



Centro Universitário de Brasília - UNICEUB

Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas - FATECS

Curso: Engenharia Civil

THAMIRES JULIANA RESENDE SILVA

**REDIMENSIONAMENTO DE LAJES E VIGAS DE UMA
ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO CONFORME NBR 15200:2012**

Brasília

2018

THAMIRES JULIANA RESENDE SILVA

**REDIMENSIONAMENTO DE LAJES E VIGAS DE UMA
ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO CONFORME NBR 15200:2012**

Trabalho de Curso apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB - Centro Universitário de Brasília.

Orientador: Eng.º Civil Jocinez Nogueira Lima, Msc. Estruturas e Construção Civil.

Brasília

2018

THAMIRES JULIANA RESENDE SILVA

**REDIMENSIONAMENTO DE LAJES E VIGAS DE UMA
ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO CONFORME NBR 15200:2012**

Trabalho de Curso apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB - Centro Universitário de Brasília.

Orientador: Eng.º Civil Jocinez Nogueira Lima, Msc. Estruturas e Construção Civil.

Brasília, 09 de agosto de 2018.

Banca Examinadora

Engº. Civil: Jocinez Nogueira Lima.
Msc. Estruturas e Construção Civil
Orientador

Engº. Civil: Erika Regina Castro
Examinador Interno

Engº. Civil: Matheus Nunes Reis
Examinador Externo

Agradecimentos

Agradeço a Deus, que me direcionou nessa jornada e me sustentou em todos os momentos, levando-me a perseverar mesmo diante das dificuldades;

Ao meu companheiro Daniel Augusto Franciscon Reis, pela paciência, compreensão e ajuda em todos os momentos;

Aos meus pais, Mário César da Silva e Jânia D'arc Resende Silva, que sempre me apoiaram e me incentivaram a alcançar os meus objetivos;

Aos meus tios Maria Antônia dos Ramos Silva (In Memoriam) e Luiz Antônio da Silva que me deram um lar e todo suporte necessário para concluir os estudos;

Aos meus sogros, Daniel Rodovalho Reis e Ana Lucia Franciscon pelo carinho e incentivo;

Aos meus colegas da faculdade pelos momentos de companheirismo e aprendizagem que me proporcionaram durante o curso;

Ao Engenheiro civil Matheus Nunes pelo apoio na realização deste trabalho;

Agradeço à equipe de professores e funcionários do UniCEUB, em especial a professora Erika Castro, que fizeram parte da minha formação acadêmica e que ao longo dos anos contribuíram com conhecimento;

Ao meu orientador Jocinez Nogueira Lima, pelo apoio e direcionamento neste trabalho.

RESUMO

A proteção da vida humana e bens patrimoniais torna-se de elevada importância a realização de projetos de segurança contra incêndio. Em decorrência de vários de casos de incêndio seguido de mortes, o Brasil se viu na necessidade de implementar leis e a induzir estudos para os casos de incêndio, sendo a última divulgação do assunto com a norma NBR 15200 (2012), Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, publicada em 2012. O concreto possui propriedades significativas quanto à resistência ao fogo. Porém com a elevação da temperatura há uma redução considerável de resistência dos elementos estruturais, podendo levar a edificação ao colapso. Para demonstrar tal fenômeno, são apresentadas na revisão bibliográfica o comportamento do aço e do concreto submetidos a altas temperaturas. O presente trabalho tem por objetivo demonstrar um comparativo de dimensionamento das lajes e vigas de um projeto de concreto armado, atendendo os requisitos da NBR 6118 (2014) - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento e as verificações de segurança em situação de incêndio segundo a NBR15200 (2012), demonstrando também a diferença de quantitativos. A partir dos resultados obtidos poderá concluir se houve impacto ou não do redimensionamento da estrutura, demonstrando assim importância da utilização das normas em relação a incêndio nos projetos estruturais.

Palavras-Chave: Incêndio, estruturas de concreto armado, dimensionamento.

ABSTRACT

The protection of human life and property is of high importance to carry out fire safety projects. As a result of several fire cases followed by deaths, Brazil found itself in need of implementing laws and inducing studies for fire cases, the latest disclosure of which was subject to the NBR 15200 (2012) standard, concrete in a fire situation, published in 2012. Concrete has significant properties regarding fire resistance. However, with the elevation of the temperature there is a considerable reduction of resistance of the structural elements, being able to lead the building to the collapse. In order to demonstrate such phenomenon, the behavior of steel and concrete subjected to high temperatures are presented in the bibliographic review. The present work has the objective of demonstrating a comparative dimensioning of the slabs and beams of a reinforced concrete project, meeting the requirements of NBR 6118 (2014) - Concrete Structures Project - Procedure and fire safety checks according to NBR15200 (2012), also showing the difference of quantitative. From the results obtained, it will be possible to conclude whether or not there was an impact of the resizing of the structure, thus demonstrating the importance of the use of the norms in relation to fire in the structural projects.

Keywords: Fire, reinforced concrete structures, sizing.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Curva temperatura x tempo de um incêndio real	23
Figura 2 - Curva padrão temperatura - tempo (material celulósico)	26
Figura 3 - Curva padrão temperatura x tempo para hidrocarbonetos.....	26
Figura 4 - Desempenho dos meios de proteção no comportamento do incêndio real.	27
Figura 5 - Redução da resistência a tração em função da temperatura	29
Figura 6 - Tensões do concreto endurecido em altas temperaturas.	30
Figura 7 - Distribuição de temperatura em função da distância da superfície exposta ao fogo.	32
Figura 8 - Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura	33
Figura 9 - Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.	34
Figura 10 - Densidade do concreto.	37
Figura 11 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura	38
Figura 12 - Fator de redução do módulo da resistência do aço em função da temperatura	39
Figura 13 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.	41
Figura 14 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.	42
Figura 15 - Conceito do tempo equivalente.....	45
Figura 16 - Distâncias c_1 e c_{1l}	59
Figura 17 - Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal de vigas.....	60
Figura 18 - Envoltória de momentos fletores.....	61
Figura 19 - Tipos de vigotas pré-moldadas	65
Figura 20 - Vigota treliçada	66
Figura 21 - Seção transversal da laje treliçada	66
Figura 22 - Arranjo estrutural do edifício	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Temperaturas de acordo com a curva padrão ISO 834	25
Tabela 2 - Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{c,k}$ para concretos de massa específica normal (2 000 kg/m ³ a 2 800 kg/m ³) preparados com agregados predominantemente silicosos.....	35

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos.	47
Quadro 2 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação.	48
Quadro 3 - Fatores das medidas de segurança contra incêndio	51
Quadro 4 - Risco de ativação (γ_s2)	52
Quadro 5 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes nas combinações excepcionais.....	55
Quadro 6 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis nas combinações excepcionais.....	55
Quadro 7 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.....	55
Quadro 8 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.	58
Quadro 9 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos	59
Quadro 10 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas.....	62
Quadro 11 -Dimensões mínimas para lajes contínuas.....	62
Quadro 12 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelos	62
Quadro 13 -Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas.	63
Quadro 14 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas.c	63
Quadro 15 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção..a	64
Quadro 16 - Classe de agressividade ambiental (CCA).....	69
Quadro 17 - Resultado das lajes redimensionadas.....	70
Quadro 18 - Quantitativo das lajes do pavimento superior.....	73

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 - Temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C) - ISO 834 (1999).....	24
Equação 2 - Temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C) - Eurocode 1 (2002).....	26
Equação 3 - Resistência característica à compressão do concreto	34
Equação 4 - Alongamento da peça de concreto provocado pela temperatura	35
Equação 5 - Variação da densidade do concreto para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115^{\circ}\text{C}$	36
Equação 6 - Variação da densidade do concreto para $115^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200^{\circ}\text{C}$	36
Equação 7 - Variação da densidade do concreto para $200^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400^{\circ}\text{C}$	36
Equação 8 - Variação da densidade do concreto para $400^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$	36
Equação 9 - Resistência ao escoamento do aço de armadura passiva	40
Equação 10 - Módulo de elasticidade de armadura passiva	41
Equação 11 - Alongamento do aço provocado pela temperatura	42
Equação 12 - Tempo equivalente (minutos)	50
Equação 13 - Característica da edificação	51
Equação 14 - Fator adimensional associado à ventilação do ambiente e à altura do compartimento analisado	52
Equação 15 - Valor de cálculo da ação.....	54
Equação 16 - Redução do cobrimento c_1	58
Equação 17 - mínima área de armaduras negativas na seção localizada na distância "x"	60
Equação 18 - distância média à face do concreto	61

