154
14x30	0,735	0,463	0,289	0,175
14x40	0,764	0,499	0,321	0,201
14x50	0,780	0,521	0,342	0,216
14x60	0,793	0,535	0,356	0,226
14x70	0,801	0,546	0,366	0,234
20x20	0,750	0,502	0,339	0,228
20x30	0,806	0,589	0,438	0,319
20x40	0,835	0,633	0,488	0,370
20x50	0,852	0,661	0,519	0,402
20x60	0,864	0,678	0,539	0,423
20x70	0,873	0,692	0,554	0,439
20x80	0,880	0,703	0,565	0,450
20x90	0,886	0,710	0,574	0,460
20x100	0,891	0,717	0,582	0,467
30x30	0,861	0,685	0,561	0,456
30x40	0,891	0,734	0,622	0,528
30x50	0,909	0,763	0,660	0,570
30x60	0,921	0,784	0,685	0,599
30x70	0,930	0,798	0,704	0,620
30x80	0,937	0,809	0,718	0,636
40x40	0,920	0,783	0,687	0,605

Determinação dos coeficientes de redução no aço k_s :

Os coeficientes de redução do aço foram obtidos detalhando-se a armadura calculada a 20°C e fornecendo-se o centro de gravidade de cada barra. A partir daí, determinam-se as temperaturas nestas barras e calculam-se os coeficientes de redução para cada uma delas utilizando-se as expressões 4.31 a 4.34.

Coefficiente de majoração adicional da força normal γ :

Este coeficiente de majoração adicional deve-se a uma simplificação da flexão normal composta em uma compressão centrada equivalente, desde que o coeficiente ν seja maior ou igual a 0,7.

Este coeficiente, que vale $1 + \beta_e / h$, é calculado como a 20°C, através das prescrições da NBR 6118, item 17.2.5, mas reduzindo-se a resistência do concreto através de do coeficiente k_c para a situação de incêndio.

Esforço final resistente em situação de incêndio

Finalmente, calcula-se a força normal resistente para os TRRF's preconizados pela NBR14432 através da seguinte equação:

$$N_{Rd,\theta} = (A_c - A_s) k_c 0,85 f_{ck}/1,2 + A_{si} \sum k_{si} f_{yd} \quad (4.40)$$

$$N_{r,\theta} = N_{Rd,\theta} / \gamma_f \gamma \quad (4.41)$$

onde:

A_c = área de concreto da seção transversal.

A_s = área de aço existente.

k_c = coeficiente médio de redução do concreto, fornecido pela tabela 4.2.

A_{si} = área de aço existente de uma barra.

k_{si} = coeficiente de redução para cada barra de aço, dado pelas equações 4.31 a 4.34.

f_{yd} = tensão de compressão no aço = 42 kN / cm².

γ_f = coeficiente de majoração das ações, mostrado na expressão 4.3.

γ = coeficiente de majoração adicional da força normal.

É importante lembrar que o esforço obtido em (4.41) não deve, em hipótese alguma, ser superior àquele calculado em temperatura ambiente.

4.4 - ESTUDO DAS LAJES

Primeiramente, as lajes são calculadas à temperatura ambiente segundo os critérios da ABNT NBR 6118:2003. Entretanto, como se trata de um método geral, utiliza-se o diagrama parábola-retângulo para o concreto.

Em seguida, calcula-se o momento fletor resistente para a armadura detalhada.

As temperaturas nas lajes para os TRRF's prescritos na NBR 14432 foram obtidas no programa THERSYS, discretizando-se as seções transversais em fatias de 0,5 cm. Foram estudadas alturas usuais que se encontram listadas a seguir:

Tabela 4.3 – Alturas das lajes estudadas

Laje	Altura (cm)
1	8
2	10
3	12
4	13
5	15
6	20

Para determinação da temperatura nas lajes, considerou-se a situação de fogo na face inferior das mesmas. A figura a seguir exemplifica a variação de temperatura em uma laje de altura de 10 cm, obtida através do programa Thersys.

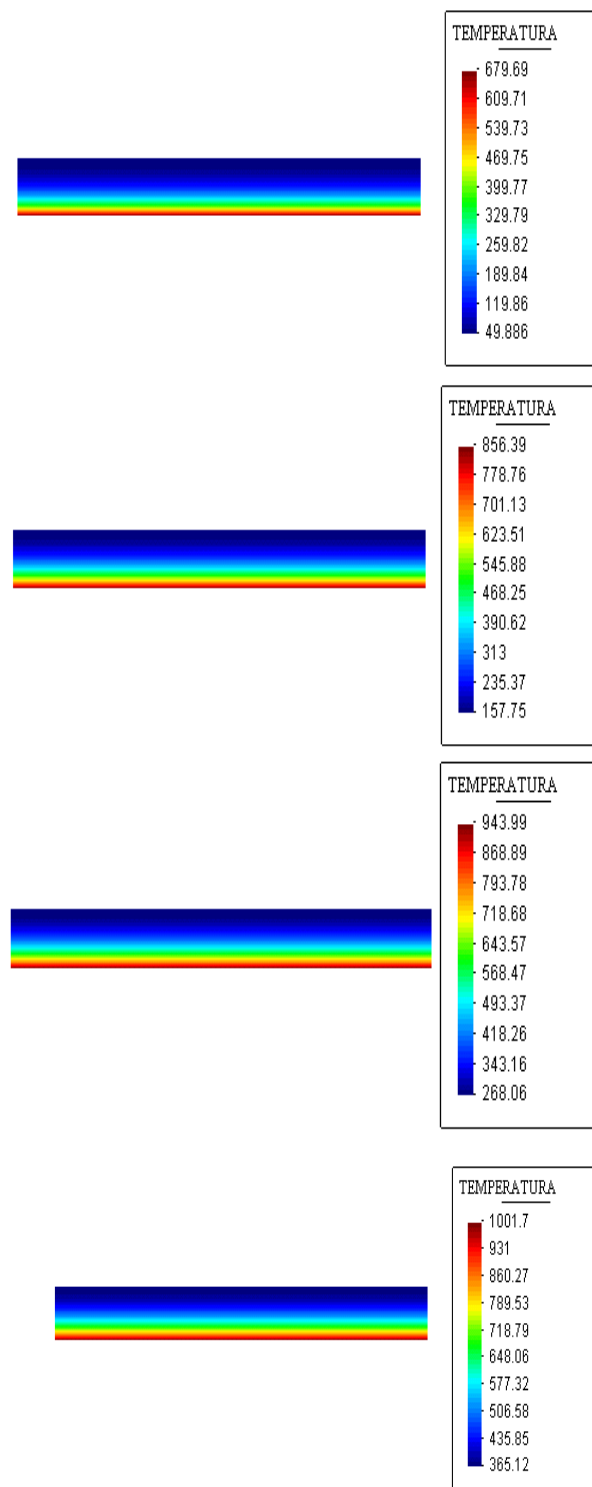


Fig. 4.2 – Temperatura em uma laje de 10 cm de espessura, para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos, respectivamente.

No estudo das lajes foi possível tabelar os valores das temperaturas para as alturas estudadas. As tabelas obtidas são mostradas a seguir:

Tabela 4.4 – Temperatura na laje de 8 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.