LISTA DE SÍMBOLOS

θ_0 - Temperatura dos gases do ambiente

θ_g - Temperatura dos gases quentes no ambiente

t – Tempo

$f_{c,\theta}$ - Resistência à compressão quando o concreto está sujeito a altas temperaturas

$k_{c,\theta}$ - Fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ

θ - Temperatura dos gases do ambiente

$f_{c,k}$ - Resistência característica à compressão do concreto em situação normal

Δl - Alongamento da peça de concreto provocado pela temperatura

l - Comprimento da peça a 20°C

θ_c - Temperatura do concreto

$\rho(\theta)$ - Variação da densidade do concreto com a temperatura

$f_{y,\theta}$ - Resistência ao escoamento do aço da armadura passiva

$k_{s,\theta}$ - Fator de redução da resistência do aço na temperatura θ

f_{yk} - Resistência característica do aço de armadura passiva em situação normal

ε_{yi} - Deformação linear específica do aço

$E_{s,\theta}$ - Módulo de elasticidade de armadura passiva

$K_{Es,\theta}$ - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ

E_s - Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em situação normal

θ_a - Temperatura do aço

$f_{cd,\theta}$ - Valor de resistência de cálculo do concreto a uma determinada temperatura

$f_{ck,\theta}$ - Resistência característica do concreto a uma determinada temperatura

$f_{yd,\theta}$ - Valor de resistência de cálculo do aço a uma determinada temperatura

$f_{yk,\theta}$ - Resistência característica do aço a uma determinada temperatura

m^2 - Metros quadrados

h_s - Profundidade do solo

h - Altura da edificação

t_e - Valor que substitui o TRRF tabelado

$q_{fi,k}$ - Valor característico da carga de incêndio específica, conforme NBR 14432 (2001)

W - Fator que considera a influência da ventilação e da altura do compartimento

A_v - Área de ventilação vertical para o ambiente externo do compartimento

A_f - Área do piso do compartimento

A_h - Área de ventilação horizontal para o ambiente externo do compartimento

H - Altura do compartimento

γ_n - Fator de ponderação determinado por $\gamma_n = \gamma_{n1} \times \gamma_{n2} \times \gamma_{n3}$

γ_{n1} - Fator de ponderação da existência ou não de chuveiros automáticos

γ_{n2} - Fator de ponderação da existência ou não de brigada contra incêndio

γ_{n3} - Fator de ponderação da existência ou não de detecção automática

γ_s - Fator de ponderação determinado por $\gamma_s = \gamma_{s1} \times \gamma_{s2}$

A_f - Área do piso do compartimento

F_d - Valor de cálculo da ação

γ_{gi} - Coeficiente de ponderação das ações permanentes

$F_{Gi,k}$ - Valor característico das ações permanentes

$F_{Q,exc}$ - Valor da ação transitória excepcional

γ_q - Coeficiente de ponderação das ações variáveis

$\Psi_{0j,ef}$ - Fator de combinação efetivo utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis

ψ_0 - Fator de combinação

ψ_1 - Fator de redução

ψ_2 - Fator de redução

c_1 - Distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo

Δc_1 - Redução do cobrimento c_1 em milímetro

$S_{d,fi}$ - Valor de cálculo dos esforços solicitantes em situação de incêndio

S_d - Valor de cálculo dos esforços solicitantes em situação normal

$A_{s,calc}$ - Área de armadura calculada conforme a NBR 6118 (2014)

$A_{s,ef}$ - Área de armadura efetiva

b_w - Menor valor de largura da alma

b_{min} - Menor valor de largura da viga

b - Valor de largura da viga

x - Distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada

$A_{s,calc}(x)$ - Mínima área de armaduras negativas na seção localizada na distância " x "

$A_{s,calc}(0)$ - Área de armaduras negativas calculadas conforme NBR 6118 (2014)

l_{ef} - Comprimento efetivo do vão da viga determinado conforme NBR 6118 (2014)

c_m - Distância média à face do concreto

c_{1vi} - Distância da barra i , de área A_{si} , ao fundo da viga

c_{1hi} - Distância da barra i , de área A_{si} , à face lateral mais próxima

A_{si} - Área de armadura da barra i

h - Altura da viga

l_x - Menor dimensão da laje

l_y - Maior dimensão da laje

kgf - Quilograma força

tf - Tonelada força

$c_{1,original}$ - Cobrimento utilizado no projeto estrutural original

$\phi_{estribo}$ - Diâmetro do estribo

$c_{1,NBR\ 6118}$ - Cobrimento de acordo com a NBR 6118 (2014)

$\phi_{l,original}$ - Diâmetro da armadura longitudinal no projeto estrutural original

$b_{original}$ - Largura da viga utilizada no projeto estrutural original

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	17
2	OBJETIVOS.....	19
2.1.	Objetivo Geral	19
2.2.	Objetivos específicos	19
3	JUSTIFICATIVA.....	20
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
5	O INCÊNDIO	22
5.1.	Incêndio Real	23
5.2.	Incêndio Padrão	24
5.3.	Sistemas de proteção contra incêndios	27
6	ESTRUTURAS SUBMETIDAS A ALTAS TEMPERATURAS	29
6.1.	Comportamento do Concreto	30
6.1.1.	Propriedades físicas e mecânicas do concreto.....	34
6.2.	Comportamento do aço.....	37
6.2.1.	Propriedades físicas e mecânicas do aço.....	40
6.2.2.	Propriedades físico-térmicas do aço	42
6.3.	VALOR DE CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS.....	43
7	RESISTÊNCIA AO FOGO	44
7.1.	Tempos requeridos de resistência ao fogo	46
7.2.	Método do tempo equivalente	50
8	DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	53
8.1.	Ações e segurança segundo a NBR 8681 (2003)	53
8.2.	Determinação dos esforços solicitantes.....	54
8.3.	Método tabular segundo NBR 15200 (2012).....	56

8.3.1.	Redução do $C1$	57
8.3.2.	Vigas	58
8.3.3.	Lajes	61
9	METODOLOGIA	68
10	ANÁLISE E RESULTADOS	69
10.1.	Verificação estrutural em situação de incêndio	70
11	CONCLUSÃO	74
12	REFERÊNCIAS	76
	ANEXO A	79

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é composto basicamente de água, cimento, agregados miúdos e graúdos, aço e eventualmente aditivo. As estruturas de concreto armado é a mais utilizada no mundo por apresentar uma elevada resistência à compressão e devido a armação, tem capacidade de suportar uma boa quantidade de esforços à tração, permitindo assim vencer grandes vãos e grandes alturas, além de apresentar boa resistência ao fogo e ao tempo.

As estruturas de concreto quando expostas ao fogo causa redução da resistência e do módulo de elasticidade, além de provocar alteração dos esforços solicitantes em consequência das restrições às deformações de origem térmica (BUCHAMAN, 2001).

Silva, Valdir Pignatta et al. (2012), expõe uma série de tragédias no Brasil, que incentivou o estudo das medidas de segurança contra incêndio. Como exemplos podemos ter o Edifício Joelma, São Paulo, em 1974 que deixou 179 mortos, o qual foi um dos incêndios mais dramáticos da história brasileira e o Edifício Andraus também em São Paulo no ano de 1972, que em poucos minutos todo o edifício ficou destruído, entre outras inúmeras tragédias.

Apesar de estudos realizados, com normas e legislações o Brasil ainda é palco de tragédias envolvendo incêndios. A falta de fiscalização, a imprudência e as más condições de segurança ocasionaram a morte de mais de duas centenas de pessoas em 2013, na boate Kiss em Santa Catarina, Rio Grande do Sul. O acidente foi considerado a segunda maior tragédia no Brasil em número de vítimas em um incêndio, sendo superado apenas pela tragédia do Gran Circus Norte-Americano, ocorrida em 1961, em Niterói, que vitimou 503 pessoas.

O calor provoca uma degradação do concreto que reage por meio de fissuração excessiva, aumento de porosidade e lascamentos (“spalling”). O lascamento é uma reação ao calor da macroestrutura do concreto endurecido, que ocorre durante os primeiros minutos de incêndio, sendo ele gradual ou de caráter imprevisível. A

fissuração excessiva e o aumento de porosidade são uma reação ao calor da microestrutura do concreto, devido à heterogeneidade do material.

Alguns fatores podem influenciar na intensidade e na duração do incêndio em uma edificação, como a quantidade e características de materiais combustíveis existentes, condições de ventilação, forma geométrica e dimensão do local, condições climáticas, dentre outros.

Na revisão bibliográfica será abordada as características do incêndio, as diferenças das curvas temperatura x tempo de incêndio real e de incêndio-padrão adotadas nas análises estruturais, as fases de um incêndio, os mecanismos de propagação do fogo, as considerações sobre proteção ativa e passiva, os parâmetros empregados nos projetos de proteção contra incêndio.

Após essa parte introdutória será descrito como o concreto e o aço se comportam quando submetidos a altas temperaturas. Será discutido o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo, que pode ser explicado como um valor dado em função do risco de incêndio e de suas consequências, e varia de acordo com o tipo de uso e ocupação em que a estrutura está inserida. E em seguida será apresentado o Método do Tempo Equivalente, que é utilizado para reduzir o TRRF. Será também explicado o Método Tabular que é o mais utilizado no dimensionamento de estruturas quando submetidas a incêndio.

Na metodologia deste trabalho, é apresentado o objeto em estudo e suas características do dimensionamento de acordo com a NBR 6118 (2014) e em seguida as alterações que foram feitas para o projeto estar de acordo com a NBR 15200 (2012), demonstrando as diferenças encontradas nos dimensionamentos dos elementos estruturais. Podendo assim concluir o se o redimensionamento da estrutura de acordo com a NBR 15200 (2012) trás um impacto ou não sobre o dimensionamento de acordo com NBR 6118 (2014).

2 OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral, comparar os quantitativos de concreto e armadura das lajes e vigas de um edifício dimensionado em temperatura ambiente de acordo com a NBR 6118 (2014) e em temperaturas elevadas de acordo com a NBR 15200 (2012). Portanto com os resultados obtidos será possível concluir se há impacto ou não, de um dimensionamento da estrutura quando submetidas a incêndio.

2.2. Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- Analisar o comportamento dos materiais construtivos quando submetidos a ação do fogo;
- Apresenta os procedimentos de cálculo da NBR 15200 (2012) facilitando seu entendimento e uso;
- Analisar e redimensionar um projeto estrutural de concreto armado atendendo as exigências da NBR 15200 (2012), em seguida levantar um debate sobre sua utilização.
- Comparar a variação de quantitativos entre os projetos.

3 JUSTIFICATIVA

Como é sabido está em vigor desde 2004 a norma para Projetos de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio a NBR 15200, que foi atualizada em 2012 definindo que as estruturas de concreto armado de maior porte ou risco devem atender com rigor as situações de incêndio, com finalidade de limitar o risco a vida humana, a sociedade e ao patrimônio. Anteriormente existia a NBR 5627 (1970), qual foi extirpada em 2001, bem como outras publicações sobre o incêndio atuante em estruturas de concreto.

Ocorre que apesar da vasta documentação sobre o assunto, a aplicação dos modelos e normas, ainda não é muito utilizada nos projetos estruturais, pois os engenheiros e profissionais da área de engenharia na maioria das vezes não são cobrados por parte das construtoras, para que os projetos estruturais sejam verificados em situação de incêndio por não ser exigido em lei.

Em busca de soluções para minimizar a ocorrência de incêndios e também facilitar a reparação de danos quando ocorridos, torna-se cada vez mais importante estudar a aplicação das normas em estudos de casos, a fim de formar uma base de dados para nortear trabalhos futuros e para a divulgação dos métodos existentes.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A segurança contra incêndio tem como principal função a proteção à vida humana. Por esse motivo é essencial a realização de projetos de prevenção e combate a incêndio, com finalidade de reduzir vítimas fatais e patrimônios. O objetivo é evitar o colapso da estrutura para que haja tempo necessário para o cumprimento dos requisitos descritos na norma NBR 15200 (2012), que são:

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

Para que esses requisitos sejam atingidos, a estrutura precisa manter suas funções corta-fogo e de suporte em busca de:

- Reduzir o risco de incêndio;
- Controlar o fogo em estágios iniciais;
- Limitar a área exposta ao fogo (compartimento corta-fogo);
- Criar rotas de fuga;
- Facilitar a operação de combate ao incêndio;
- Evitar ruína prematura da estrutura, permitindo a fuga dos usuários e as operações de combate ao incêndio.

De acordo com a norma NBR 6118 (2014), as estruturas de concreto devem atender aos critérios mínimos de qualidade como: segurança a ruptura, condições plenas de utilização e resistência a influência ambientais durante a construção e serviço.

A norma NBR 15200 (2012) determina os critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio e a forma de corroborar com seu atendimento, conforme requisitos de resistência ao fogo estabelecidos na NBR 14432 (2001). Se aplica essa norma em projetos de estrutura de acordo com a NBR 6118 (2014).

5 O INCÊNDIO

Ação térmica ocorre na estrutura por meio do fluxo de calor que reage através de mecanismos de convecção, radiação e condução, esses fatores provocam a propagação do incêndio.

Radiação, é calor propagado através de ondas de um corpo em alta temperatura para outro em temperatura mais baixa. Em um compartimento o calor se propaga através de ondas causadas pela diferença de temperatura entre elementos estruturais de um mesmo ambiente em chamas.

Convecção é o processo no qual o calor flui, envolvendo movimentação de mistura de fluidos, ocasionado pela diferença de densidades entre os gases com diferentes temperaturas no ambiente em chamas, esse movimento é responsável por transferir calor para os elementos estruturais no compartimento.

Condução, ocorre no interior da estrutura, transmitindo o calor de molécula a molécula no interior da peça de concreto.

O incêndio é representado por meio de curvas que fornece a temperatura dos gases em função ao tempo de incêndio, permitindo estimar a máxima temperatura atingida pelas peças estruturais. É de costume empregar-se em projetos de estruturas em situação de incêndio, a curva padronizada temperatura-tempo definida na ABNT NBR 5628 (2001) - Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo, que é similar à da ISO 834 (1999). No entanto, essa curva não representa o incêndio real.

Por sua vez as curvas paramétricas contidas no Eurocode 1 (2002) apresentam resultados mais realísticos que a de incêndio-padrão, já que levam em conta o grau de ventilação, carga de incêndio e características físico-térmicas dos materiais dos componentes da vedação, ou seja, cada compartimento deveria ser projetado para uma curva diferente.

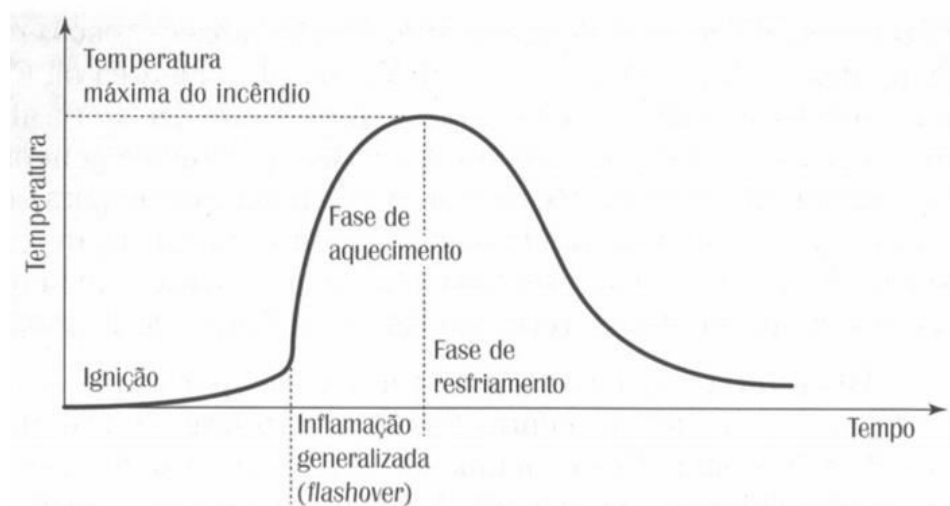
5.1. Incêndio Real

De acordo com Silva (2012), a principal característica de um incêndio no que diz respeito a análise de estruturas de concreto armado, é curva que relaciona a temperatura média dos gases quentes em função do tempo de incêndio.