ALTURA DA LAJE h = 8 cm

Fatia	30 min	60 min	90 min	120 min
0	680	860	949	1007
0,5	572	765	869	940
1	483	682	797	877
1,5	410	609	732	820
2	349	547	675	769
2,5	297	492	624	723
3	255	445	579	682
3,5	219	405	541	646
4	189	370	507	615
4,5	164	341	478	588
5	143	316	454	565
5,5	127	296	434	545
6	114	280	418	530
6,5	104	267	406	518
7	97	259	397	510
7,5	93	253	392	505
8	92	252	390	503

Tabela 4.5 – Temperatura na laje de 10 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.

ALTURA DA LAJE h = 10 cm

Fatia	30 min	60 min	90 min	120 min
0	680	857	944	1002
0,5	572	760	859	927
1	483	674	782	858
1,5	409	599	712	794
2	347	534	650	737
2,5	296	477	595	684
3	252	427	546	638
3,5	215	383	502	595
4	184	345	463	558
4,5	158	311	429	525
5	136	282	399	495
5,5	117	257	372	469
6	101	235	350	446
6,5	88	216	330	427
7	77	200	313	410
7,5	69	187	299	396
8	62	176	288	385
8,5	57	168	279	377
9	53	163	273	370
9,5	51	159	270	367
10	50	158	269	366

Tabela 4.6 – Temperatura na laje de 12 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.

ALTURA DA LAJE h = 12 cm

Fatia	30 min	60 min	90 min	120 min
0	680	856	943	1000
0,5	572	758	855	921
1	483	672	776	848
1,5	409	597	705	782
2	347	531	641	721
2,5	295	473	583	666
3	252	422	532	616
3,5	215	377	486	571
4	184	337	445	530
4,5	157	302	408	493
5	135	271	375	460
5,5	116	244	346	430
6	90	220	319	404
6,5	86	198	296	380
7	74	180	275	359
7,5	65	163	257	340
8	57	149	241	324
8,5	50	137	227	309
9	45	127	216	297
9,5	41	118	206	287
10	37	112	198	279
10,5	35	106	192	273
11	33	103	188	268
11,5	32	100	185	266
12	32	100	184	265

Tabela 4.7 – Temperatura na laje de 13 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.

ALTURA DA LAJE h = 13 cm

Fatia	30 min	60 min	90 min	120 min
0	680	856	942	999
0,5	572	758	855	920
1	483	672	775	846
1,5	409	596	703	778
2	347	530	639	717
2,5	295	472	581	661
3	252	421	529	610
3,5	215	376	482	564
4	184	336	441	522
4,5	157	301	403	484
5	135	269	369	450
5,5	116	242	339	419
6	99	217	312	392
6,5	86	195	287	366
7	74	176	266	344
7,5	65	159	246	324
8	56	144	229	306
8,5	50	131	214	290
9	44	119	200	276
9,5	40	110	189	263
10	36	101	179	253
10,5	33	95	171	244
11	31	89	164	237
11,5	29	85	159	232
12	28	82	155	228
12,5	28	80	153	226
13	27	80	153	225

Tabela 4.8 – Temperatura na laje de 15 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.

ALTURA DA LAJE h = 15 cm

Fatia	30 min	60 min	90 min	120 min
0	680	856	942	999
0,5	572	758	854	918
1	483	672	774	843
1,5	409	596	702	775
2	347	530	637	712
2,5	295	472	578	655
3	252	420	526	604
3,5	215	375	479	557
4	184	335	437	514
4,5	157	300	399	475
5	135	268	364	439
5,5	116	240	333	407
6	99	215	305	378
6,5	86	193	279	351
7	74	173	256	327
7,5	64	155	235	305
8	56	140	216	284
8,5	50	126	199	266
9	44	113	184	250
9,5	39	103	171	235
10	36	93	159	222
10,5	32	85	148	210
11	30	77	138	200
11,5	28	71	130	191
12	26	66	123	183
12,5	25	62	118	177
13	24	58	113	172
13,5	24	56	109	168
14	23	54	107	165
14,5	23	53	105	163
15	23	52	105	162

Tabela 4.9 – Temperatura na laje de 20 cm de espessura para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos.

ALTURA DA LAJE h = 20 cm

Fatia	30 min	60 min	90 min	120 min
0	680	856	942	998
0,5	572	758	854	917
1	483	672	774	842
1,5	409	596	701	773
2	347	530	636	710
2,5	295	472	578	653
3	252	420	525	600
3,5	215	375	478	553
4	184	335	435	509
4,5	157	300	397	470
5	135	268	362	433
5,5	116	240	330	400
6	99	215	302	370
6,5	86	192	275	342
7	74	172	252	316
7,5	64	154	230	292
8	56	139	210	271
8,5	50	124	193	251
9	44	112	176	232
9,5	39	100	161	215
10	36	90	148	200
10,5	32	82	135	185
11	30	74	124	172
11,5	28	67	114	160
12	26	61	105	149
12,5	25	55	96	139
13	24	50	89	130
13,5	23	46	82	121
14	22	43	76	114
14,5	22	40	71	107
15	22	37	66	101
15,5	21	34	61	95
16	21	33	58	90
16,5	21	31	55	86
17	21	29	52	83
17,5	21	28	50	80
18	21	27	48	77
18,5	21	27	46	75
19	21	26	45	74
19,5	21	26	45	73
20	20	26	44	73

Determinação dos coeficientes de redução no concreto k_c

No estudo das lajes, as mesmas foram discretizadas em fatias de 0,1 cm para que as tensões no concreto fossem reduzidas convenientemente. Para calcular a temperatura nas fatias não detalhadas no programa Thersys foi feita interpolação linear das temperaturas obtidas de 0,5 em 0,5 cm. A interpolação linear apresentou valores com diferença inferior a 4% quando comparados com os valores obtidos pelo programa, sendo, portanto, valores aceitáveis. Com as temperaturas obtidas de 0,1 em 0,1 cm, os coeficientes de redução no concreto são calculados com as equações 4.6 a 4.13.

Determinação dos coeficientes de redução no aço k_s

Os coeficientes de redução do aço foram obtidos detalhando-se a armadura calculada a 20°C e fornecendo-se o centro de gravidade das barras. A partir daí, determinam-se as temperaturas nestas barras e calculam-se os coeficientes de redução utilizando-se as expressões 4.16 a 4.22 para o caso de aço CA 50 ou as expressões 4.23 a 4.30 para o caso de aço CA 60.

Esforço final resistente em situação de incêndio

Finalmente, para os TRRF's descritos na ABNT NBR 14432:2000, calcula-se a nova linha neutra em situação de incêndio com o diagrama parábola-retângulo, reduzindo-se convenientemente as tensões no concreto para que seja possível calcular o novo momento resistente, agora em situação de incêndio.

É importante lembrar que o esforço obtido não deve, em hipótese alguma, ser superior àquele calculado em temperatura ambiente.

4.5 – ESTUDO DE VIGAS

Neste trabalho, as vigas foram verificadas à flexão simples para as situações de momento fletor positivo e negativo.

Primeiramente, as vigas são calculadas à temperatura ambiente segundo os critérios da ABNT NBR 6118:2003. Entretanto, como se trata de um método geral, utiliza-se o diagrama parábola-retângulo para o concreto.

Em seguida, calcula-se o momento fletor resistente com a armadura detalhada.

As temperaturas nas vigas para os TRRF's prescritos na ABNT NBR 14432:2000 foram obtidas no programa THERSYS, discretizando-se as seções transversais em retângulos de 2 x 2 cm. Foram estudadas seções usuais que se encontram listadas a seguir:

Tabela 4.10 – Seções transversais das vigas estudadas.