O incêndio real é representado por uma curva que relaciona aumento de temperatura com o tempo. Assim com o aumento da temperatura temos o ramo ascendente, que culmina com o aumento da temperatura dos gases no compartimento, e outro ramo o descendente, que representa o estágio de resfriamento.

Em consequência da quantidade de variáveis existentes em um incêndio real, torna-se extremamente complexa a montagem da curva, por esse motivo não é usual a aplicação desse modelo na verificação de estruturas. Um incêndio real é caracterizado por três principais fases conforme ilustrado na figura a seguir:

Figura 1 - Curva temperatura x tempo de um incêndio real



Fonte: Silva (2012)

- Ignição - é definida como o início da combustão, com aumento gradual da temperatura, geralmente nesse momento não há risco por

desabamento estrutural, apenas ameaça a vida humana, pois fumaça gerada dos materiais queimados é tóxica, sendo essa fase denominada como *pré-flashover*.

- Aquecimento - Essa fase é definida como aumento súbito da temperatura a partir do instante conhecido como flashover ou instante de inflamação generalizada, onde todo material combustível existente entra em combustão e os gases do ambiente entra em máxima temperatura até a queima total do material combustível.
- Resfriamento - acontece quando a temperatura dos gases no ambiente é reduzida.

5.2. Incêndio Padrão

A curva que caracteriza o incêndio padrão possui apenas um ramo ascendente, conseqüentemente a temperatura dos gases é sempre crescente em relação ao tempo, independente das características do ambiente e da carga de incêndio.

É importante salientar que essa curva não representa uma situação de incêndio real, em virtude da variação de um ambiente para o outro. Para simplificar os procedimentos de ensaios e projetos de estruturas, o incêndio foi padronizado por curvas nominais.

As normas NBR 14432 (2001) e NBR 5628 (2001) recomendam a equação 1 para a elevação padronizada de temperatura em função do tempo, com base na ISO 834 (1990).

$$\theta_g = 345 \log_{10} (8t + 1) + \theta_{g,0} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

θ_g = temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C)

$\theta_{g,0}$ = temperatura dos gases no instante $t = 0$, geralmente admitida 20 °C

t = tempo (min)

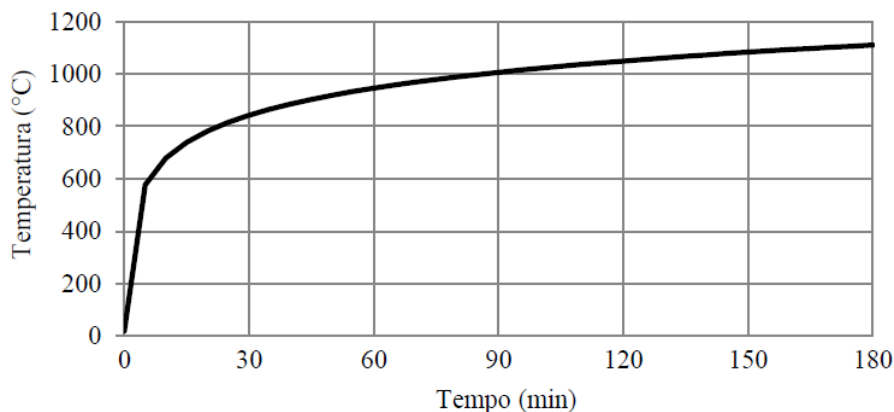
Com base na equação 1, tem-se a Tabela 1 e a Figura 2.

Tabela 1 - Temperaturas de acordo com a curva padrão ISO 834

Tempo (min)	Temperatura - θ_g (°C)
0	20
5	576
10	678
15	739
20	781
25	815
30	842
35	865
40	885
45	902
50	918
55	932
60	945
65	957
70	968
75	979
80	988
85	997
90	1006
95	1014
100	1022
105	1029
110	1036
115	1043
120	1049
125	1055
130	1061
135	1067
140	1072
145	1077
150	1082
155	1087
160	1092
165	1097
170	1101
175	1106
180	1110

Fonte: NBR 5628 (2001)

Figura 2 - Curva padrão temperatura - tempo (material celulósico)



Fonte: Silva (2012)

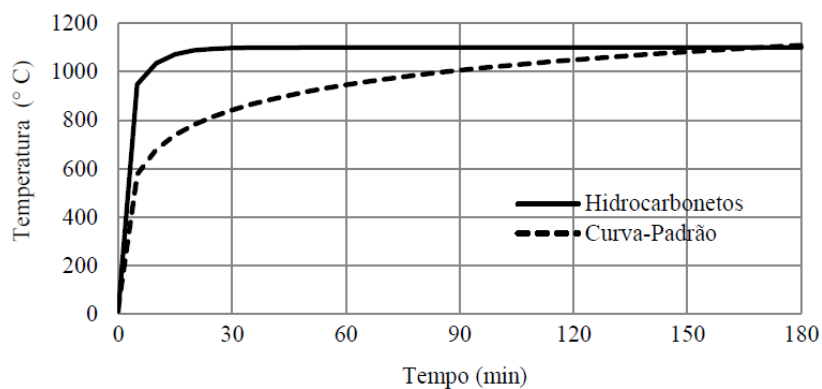
Segundo Silva, Valdir Pignatta et al. (2012), "A curva ISO 834 é aplicável a incêndios em que a carga de incêndio é, em termos de potencial calorífico, similar à madeira (papel, pano, palha etc.). Quando a carga de incêndio é formada por material cuja origem é hidrocarboneto (derivados de petróleo), o incêndio é mais severo e outra curva deve ser usada."

O Eurocode 1 (2002), recomenda para esses casos a equação 2.

$$\theta_g = 1.080 \cdot (1 - 0,33 e^{-0,17 t} - 0,68 e^{-2,50 t}) + 20 \quad (\text{Equação 2})$$

Com base na equação 2, tem-se a Figura 3.

Figura 3 - Curva padrão temperatura x tempo para hidrocarbonetos.

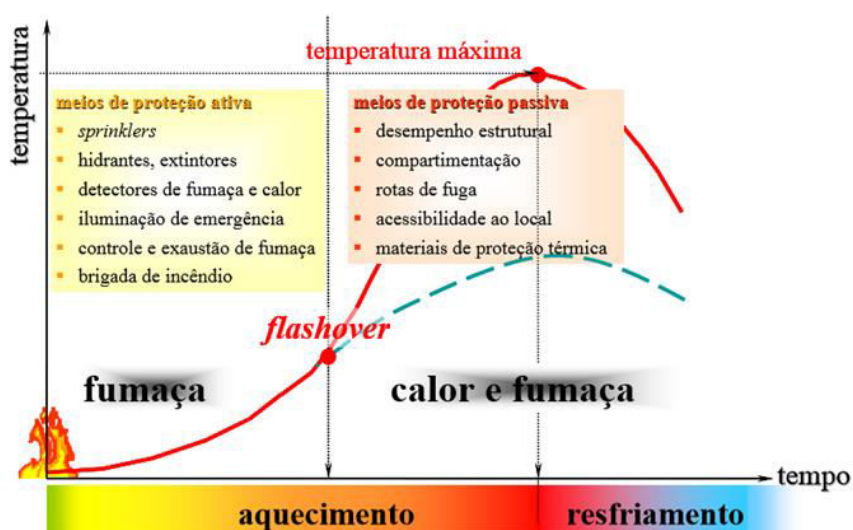


Fonte: Silva (2012)

5.3. Sistemas de proteção contra incêndios

A segurança contra incêndio das estruturas é garantida pela adaptação dos sistemas de proteção ativa e passiva (Figura 4), com o intuito de facilitar a fuga de usuários e o ingresso de pessoas para ações de combate ao fogo.

Figura 4 - Desempenho dos meios de proteção no comportamento do incêndio real.



Fonte: COSTA (2008)

O sistema de proteção ativa é composto basicamente de equipamentos e instalações prediais que em caso de incêndio são acionados de forma manual ou automática. Esse sistema é de extrema importância no combate ao incêndio antes do flashover, se esses meios forem suficientes, o incêndio pode ser controlado e suprimido, assim a estrutura estará segura não havendo a necessidade de verificação.

Os meios de proteção passivos são efetivos após o flashover, é composto por meios de proteção incorporados à edificação a fim de facilitar a fuga dos usuários e quando necessárias, as ações de combate ao incêndio e minimizar a propagação das chamas para outras dependências da edificação ou para edificações vizinhas.

São meios de proteção ativos os chuveiros automáticos (sprinklers), detectores de incêndio, extintores, hidrantes, sistema de iluminação de emergência, sistema de exaustão de fumaça, etc. e os meios de proteção passivos são as rotas de fuga

(corredores, escadas e passagens), compartimentação horizontal e vertical, uso de revestimentos que evita a propagação das chamas.

A segurança contra incêndio atualmente é considerada nos projetos arquitetônicos, elétrico e hidráulico, mas sabe-se que é de extrema importância que se deve considerar também nos projetos de estruturas, em consequência da perda de resistência dos elementos estruturais em situação de incêndio.

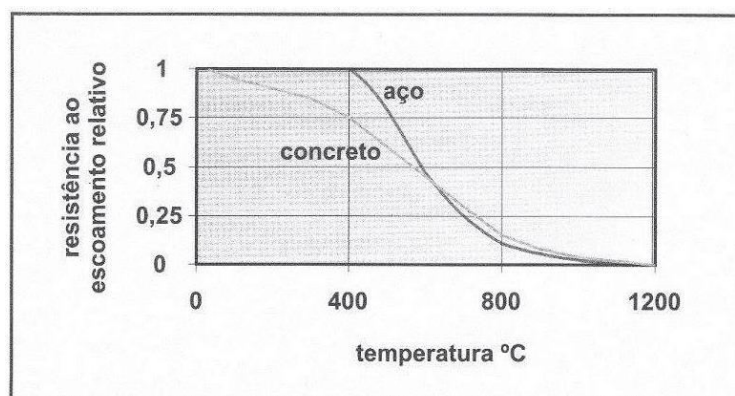
A compartimentação é o principal meio de segurança contra incêndio, tem como função evitar a propagação do incêndio para outros pavimentos, espaços ou cômodos da edificação.

6 ESTRUTURAS SUBMETIDAS A ALTAS TEMPERATURAS

O concreto é composto de materiais inertes (brita e areia) ligados por um aglutinante, o cimento. As barras de aço possuem saliências, o que garante a sua aderência ao concreto, transformando-se num material homogêneo. Também possui características térmicas como incombustibilidade e baixa condutividade térmica, além de não exalar gases tóxicos, por esse motivo o concreto possui alta resistência ao fogo.

No entanto, quando o concreto armado é submetido a temperaturas elevadas há uma alteração das suas propriedades mecânicas, como no módulo de elasticidade e na resistência à compressão e tração. Pressões nos poros devido à evaporação da umidade existente, forma tensões térmicas na microestrutura do concreto endurecido, havendo assim uma redução de resistência à tração quanto à compressão como visto na figura abaixo (figura 5).

Figura 5 - Redução da resistência a tração em função da temperatura



Fonte: Vargas e Silva (2003)

Na temperatura ambiente, o coeficiente de dilatação térmica do aço e do concreto é muito similar. Em elevadas temperaturas, o coeficiente de dilatação térmica do aço pode chegar a 30 vezes a do concreto, produzindo tensões importantes que estouram ou deslocam os cobrimentos, comprometendo o desempenho estrutural.

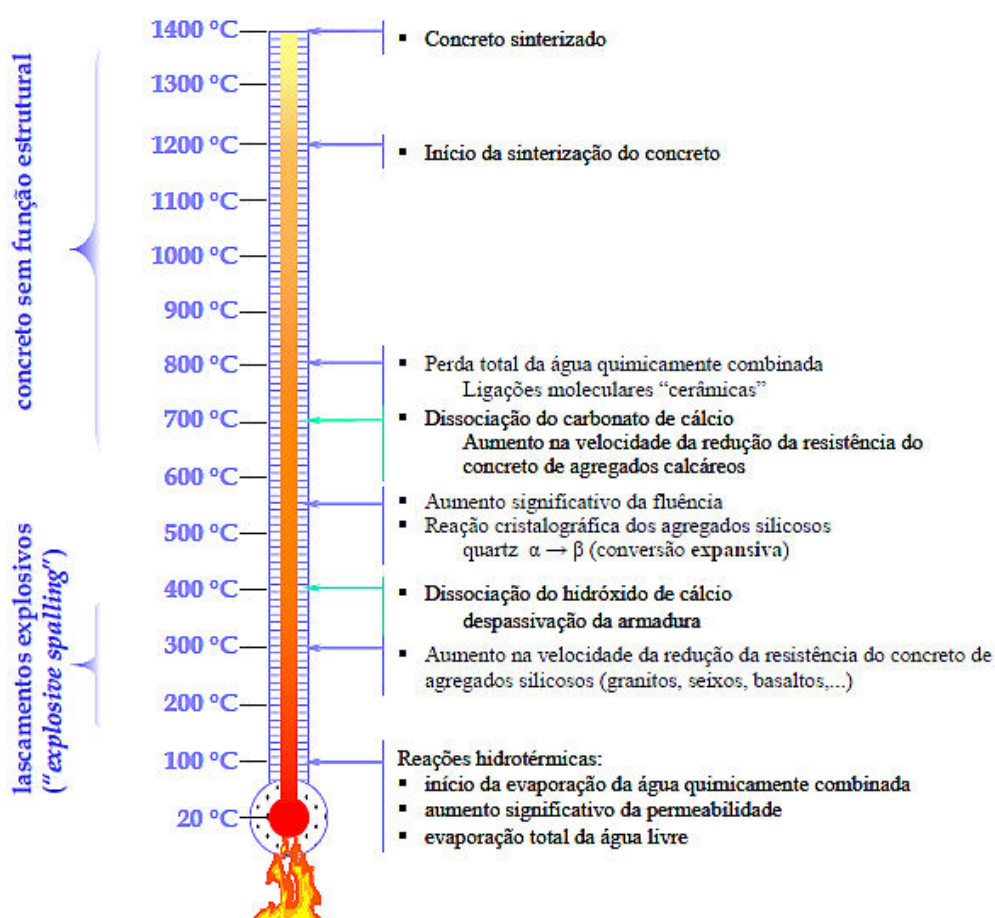
Para o bom dimensionamento na condição excepcional de incêndio devem ser feitos testes que determinem as propriedades do concreto, pois propriedades como

difusividade térmica, a condutividade térmica, calor específico, massa específica do concreto e dilatações térmicas influem diretamente no comportamento da estrutura.

6.1. Comportamento do Concreto

Como é sabido concreto quando submetidos ao fogo tem o valor das suas propriedades mecânicas é reduzido. A temperatura na microestrutura do concreto não se elevará acima dos 100°C enquanto a água livre não for totalmente evaporada, como visto na imagem abaixo (Figura 6).

Figura 6 - Tensões do concreto endurecido em altas temperaturas.



Fonte: Costa (2008)

A partir de 100 °C a água livre ou capilar do concreto começa a evaporar, retardando o aquecimento do concreto. De 200 a 300 °C, a evaporação se dá por completa, mas ainda não se percebe redução de resistência do concreto.