Seção	b (cm)	h (cm)
1	12	20
2	12	30
3	12	40
4	12	50
5	12	60
6	14	20
7	14	30
8	14	40
9	14	50
10	14	60
11	14	70
12	20	30
13	20	40
14	20	50
15	20	60
16	20	70
17	20	80
18	30	50
19	30	60
20	30	70

Para determinação da temperatura nas vigas, considerou-se incêndio em três faces, nas duas faces laterais e na face inferior. A figura a seguir exemplifica a variação de temperatura em uma viga de 14 cm de largura x 70 cm de altura, obtida através do programa Thersys.

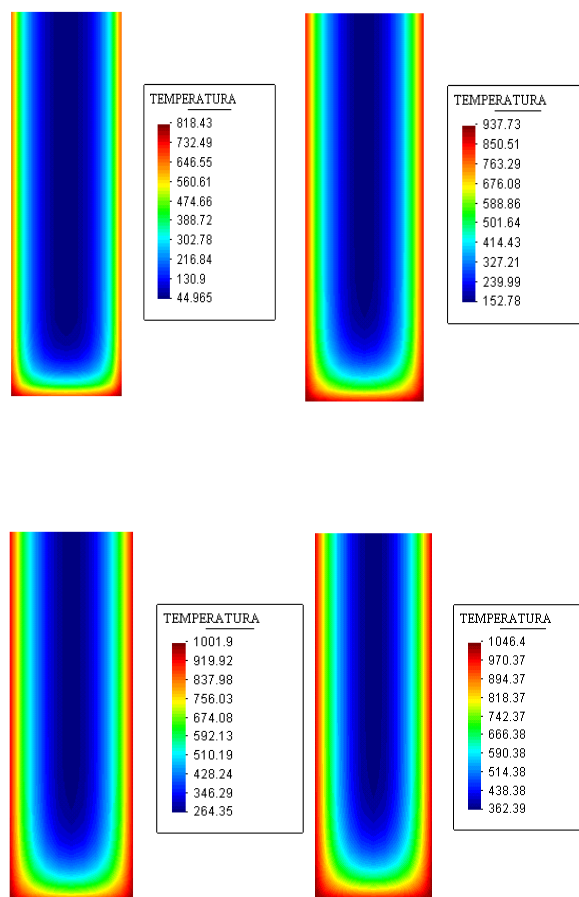


Fig. 4.3 – Temperatura em uma viga de 14 x 70 cm, para os tempos requeridos de resistência ao fogo de 30, 60, 90 e 120 minutos, respectivamente.

No estudo das vigas, discretizou-se algumas seções com malhas de 1 x 1 cm com o objetivo de verificar se a malha de 2 x 2 cm oferecia resultados satisfatórios para os valores de temperatura. Analisando os resultados, pôde-se perceber que os valores das temperaturas eram praticamente idênticos nos mesmos pontos da seção transversal das duas malhas. Com esta análise, foi possível concluir, também, que uma interpolação linear para valores não determinados no programa Thersys possuía resultados bem próximos. Sendo assim, visando diminuir o banco de dados de temperatura, as vigas foram discretizadas em seções de 2 x 2 cm e os valores intermediários necessários foram interpolados linearmente.

Determinação dos coeficientes de redução no concreto k_c

No estudo das vigas, as mesmas foram discretizadas em fatias de 0,1 cm para que as tensões no concreto fossem reduzidas convenientemente. Para calcular a temperatura nos pontos não detalhados no programa Thersys foi feita interpolação linear das temperaturas listadas no banco de dados. A interpolação linear apresentou valores com diferença inferior a 4% quando comparados com os valores obtidos pelo programa, sendo, portanto, valores aceitáveis. Com as temperaturas obtidas de 0,1 em 0,1 cm, os coeficientes de redução no concreto são calculados com as equações 4.6 a 4.13. Em cada fatia, calculou-se o valor do coeficiente médio de redução das tensões.

Determinação dos coeficientes de redução no aço k_s

Os coeficientes de redução do aço foram obtidos detalhando-se a armadura calculada a 20°C e fornecendo-se o centro de gravidade das barras. A partir daí, determina-se a temperatura nestas barras e calculam-se os coeficientes de redução utilizando-se as expressões 4.16 a 4.22 para o caso de aço CA 50.

Esforço final resistente em situação de incêndio

Finalmente, para os TRRF's descritos na ABNT NBR 14432:2000, calcula-se a nova linha neutra em situação de incêndio com a diagrama parábola-retângulo, reduzindo-se convenientemente as tensões no concreto para que seja possível calcular o novo momento resistente, agora em situação de incêndio.

O cálculo de vigas sujeitas a momento positivo ou negativo é praticamente o mesmo. A diferença consiste apenas na determinação dos coeficientes de redução das propriedades do aço e concreto. No momento negativo, o concreto sofre maior redução porque sua parcela resistente está sujeita a temperaturas mais elevadas.

Em contrapartida, o aço sofre mais redução quando se analisa a viga sujeita a momento fletor positivo, pois neste caso, é a armação quem está sujeita a maiores temperaturas.

É importante lembrar que o esforço obtido não deve, em hipótese alguma, ser superior àquele calculado em temperatura ambiente.

5

IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

5.1 – GENERALIDADES

Neste capítulo serão apresentadas as planilhas desenvolvidas no trabalho para a determinação numérica dos esforços resistentes em situação de incêndio.

5.2 – PLANILHA PARA CÁLCULO DE PILARES:

Para o cálculo de pilares o usuário deve entrar com os seguintes dados:

CONVENÇÃO:

Dado de entrada

Dados de Entrada:

Menor dimensão :	20 cm
Maior dimensão :	30 cm
Comp. flambagem :	300 cm
Força normal serviço :	400,0 kN
fck :	25,0 MPa

Fig. 5.1 – Dados de entrada para o programa de pilares.

A seguir, o programa fornece a armadura calculada a 20°C. Então, o usuário deve detalhar o pilar conforme o A_s calculado e fornecer a armação escolhida:

As calculado : 3,59 cm²

Detalhamento:

N	Diâm
6 diâm.	10,0 mm
As existente:	4,71 cm ²

Taxa de armadura real: 0,79%

Fig. 5.2 – Delhamento a ser fornecido pelo usuário no programa de pilares.

Para finalizar, o usuário fornece o cobrimento da armadura e a coordenada do centro de gravidade das barras para que possa ser calculada a temperatura. O programa permite o uso de até 16 barras. Vale lembrar que no processo aproximado adotado para o cálculo à compressão centrada, item 17.2.5 da ABNT NBR 6118:2003, a armadura deve ser constante e simétrica.

Coordenadas das barras:

Cobrimento : 3,0 cm		
Barra	Coord. centro gravidade	
	X (m)	Y (m)
1	0,04	0,04
2	0,16	0,04
3	0,04	0,15
4	0,16	0,15
5	0,04	0,26
6	0,16	0,26
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		

Fig. 5.3 – Tela de entrada das coordenadas das barras para o programa de pilares

Feito isso, o programa gera uma planilha com os resultados necessários e uma outra planilha com uma análise gráfica dos resultados. Exemplos destas planilhas serão mostrados no capítulo 6.

5.2 – PLANILHA PARA CÁLCULO DE LAJES:

Para o cálculo de lajes o usuário deve entrar com os seguintes dados:

CONVENÇÃO:

Dado de entrada

Momento fletor atuante :	1200,00 kN x cm
Cobrimento da armadura :	2,5 cm
fck :	25,0 MPa
Aço CA :	50
Base :	100 cm
Altura :	15 cm
Bitola da armadura principal :	8,0 mm
Bitola da armadura secundária :	8,0 mm

Fig. 5.4 – Dados de entrada para o programa de lajes

Feito isso, o programa calcula a linha neutra a 20°C utilizando o diagrama parábola-retângulo e calcula o momento resistente a 20°C para a armadura existente.

No cálculo em situação de incêndio, arbitra-se um valor inicial para a linha neutra, discretiza-se esse valor em trechos com altura de 0,1 cm que terão as tensões reduzidas conforme a temperatura desse trecho e calcula-se a resultante de compressão e o momento resistente para esta linha neutra arbitrada. Se a resultante de compressão não se igualar à resultante de tração, calculada reduzindo-se a resistência do aço com seu coeficiente k_s , o programa arbitra nova linha neutra e repete todos os cálculos até que as duas resultantes se igualem. Neste caso, tem-se o valor da linha neutra em situação de incêndio e o valor do momento resistente. O cálculo é feito para os tempos de 30, 60, 90 e 120 minutos.

O programa gera uma planilha com os resultados necessários e uma outra planilha com uma análise gráfica dos resultados. Exemplos destas planilhas serão mostrados no capítulo 6.

5.3 – PLANILHA PARA CÁLCULO DE VIGAS:

Para o cálculo de vigas o usuário deve entrar com os seguintes dados:

CONVENÇÃO:

Dado de entrada

Momento fletor atuante :	16000,0 kN x cm
Cobrimento da armadura :	3,00 cm
fck :	25,0 MPa
Aço CA :	50
Base :	20 cm
Altura :	80 cm
Bitola dos estribos :	5,0 mm
As de flexão calculado :	7,31 cm ²
Número de barras na flexão :	4
Bitola da armadura de flexão :	16,0 mm
As de flexão existente :	8,04 cm ²
Momento Positivo ou negativo?	-

Convenção: + (positivo); - (negativo)

Fig. 5.5 – Dados de entrada para o programa de vigas

Em seguida, o usuário fornece a coordenada do centro de gravidade das barras para que possa ser calculada a temperatura nas mesmas. O programa permite o uso de até 10 barras. Vale lembrar que todas as barras devem possuir o mesmo diâmetro de seção transversal.

Coordenadas das barras:

Barra	Coord. centro gravidade	
	X (m)	Y (m)
1	0,043	0,757
2	0,081	0,757
3	0,119	0,757
4	0,157	0,757
5		
6		
7		
8		
9		
10		

Fig. 5.6 – Tela de entrada das coordenadas das barras para o programa de vigas

A exemplo do programa de lajes, calcula-se a linha neutra a 20°C utilizando o diagrama parábola-retângulo e o momento resistente a 20°C para a armadura existente.

No cálculo em situação de incêndio, arbitra-se um valor inicial para a linha neutra, igual ao valor encontrado para a temperatura ambiente, discretiza-se esse valor em trechos com altura de 0,1 cm que terão as tensões reduzidas conforme a temperatura desse trecho e calcula-se a resultante de compressão e o momento resistente para esta linha neutra arbitrada. Se a resultante de compressão não se igualar à resultante de tração, calculada reduzindo-se a resistência do aço com seu coeficiente k_s , o programa arbitra nova linha neutra e repete todos os cálculos até que as duas resultantes se igualem. Neste caso, tem-se o valor da linha neutra em situação de incêndio e o valor do momento resistente. O cálculo é feito para os tempos de 30, 60, 90 e 120 minutos.

O programa também gera uma planilha com os resultados necessários e uma outra planilha com uma análise gráfica dos resultados. Exemplos destas planilhas serão mostrados no capítulo 6.

6

APLICAÇÕES NUMÉRICAS

6.1 – GENERALIDADES

Este capítulo apresenta alguns exemplos de estruturas usuais, com diversas geometrias e carregamentos. Quando possível, estes exemplos são comparados com o método simplificado de cálculo proposto por SOARES (2003).

As planilhas com a entrada de dados e saída de resultados dos primeiros exemplos de cada um dos elementos, vigas, lajes e pilares, estão mostradas neste capítulo. As demais planilhas com todos os resultados dos demais exemplos propostos neste capítulo encontram-se em anexo.

6.2 – PILARES

EXEMPLO 1

O primeiro exemplo analisa um pilar de seção transversal de 14x40 cm, sujeito a uma solicitação normal de 350 kN, comprimento de flambagem igual a 280 cm, $f_{ck} = 20,0$ MPa e cobrimento da armadura = 2,5 cm.

Este exemplo tem como objetivo estudar um pilar de lado menor inferior a 19 cm, que possui seu carregamento acrescido de um coeficiente proposto na ABNT NBR 6118:2003.

A análise deste pilar mostra que ele resiste a um TRRF de 60 minutos, para a armadura detalhada.

A seguir, encontram-se os dados de entrada e os resultados obtidos na planilha eletrônica.

UM MÉTODO GERAL DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

PILARES

Processo aproximado para o dimensionamento à flexão normal composta

** Dimensionamento segundo a NBR6118/2003

Dados de Entrada:

Menor dimensão :	14 cm
Maior dimensão :	40 cm
Comp. flambagem :	280 cm
Força normal serviço :	350,0 kN
fck :	20,0 MPa

CONVENÇÃO:

Dado de entrada

As calculado : 19,92 cm²

Detalhamento:

n	diâm
10 diâm.	16,0 mm
As existente:	20,11 cm ²

Taxa de armadura real: 3,59%

Coordenadas das barras:

Cobrimento : 2,5 cm

Barra	Coord. centro gravidade	
	x (m)	y (m)
1	0,038	0,038
2	0,102	0,038
3	0,038	0,119
4	0,102	0,119
5	0,038	0,2
6	0,102	0,2
7	0,038	0,281
8	0,102	0,281
9	0,038	0,362
10	0,102	0,362
11		
12		
13		
14		
15		
16		

Seções verificadas em incêndio

Seção	b (cm)	h (cm)
1	12	30
2	12	40
3	12	50
4	12	60
5	14	30
6	14	40
7	14	50
8	14	60
9	14	70
10	20	20
11	20	30
12	20	40
13	20	50
14	20	60
15	20	70
16	20	80
17	20	90
18	20	100
19	30	30
20	30	40
21	30	50
22	30	60
23	30	70
24	30	80
25	40	40

Cálculo do pilar em temperatura ambiente:

Área:	560
λ :	69,20
λ_1 :	35,00

γ_f : 1,75 ν : 0,765625
 γ_p : 2,48 β : 5,0000

ρ :	3,56	e1 :	1,92
As calc. :	19,92	e2 :	2,21
As exist. :	20,11	e :	4,13

Nsd,eq : 1516,5 kN

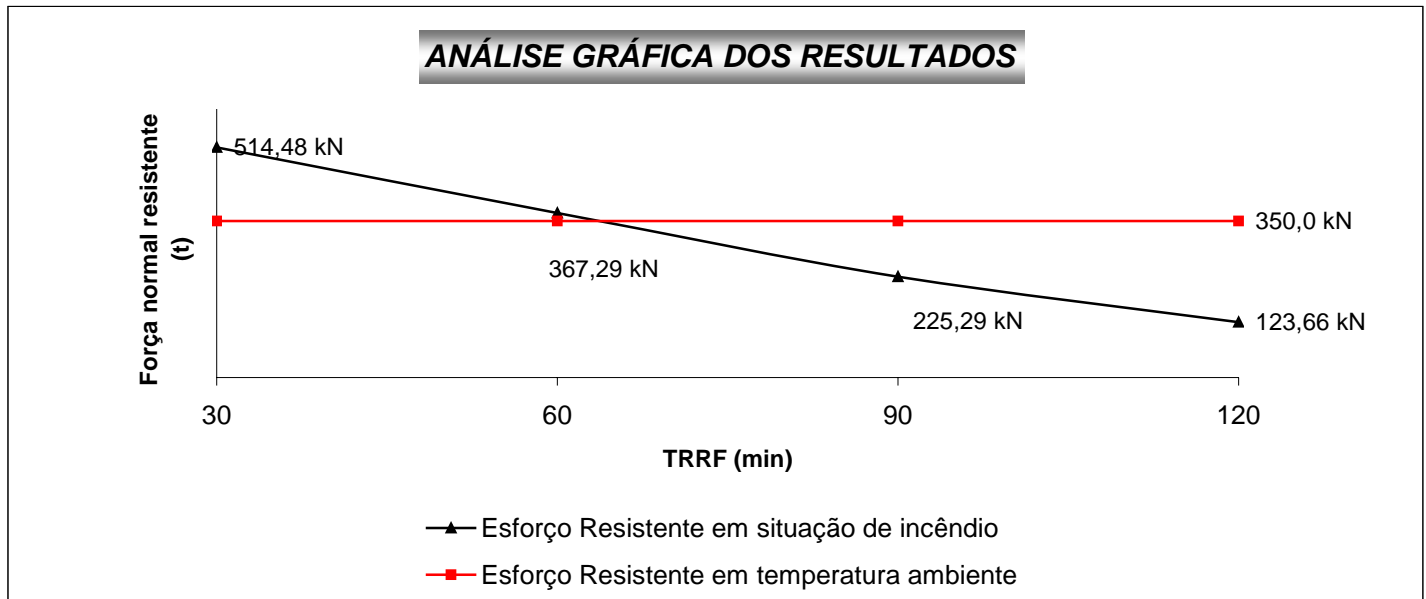
Força normal resistente: 350,0 kN

**UM MÉTODO GERAL DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO
DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

PILARES

Menor dimensão:	14 cm
Maior dimensão:	40 cm
Comprim. Flambagem:	280 cm
fck:	20,0 MPa
Cobrimento:	2,50 cm
Força Normal Atuante:	350,00 kN

TRRF	Esforço resistente em situação de incêndio
30	514,48 kN
60	367,29 kN
90	225,29 kN
120	123,66 kN



EXEMPLO 2

O segundo exemplo estuda um pilar de seção transversal de 30x30 cm, sujeito a uma solitação normal de 800 kN, comprimento de flambagem igual a 300 cm e $f_{ck} = 20,0$ MPa.

Este exemplo tem como objetivo verificar um pilar semelhante àquele estudado por SOARES (2003) – método simplificado. Entretanto, a armação obtida a 20°C foi diferente porque o pilar foi calculado por SOARES (2003) conforme a ABNT NBR 6118:1980 e o elemento deste trabalho foi detalhado conforme a ABNT NBR 6118:2003. Entretanto, algumas comparações podem ser feitas.

A tabela abaixo mostra os valores dos coeficientes de redução do concreto obtidos pelos dois métodos:

Tabela 6.1 – Coeficientes de redução do concreto para pilar de 30 x 30

MÉTODO	TRRF30	TRRF60	TRRF90	TRRF120
Mét. Geral	0,861	0,685	0,561	0,456
Mét. Simplificado	0,881	0,727	0,625	0,617

Analisando os valores da tabela acima, vê-se que o método geral apresenta-se mais conservador para o estudo do pilar em questão. As razões que explicam tais diferenças são basicamente a determinação das distribuições de temperatura e os coeficientes de redução das propriedades mecânicas do concreto onde são obtidos valores mais conservadores no Método Geral.

A verificação deste pilar mostra que ele resiste a um incêndio de 60 minutos, para a armadura detalhada.

EXEMPLO 3

O terceiro exemplo estuda o mesmo pilar do exemplo dois, mas detalha com armação diferente.

Este exemplo tem como objetivo estudar a influência da armadura na verificação em situação de incêndio.

Neste caso, optou-se por um número menor de barras, as quais localizaram-se nos cantos do pilar, local sujeito às mais elevadas temperaturas. O esforço resistente em caso de incêndio diminuiu, mas o pilar ainda resiste a um TRRF igual a 60 minutos.

EXEMPLO 4

O quarto exemplo analisa um pilar de seção transversal de 20x50 cm, sujeito a uma solicitação normal de 1000 kN, comprimento de flambagem igual a 300 cm e $f_{ck} = 25,0$ MPa.

A análise deste pilar mostra que ele resiste, também, a um TRRF igual a 60 minutos, para a armadura detalhada.

EXEMPLO 5

O terceiro exemplo estuda o mesmo pilar do exemplo quatro, mas detalha com armação diferente.

Este exemplo também possui objetivo de estudar a influência da armadura na verificação em situação de incêndio. Entretanto, os dois exemplos apresentaram número elevado de barras, com taxas de armadura bem próximas.

Neste caso, os esforços resistentes em caso de incêndio para os dois exemplos foram bem próximos, com o pilar resistindo, também, a um TRRF igual a 60 minutos.

EXEMPLO 6

O sexto exemplo verifica um pilar de seção transversal de 40x40 cm, sujeito a uma solicitação normal de 2000 kN, comprimento de flambagem igual a 300 cm e $f_{ck} = 25,0$ MPa.

Este exemplo tem como objetivo estudar um pilar robusto, com baixa taxa de armadura.

A análise deste pilar mostra que ele resiste a um incêndio de 30 e 60 minutos, chegando próximo ao valor de 90 minutos, conforme pode ser visualizado na análise gráfica.

6.3 – LAJES

EXEMPLO 1

O primeiro exemplo estuda uma laje com altura de 12 cm, submetida a um momento fletor de 800 kN x cm, cobrimento da armadura igual a 2,0 cm, f_{ck} igual a 25,0 MPa e aço CA 50.

Este exemplo mostra que esta laje resiste a um TRRF superior a 60 minutos, chegando próximo dos 90 minutos, conforme visto na análise gráfica.

LAJES

Determinação dos Esforços Resistentes

Dados de Entrada:

h laje:	12 cm
fck:	25,0 MPa
Aço CA:	50
Cobrimento:	2,00 cm
Momento resistente:	809,8 kN x cm
ϕ da armadura adotada:	6,30 mm
As real:	2,83 cm ²

Momento resistente em situação de incêndio

TRRF (min)	Temp. aço (°C)	Ks	Rst (kN)	x_{LN} (cm)	M calculado (kNcm)	M adotado (kNcm)	Verif. Resultado
30	315	1,0000	141,69	1,34	1.302	810	RESISTE
60	495	0,7910	112,08	1,17	1.038	810	RESISTE
90	605	0,4580	64,90	0,88	608	608	NÃO RESISTE
120	687	0,2612	37,01	0,68	349	349	NÃO RESISTE

Obs.: Caso o momento não tenha sido calculado (resultado = "#ND"), aumentar incremento utilizado para determinação da linha neutra do TRRF respectivo na tabela abaixo:

Incremento utilizado para determinação da linha neutra

TRRF	Incremento	TRRF	Incremento
30	0,1	90	0,1
60	0,1	120	0,1

LAJES**Determinação dos Esforços Resistentes**

Dados de Entrada:

h laje :	12 cm
fck :	25,0 MPa
Aço CA :	50
Cobrimento :	2,00 cm
Momento resistente. :	809,8 kN x cm
ϕ da armadura adotada :	6,30 mm
As real :	2,83 cm ²

Momento resistente em situação de incêndio

TRRF (min)	Temp. aço (°C)	Ks	Rst (kN)	x_{LN} (cm)	Mr calculado (kN.cm)	Mr adotado (kN.cm)	Verif. Resultado
30	315	1,0000	141,69	1,34	1.302	810	RESISTE
60	495	0,7910	112,08	1,17	1.038	810	RESISTE
90	605	0,4580	64,90	0,88	608	608	NÃO RESISTE
120	687	0,2612	37,01	0,68	349	349	NÃO RESISTE

Obs.: Caso o momento não tenha sido calculado (resultado = "#N/D"), aumentar incremento utilizado para determinação da linha neutra do TRRF respectivo na tabela abaixo:

Incremento utilizado para determinação da linha neutra

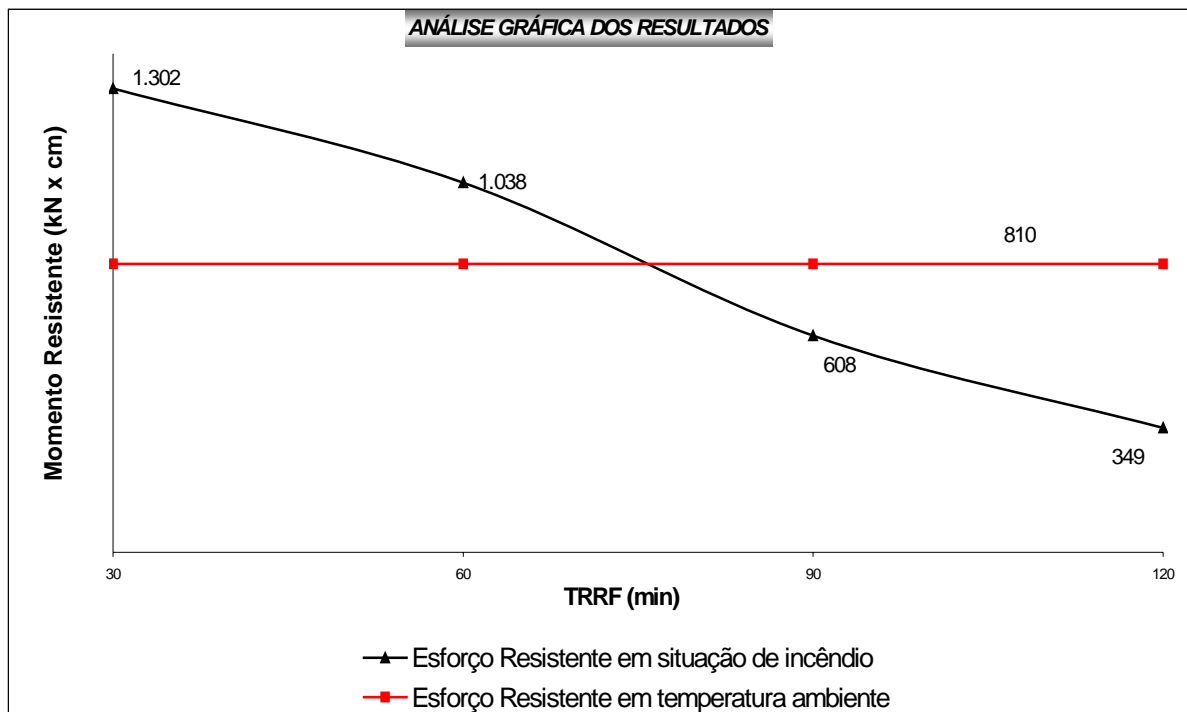
TRRF	Incremento	TRRF	Incremento
30	0,1	90	0,1
60	0,1	120	0,1

UM MÉTODO GERAL DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

LAJES

h laje :	12 cm
fck :	25,0 MPa
Aço CA :	50
Cobrimento :	2,00 cm
Momento resist. 20° :	810 kN x cm

TRRF	Esforço resistente em situação de incêndio
30	1.302
60	1.038
90	608
120	349



EXEMPLO 2

O exemplo 2 verifica uma laje com altura de 10 cm, submetida a um momento fletor de 500 kN x cm, cobrimento da armadura igual a 2,5 cm, f_{ck} igual a 20,0 MPa e aço CA 60.

Este exemplo tem como objetivo comparar os valores encontrados no método Geral com os valores obtidos através do método Simplificado. A tabela abaixo apresenta os valores comparativos:

Tabela 6.2 – Valores comparativos dos resultados obtidos pelo Método Geral e Simplificado do exemplo 2

TRRF	k_s		R_{st} (kN)		x_{LN} (cm)		M_r (kN x cm)	
	Geral	Simplif.	Geral	Simplif.	Geral	Simplif.	Geral	Simplif.
30	1,0000	1,0000	130,90	130,90	1,31	1,15	883	823
60	0,7996	0,9383	104,67	122,73	1,15	1,08	713	775
90	0,4783	0,6837	62,61	89,43	0,90	0,82	433	575
120	0,2292	0,5063	30,00	66,22	0,64	0,63	211	430

Segundo o Método Geral, este exemplo mostra que a laje resiste a um TRRF superior a 60 minutos. Pelo Método Simplificado, a laje resiste a um TRRF superior a 90 minutos. Também neste exemplo, o método Geral mostra-se mais conservador.

EXEMPLO 3

O exemplo 3 analisa a mesma laje do exemplo 2, porém adotando aço CA-50 ao invés de aço CA-60, adotado no exemplo 2.

Também neste caso, a laje suporta um incêndio de TRRF superior a 60 minutos, mas apresenta valores mais baixos. Neste exemplo, a armadura possui menor tensão de escoamento (CA 50), mas em contrapartida, a redução das propriedades mecânicas do aço é inferior à redução das propriedades para o aço do exemplo 2 (CA 60). Veja tabela 3.2.

EXEMPLO 4

O exemplo 4 analisa uma laje com altura de 8 cm, submetida a um momento fletor de 250 kN x cm, cobrimento da armadura igual a 2,0 cm, f_{ck} igual a 25,0 MPa e aço CA 60.

Este exemplo tem como objetivo mostrar que mesmo uma laje de pequena espessura resiste a um TRRF de 60 minutos.

EXEMPLO 5

O exemplo 5 analisa a mesma laje do exemplo 4, mas aumenta-se o cobrimento da armadura para 2,5 cm.

A análise gráfica mostra que esta laje resiste a um TRRF superior a 60 minutos.

EXEMPLO 6

O exemplo 6 verifica uma laje com altura de 15 cm, submetida a um momento fletor de 1200 kN x cm, cobrimento da armadura igual a 2,5 cm, f_{ck} igual a 25,0 MPa e aço CA 50.

Este exemplo tem como objetivo mostrar que uma laje de espessura elevada resiste a um TRRF de 90 minutos.

6.4 – VIGAS

EXEMPLO 1

O exemplo 1 verifica uma viga com largura de 30 cm e altura de 60 cm, submetida a um momento fletor positivo de 8000 kN x cm, cobrimento da armadura igual a 2,5 cm, f_{ck} igual a 20,0 MPa e aço CA 50.