Taylor (1997) destaca que a partir dos 300°C ocorre uma contração exacerbada associada com a perda de água. Neste estágio, os agregados continuam se expandindo e as tensões resultantes podem resultar em perda de resistência, fissuração e o deslocamento do concreto.

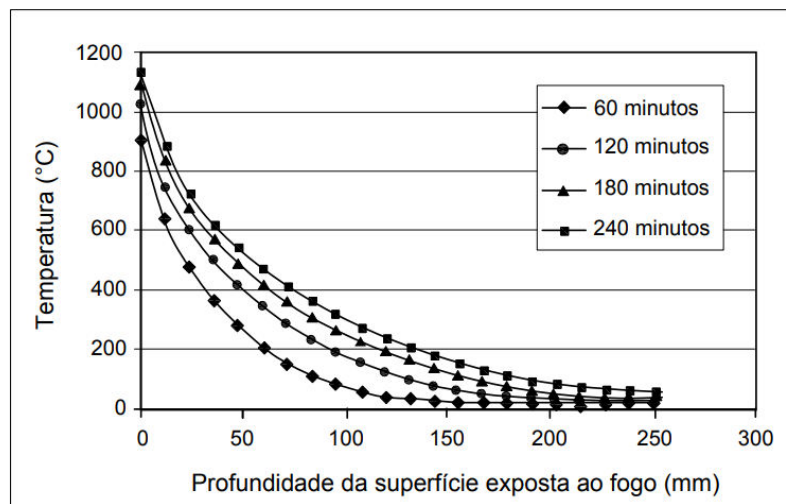
Quando a microestrutura não apresenta poros suficientes para liberação do vapor, acontecem os deslocamentos explosivo (“spalling”), sucedendo de forma abrupta e violenta, que podem ocorrer durante os 30 minutos iniciais de incêndio.

Com o “spalling”, há uma perda parcial da área resistente do concreto e expõe a armadura à ação do fogo e também o aquecimento progressivo das camadas do interior do concreto decorrente da perda de superfície.

Aos 400°C, uma parte do hidróxido de cálcio, procedente da hidratação dos silicatos se transforma em cal, é a chamada calcinação do concreto. Nessa temperatura ocorre um decréscimo de resistência da ordem de 20%. Dos 400 aos 600°C os agregados, que não têm o mesmo coeficiente de dilatação térmica, se expandem fortemente, dando início a desagregação do concreto. Quando atinge de 650°C a 900°C a resistência do concreto é muito pequena. A 1200°C o concreto começa a sinterizar-se e por final a 1400°C o concreto funde e se transforma num material calcinado sem resistência.

Conforme o incêndio se agrava, a temperatura alcança maiores profundidades na estrutura de concreto. A Figura 7 mostra a diferença de temperatura entre as camadas do concreto. Essas diferenças de temperatura geram as tensões térmicas citadas anteriormente e estas tensões podem originar também fissuras na zona de transição e a separação das camadas de concreto.

Figura 7 - Distribuição de temperatura em função da distância da superfície exposta ao fogo.



Fonte: Passuello (2011)

O fenômeno delaminação gradual (“sloughing”), ocorre quando a taxa de aquecimento é muito alta e pode ocorrer o deslocamento de grande extensão do revestimento sem o estilhaçamento explosivo, tem efeito progressivo, pois expõe novas camadas de concreto ao fogo, levando a novos descascamentos sucessivos e a perda de aderência entre a armadura e o seu revestimento. Outro fator que pode contribuir com esse deslocamento é a dilatação da armadura, pois o coeficiente de dilatação do aço difere bastante do concreto em elevadas temperaturas.

Neville (2016) cita que para o concreto curado, o módulo de elasticidade reduz em temperaturas superiores a 121 °C, entretanto, entre cerca de 50 a 800°C, quando a água pode ser expulsa do concreto, ocorre uma redução progressiva do módulo de elasticidade devido à perda de aderência.

O colapso da estrutura só ocorre depois de alcançado o módulo de elasticidade do material, pois o mesmo é a máxima tensão suportada pelo material sem sofrer deformação permanente, assim decréscimo do módulo de elasticidade reduz a resistência da peça, conforme observado na Figura 8.

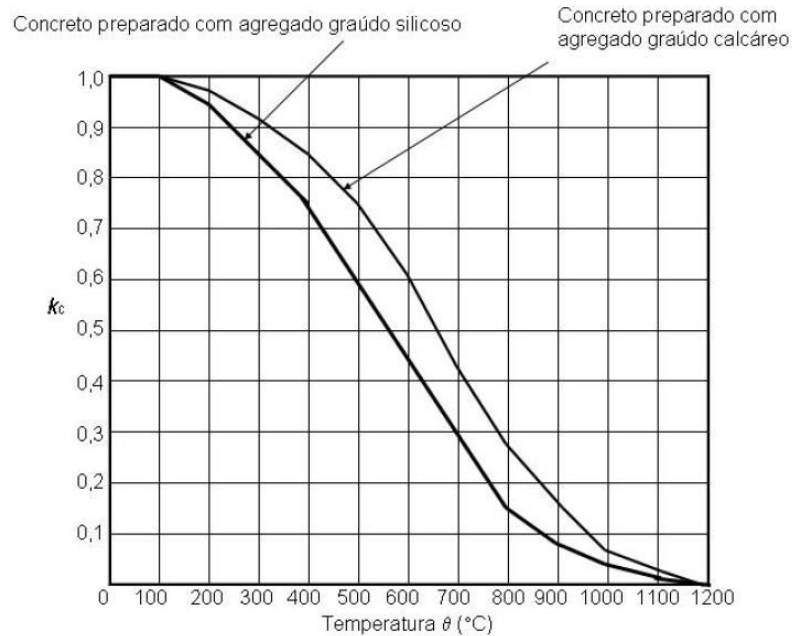
Figura 8 - Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura

Fonte: NBR 15200 (2012)

A perda de água do cimento endurecido reduz significativamente sua resistência. Assim Rosso (1975) afirma: “a partir da temperatura básica teórica de 300°C, começam a ocorrer perdas consideráveis na resistência mecânica de um componente de concreto”.

Após a vaporização de toda a umidade livre, a água adsorvida e a água combinada começam a evaporar, ocasionando a maior perda de resistência do concreto. Segundo a Norma 15200 (2012) apresenta essa característica através da curva de redução da resistência (Figura 9). Por sua vez, a resistência decai acentuadamente após os 400°C, isso porque o material começa a comportar-se separadamente dos agregados.

Figura 9 - Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200 (2012)

6.1.1. Propriedades físicas e mecânicas do concreto.

a) Resistência à compressão

A resistência à compressão quando o concreto está sujeito a altas temperaturas pode ser obtida através da equação 3 abaixo:

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \times f_{c,k} \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

$f_{c,\theta}$ = é a resistência característica à compressão do concreto em situação normal;

$k_{c,\theta}$ = é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , conforme a tabela a seguir:

Tabela 2 - Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{c,k}$ para concretos de massa específica normal (2 000 kg/m³ a 2 800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos.

TEMPERATURA DO CONCRETO (°C)	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{c,k}$
1	2,00
20	1,00
100	1,00
200	0,95
300	0,85
400	0,75
500	0,60
600	0,45
700	0,30
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0,00

Fonte: NBR 15200 (2012).

O fator de redução de resistência do concreto ($k_{c,\theta}$) decresce conforme ocorre o aumento de temperatura, tornando a resistência à compressão quando o concreto está sujeito a altas temperaturas ($f_{c,\theta}$) muito baixa, podendo chegar a zero em casos que a temperatura atinja valores superiores a 1200 °C. É importante destacar que na temperatura de 20 °C, ou seja, em temperatura ambiente, o fator de redução de resistência do concreto é igual a 1, não alterando a resistência à compressão quando o concreto está sujeito a altas temperaturas ($f_{c,\theta}$) em relação a resistência característica à compressão do concreto em situação normal ($f_{c,k}$).