Este exemplo tem como objetivo comparar os valores encontrados no método geral com os valores obtidos através do método simplificado proposto por SOARES (2003). A tabela abaixo apresenta os valores comparativos:

Tabela 6.3 – Valores comparativos dos resultados do exemplo 1.

TRRF	R_{st} (kN)		x_{LN} (cm)		Mr (kN x cm)	
	Geral	Simplif.	Geral	Simplif.	Geral	Simplif.
30	245,44	250,00	9,60	7,55	12947	13339
60	192,86	201,25	8,82	6,66	10241	10809
90	119,16	112,50	6,99	4,22	6418	6152
120	70,71	75,00	5,51	3,02	3849	4138

Em temperatura ambiente, o momento fletor resistente a 20° C calculado vale 8081,2 kN x cm. Vale lembrar que os valores obtidos em situação de incêndio na tabela anterior são apenas comparativos e não devem, em hipótese alguma, superar o valor do momento resistente em temperatura ambiente.

Segundo o Método Geral, este exemplo mostra que esta viga resiste a um TRRF superior a 60 minutos. Pelo Método Simplificado, a viga também apresenta resultados próximos, mas também neste exemplo, o método Geral mostra-se mais conservador.

UM MÉTODO GERAL DE CÁLCULO PARA VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

VIGAS SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR

Dados de Entrada:

Momento fletor atuante :	8000,0 kN x cm
Cobrimento da armadura :	2,50 cm
fck :	20,0 MPa
Aço CA :	50
Base :	30 cm
Altura :	60 cm
Bitola dos estribos :	5,0 mm
As de flexão calculado :	4,81 cm ²
Número de barras na flexão :	4
Bitola da armadura de flexão :	12,5 mm
As de flexão existente :	4,91 cm ²

Momento Positivo ou negativo?	+
-------------------------------	---

Convenção: + (positivo); - (negativo)

Coordenadas das barras:

Barra	Coord. centro gravidade	
	x (m)	y (m)
1	0,03625	0,03625
2	0,1121	0,03625
3	0,1879	0,03625
4	0,26375	0,03625
5		
6		
7		
8		
9		
10		

CONVENÇÃO:

Dado de entrada

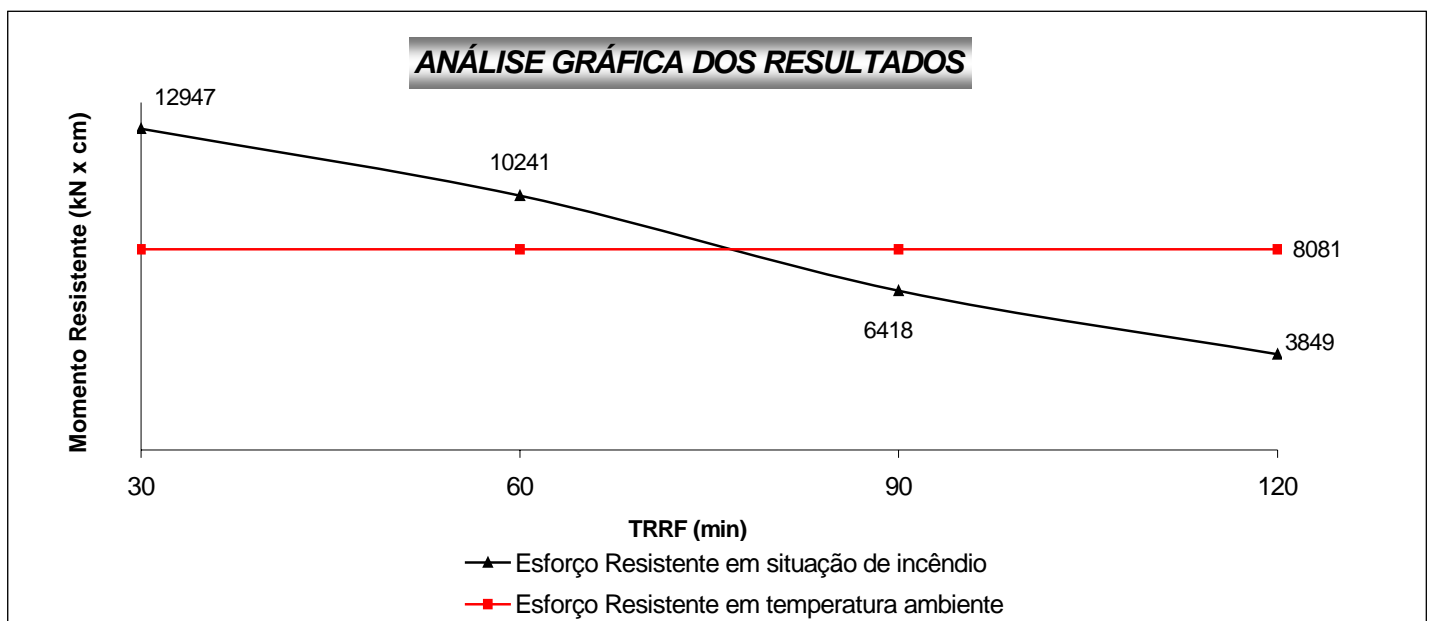
Seções verificadas em incêndio

Seção	b (cm)	h (cm)
1	12	20
2	12	30
3	12	40
4	12	50
5	12	60
6	14	20
7	14	30
8	14	40
9	14	50
10	14	60
11	14	70
12	20	30
13	20	40
14	20	50
15	20	60
16	20	70
17	20	80
18	30	50
19	30	60
20	30	70

VIGAS SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR

Base :	30 cm
Altura :	60 cm
fck :	20,0 MPa
Aço CA :	50
Cobrimento :	2,5 cm
Momento resist. 20° :	8081,2 kN x cm

TRRF	Esforço resistente em situação de incêndio
30	12947
60	10241
90	6418
120	3849



EXEMPLO 2

O exemplo 2 verifica a mesma viga do exemplo 1, porém submetido a um momento negativo.

Este exemplo tem como objetivo comparar os valores encontrados no método geral com os valores obtidos através do método simplificado. A tabela abaixo apresenta os valores comparativos:

Tabela 6.4 – Valores comparativos dos resultados do exemplo 2.

TRRF	Mr (kN x cm)	
	Método Geral	M. Simplificado
30	12694	13152
60	12346	12871
90	11157	10959
120	9710	9337

Segundo o Método Geral, este exemplo mostra que a viga resiste a um TRRF de 120 minutos. Pelo Método Simplificado, a viga apresenta resultados próximos, mas também neste exemplo, o método Geral mostra-se mais conservador, nos primeiros tempos requeridos de resistência ao fogo.

EXEMPLO 3

O exemplo 3 verifica uma viga com largura de 20 cm e altura de 40 cm, submetida a um momento fletor positivo de 7000 kN x cm, cobrimento da armadura igual a 3,0 cm, f_{ck} igual a 25,0 MPa e aço CA 50.

Neste exemplo, a viga suporta um TRRF superior a 60 minutos.

EXEMPLO 4

O exemplo 4 analisa a mesma viga do exemplo 3, porém, sujeita a um momento fletor negativo.

Neste caso, a viga suporta até um TRRF de 90 minutos.

EXEMPLO 5

O exemplo 5 verifica uma viga com largura de 20 cm e altura de 80 cm, submetida a um momento fletor positivo de 16000 kN x cm, cobrimento da armadura igual a 3,0 cm e f_{ck} igual a 25,0 MPa.

Este exemplo tem como objetivo comparar uma viga de mesma largura e armação da viga tratada no exemplo 3, mas com altura superior.