Para valores intermediários de temperatura pode ser feita interpolação linear.

b) Alongamento

De forma simplificada, a relação entre o alongamento específico do concreto e a temperatura pode ser calculada por:

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \times 10^{-3} \times (\theta_c - 20) \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

Δl = é o alongamento da peça de concreto provocado pela temperatura;

l = é o comprimento da peça a 20°C;

θ_c = é a temperatura do concreto, em °C

c) Calor específico

A relação entre o calor específico do concreto e a temperatura pode ser tomada como constante. Nesse caso, pode ser considerada igual a 1000 J/kg °C.

d) Condutividade térmica

De forma simplificada, a condutividade térmica do concreto em relação à temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, pode ser considerada igual a 1,3 W/m°C.

e) Densidade

A variação da densidade do concreto com a temperatura é caracterizada pela perda de água e pode ser definida por:

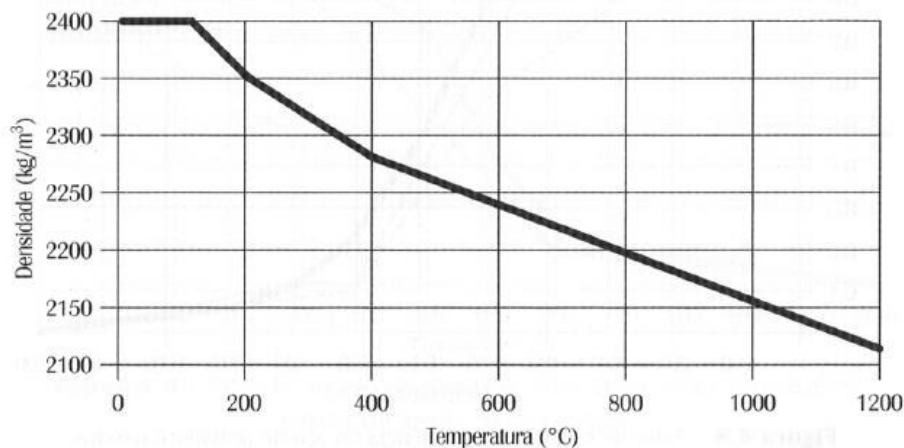
$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} \quad (\text{Equação 5})$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \times \left(1 - 0,02 \frac{\theta - 115}{85}\right) \text{ para } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad (\text{Equação 6})$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \times \left(0,98 - 0,03 \frac{\theta - 200}{200}\right) \text{ para } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (\text{Equação 7})$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \times \left(0,95 - 0,07 \frac{\theta - 400}{200}\right) \text{ para } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (\text{Equação 8})$$

A variação da densidade do concreto com a temperatura pode ser observada na figura abaixo.

Figura 10 - Densidade do concreto.

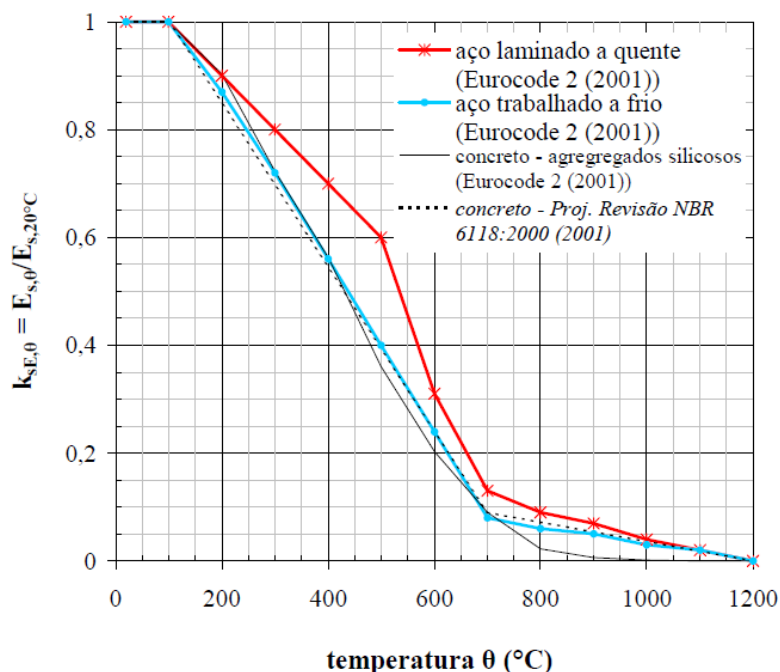
Fonte: Silva (2012).

6.2. Comportamento do aço.

O aço se comporta de forma diferente do concreto, por exemplo, enquanto a temperatura no aço se propaga, o concreto permanece com uma temperatura média mais baixa. Isso acontece em virtude de o aço ser um bom condutor térmico, absorvendo melhor o calor. Devido a sua condução térmica a temperatura nele se uniformiza rapidamente, conforme se propaga nas barras suas propriedades mecânicas decrescem. Como o aço é protegido pelo concreto suas propriedades decrescem de acordo com o aumento de temperatura no interior da peça.

A redução das propriedades mecânicas residuais do aço é mais significativa quanto maior a temperatura e a bitola da barra de aço, sendo mais evidente se o tipo de resfriamento da amostra for sem uso de jatos de água (CABRITA NEVES et al., 1996, apud PASSUELLO et al., 2011).

Figura 11 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura

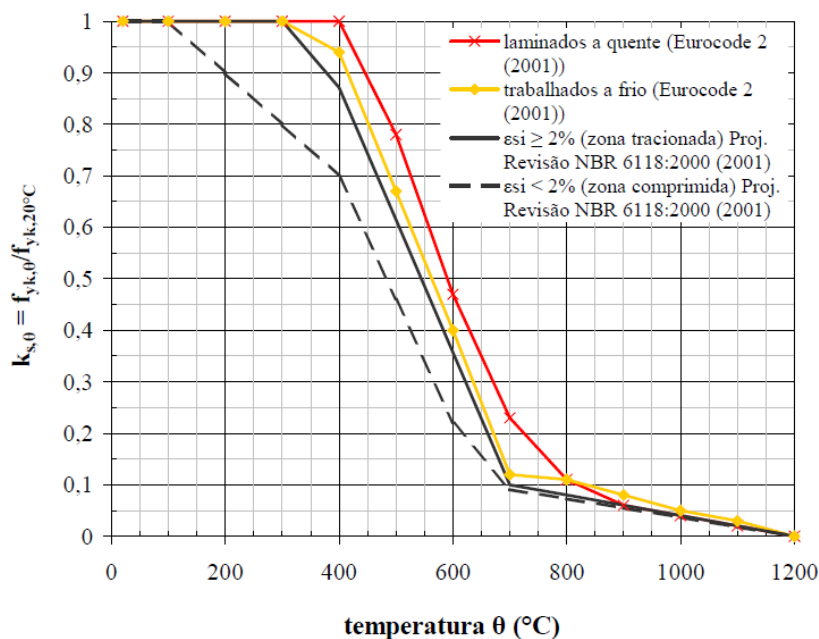


Fonte: Costa e Silva (2002)

A resistência do aço é comprometida principalmente pela variação do módulo de elasticidade, como observado na figura 11, o aço não acompanha a redução da resistência e o módulo decresce linearmente em aços laminados até 400 °C e, a partir desse ponto decai acentuadamente, logo a resistência do aço se anula aos 1200° C, sendo a perda, associada ao tempo de exposição ao fogo sofrido pelo elemento de concreto.

Segundo Costa, Carla Neves et al. (2002) entre 250 °C e 400 °C ocorre aumento de aproximadamente 30% na resistência última nos aços laminados, porém logo em seguida a resistência é progressivamente reduzida. Esse comportamento é explicitado na figura a seguir (Figura 12). Apesar dessa redução, os incêndios normalmente não alcançam temperaturas suficientes para causar a fusão do aço (aproximadamente 1550 °C). Vale ressaltar que a perda de resistência pode se agravar consideravelmente com a exposição do mesmo à ação direta do fogo.