A análise gráfica mostra que esta viga resiste a um TRRF superior a 60 minutos, resultado próximo ao obtido no exemplo 3. Isto ocorre porque a partir de determinada altura, valor este próximo dos 17 centímetros medidos a partir da face mais exposta ao fogo, a temperatura nos pontos da seção transversal torna-se praticamente a mesma. Sendo assim, a variação das propriedades do concreto torna-se constante e a altura da viga não vai influenciar significativamente, para o caso de momento fletor positivo, cujas faces comprimidas do concreto são as faces menos expostas ao fogo.

EXEMPLO 6

O exemplo 6 analisa a mesma viga do exemplo 5, porém, sujeita a um momento fletor negativo.

Neste caso, a viga suporta um incêndio de TRRF igual a 120 minutos. No caso de momento negativo, o concreto sofre maior redução porque neste caso ele está sujeito a maiores variações de temperatura. Entretanto, o aço sofre menor redução

e o valor da força que calcula o momento resistente é maior o suficiente para se garantir maior valor para o momento resistente em caso de incêndio.

7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho enfatizou-se que os materiais sofrem alterações nas propriedades físicas e mecânicas em decorrência da elevação da temperatura. Nos metais, apenas as propriedades mecânicas são reduzidas em uma situação de incêndio mantendo-se inalterada sua integridade geométrica. No concreto e também na madeira, além das propriedades mecânicas, a área resistente também pode ser reduzida. Na madeira isso ocorre devido à carbonização e no concreto devido ao lascamento.

O concreto possui qualidades apreciáveis que muito o favorecem em uma situação de incêndio. Ele é um material incombustível, de baixa condutividade térmica e não desprende gases tóxicos quando submetido ao calor. Entretanto, o concreto fissa e lasca, reduzindo sua seção resistente e expondo a armadura a elevadas temperaturas.

Quantificar esses fenômenos, que ocorrem mais facilmente em concretos de alta resistência é tarefa difícil, pois o concreto é um material que não possui propriedades bem definidas como o aço, por exemplo.

Entretanto, neste trabalho desenvolveu-se um método geral de cálculo capaz de verificar elementos estruturais em situação de incêndio seguindo as prescrições da ABNT NBR 15200:2004, que não levam em conta os fenômenos descritos anteriormente.

O uso de um Método Geral pressupõe valores mais precisos da distribuição de temperatura em qualquer seção transversal, obtidos em um programa de análise térmica. No presente trabalho, utilizou-se o programa Thersys proposto por RIBEIRO (2004).

A principal vantagem do Método Geral em relação ao Método Simplificado proposto por SOARES (2003), além do fato de usar valores mais precisos da distribuição de temperatura, consiste na limitação do Método Simplificado no uso das seções transversais. Este último é dependente de curvas isotérmicas presentes apenas em literatura estrangeira cujas seções nem sempre são usuais no Brasil.

Ao realizar comparações entre os Métodos Geral e Simplificado, percebe-se que o primeiro apresenta-se mais conservador. Uma das razões que explicam tal diferença é a determinação das distribuições de temperatura nas seções transversais. Normalmente, a temperatura nos pontos da seção transversal dos elementos estudados é superior à temperatura obtida pelo método simplificado que vale-se de curvas isotérmicas encontradas apenas em literatura estrangeira.

Outro fator que diferencia os dois métodos é a maneira de se obter os coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço e do concreto. No Método Geral, que adota os valores prescritos na ABNT NBR 15200:2004, esta redução é superior aos valores propostos no método simplificado.

No caso das lajes, por exemplo, o Método Geral apresenta valores de temperatura obtidos pelo programa Thersys, aproximadamente 40% superiores ao Método Simplificado, que utiliza a tabela de variação de temperaturas proposta pela ABNT NBR 14323:1999. Segundo RIBEIRO (2003), esta divergência ocorre devido às propriedades térmicas do concreto serem totalmente dependentes dos

agregados utilizados, tipo de cimento, traço, processo de cura e presença de umidade nos poros e microporos. Dessa forma, as propriedades reais do concreto utilizado nos ensaios que geraram os dados do Método Simplificado raramente serão as mesmas utilizadas no modelo numérico, explicando-se, então, esta divergência.

Analisando a temperatura nos elementos, foi possível concluir que a temperatura nas barras de aço que compõem o concreto armado possuem praticamente a mesma temperatura do concreto em sua volta. A temperatura no aço depende de sua posição (indiretamente do cobrimento) e das dimensões da seção transversal. Assim sendo, na determinação das temperaturas nos elementos estruturais foram considerados todos os elementos de concreto e a temperatura no aço adotada igual à do concreto.

Este trabalho é um primeiro estudo de um “Método Geral de Cálculo” para verificação de estruturas de concreto submetidas ao fogo. Com o objetivo de aumentar os conhecimentos com relação ao comportamento das estruturas de concreto em situação de incêndio sugere-se:

- Consideração de armadura dupla em vigas;
- estudo de outras seções transversais;
- considerações diferentes para a condição de incêndio nos elementos estruturais;
- estudo da flexão normal composta em pilares submetidos a uma situação de incêndio;
- análise do cisalhamento em peças sujeitas à ação do fogo;
- estudo da torção nos elementos estruturais quando submetidos ao fogo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo” – **NBR 5628**, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Ações e segurança na estrutura” – **NBR 8681**, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio” – **NBR 14323**, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto e execução de obras de concreto” – Texto de revisão da norma – ANEXO B – **NBR 6118**, 2001.

BERNARDES, G. F. – “Dimensionamento em situação de incêndio de perfis em aços estruturais convencionais e aços resistentes ao fogo”. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2002.

CEB – FIP MODEL CODE. “Design of concrete structures for fire resistance. Preliminar draft of appendix to the CEB – FIP Model Code”, 1982.

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

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Basis of design and actions on structures. Actions on structures exposed to fire.” (Part 2.2). Eurocode 1 – ENV 1995-2-2, Bruxelas, 1995.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Design of concrete structures. Structural fire design.” (Part 1.2). Eurocode 2 – ENV 1996-1-2, Bruxelas, 1996.

FAKURY, R. H. (2004). “Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio”. Notas de aulas do curso de pós-graduação em engenharia de estruturas, Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, março/junho – 2004.

FAKURY, R. H. e SILVA, N. A. (2000). “Análise das condições estruturais de elementos de concreto em situação de incêndio”. Relatório Técnico. Belo Horizonte, 2000.

FIGUEIREDO Jr., F. P. “Simulação via método dos elementos finitos da distribuição de temperatura em estruturas metálicas e mistas no caso de incêndio”. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2002.

ISO 834-1. Fire resistance tests – Elements of buildings construction, Part 1: General requirements. ISO – International Organization for Standardization. Geneva, 1999.

REVISTA TÉCHNE – Edição 88 ano 12 julho de 2004 – págs. 46 a 51 – Artigo: “Prova de fogo para os edifícios”- **COSTA**, C. N. , **STUCCHI**, F. R. , **SILVA**, V. P.

REVISTA TÉCHNE – Edição 99 ano 13 junho de 2005 – págs. 56 a 61 – Artigo: “Estruturas de concreto em situação de incêndio” - **LOTURCO**, B.

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.

SILVA, V. P. “Estruturas de aço em situação de incêndio” – Livro, USP, São Paulo: Zigurate, 2001.

SOARES, C. H. “Dimensionamento de Estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio em situação de incêndio”. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2002.

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.