Figura 12 - Fator de redução do módulo da resistência do aço em função da temperatura



Fonte: Costa e Silva (2002)

Os aços encruados submetidos a altas temperaturas tendem a uniformizar a distribuição dos grãos, retomando a estrutura original antes do encruamento transformando-se novamente em aço laminado. Essa mudança de classe reduz a resistência em até 50% daquela inicial, ou seja, o aço CA-50, após o incêndio, as armaduras aquecidas acima de 600 $^{\circ}\text{C}$ recuperam apenas 50% da sua resistência inicial, transformando-se em aço CA-25.

A perda de protensão torna as peças estruturais mais vulneráveis à ação de incêndios, devido a relaxação das deformações excessivas impostas pelo efeito da fluência que aço sofre em altas temperaturas.

Nessas armaduras é observado um aumento inicial na resistência até 200 $^{\circ}\text{C}$, não obstante, acima deste nível as perdas de resistência são permanentes, mesmo que expostos por pouco tempo as estruturas apresentam alguns defeitos residuais.

6.2.1. Propriedades físicas e mecânicas do aço.

a) Resistência ao escoamento do aço de armadura passiva

A resistência ao escoamento do aço da armadura passiva pode ser obtida por:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \times f_{yk} \quad (\text{Equação 9})$$

Onde:

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

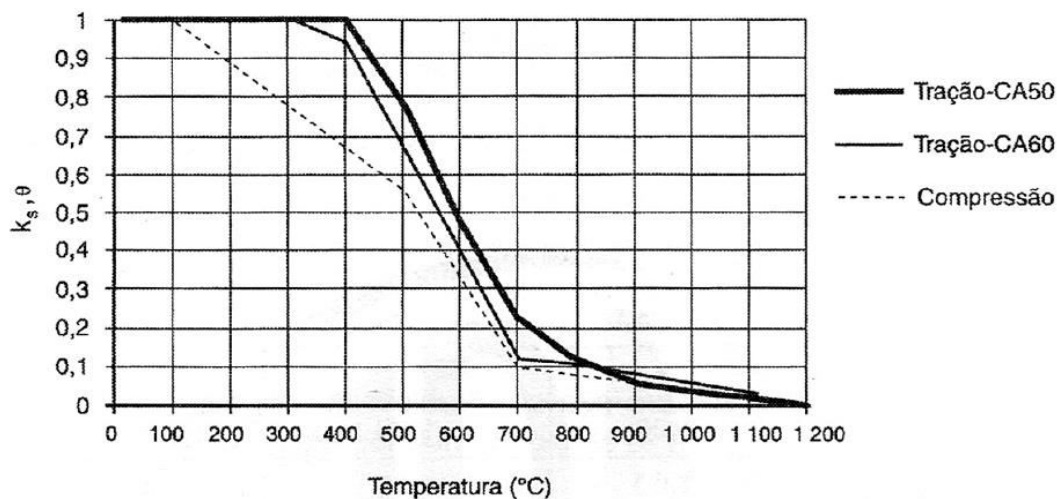
$k_{s,\theta}$ = é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , conforme figura 13 e considera-se a seguinte legenda:

- curva cheia: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\varepsilon_{yi} \geq 2\%$, geralmente armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes;
- curva tracejada: $k_{s,\theta}$ aplicável quando $\varepsilon_{yi} < 2\%$, geralmente armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

Onde:

ε_{yi} = é a deformação linear específica do aço.

Figura 13 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200 (2012)

b) Módulo de elasticidade de armadura passiva

Com o aumento da temperatura, o módulo de elasticidade decresce (Figura 14) podendo ser obtido por:

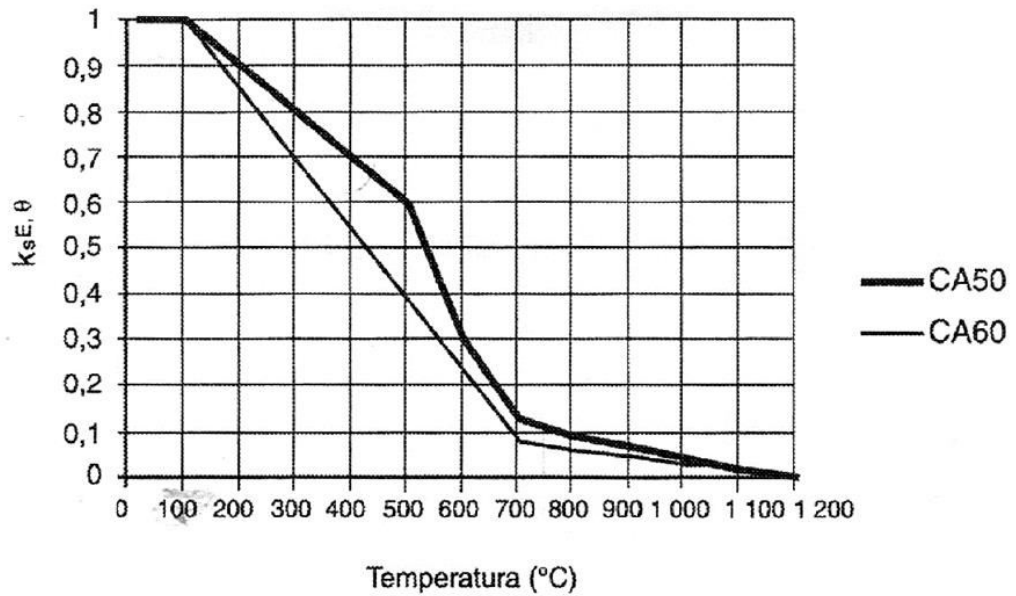
$$E_{s,\theta} = K_{E_s,\theta} \times E_s \quad (\text{Equação 10})$$

Onde:

$E_{s,\theta}$ = é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em situação normal;

$K_{E_s,\theta}$ = é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ (Figura 14).

Figura 14 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200 (2012).

6.2.2. Propriedades físico-térmicas do aço

a) Alongamento

O alongamento do aço pode ser determinado de maneira simplificada por:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} \times (\theta_a - 20) \quad (\text{Equação 11})$$

Onde:

Δl = é o alongamento provocado pela temperatura;

l = é o comprimento da peça a 20°C;

θ_a = é a temperatura do aço, em °C.

b) Calor específico

A relação entre o calor específico do aço e a temperatura pode ser tomada como constante. Nesse caso, pode ser considerada igual a 600 J/kg °C.

c) Condutividade térmica

De forma simplificada, a relação entre a condutividade térmica do aço e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, pode ser considerada igual a 45 W/m °C.

6.3. VALOR DE CÁLCULO DAS RESISTÊNCIAS

Segundo a NBR 15200 (2012), os valores de cálculo das resistências do concreto e dos aços em situação de incêndio devem ser determinados usando-se $\gamma_m = 1,0$, ou seja:

$$f_{cd,\theta} = f_{ck,\theta}$$

$$f_{yd,\theta} = f_{yk,\theta}$$

Onde:

$f_{cd,\theta}$ = valor de resistência de cálculo do concreto a uma determinada temperatura

$f_{ck,\theta}$ = resistência característica do concreto a uma determinada temperatura

$f_{yd,\theta}$ = valor de resistência de cálculo do aço a uma determinada temperatura

$f_{yk,\theta}$ = resistência característica do aço a uma determinada temperatura

7 RESISTÊNCIA AO FOGO

Resistência ao fogo é a capacidade de que um elemento estrutural tende a resistir a temperaturas elevadas mantendo a segurança estrutural, estanqueidade e isolamento. Essa resistência é medida pelo tempo que o elemento construtivo suporta quando submetido a incêndio-padrão até atingir um limite preestabelecido.

A duração da resistência ao fogo pode ser medida, através de três métodos, normalizados pela NBR 5628 (2001).

Em um primeiro método, a duração da resistência ao fogo pode ser obtida observando-se a resistência mecânica do elemento estrutural em função da temperatura sob o programa de temperatura-tempo padrão em condições de utilização, ou seja, simulando as condições de carregamento e vinculação reais da estrutura.

Pode também ser obtida, em um segundo método, diante da estanqueidade do elemento, verificando-se o surgimento de fissuras pelas quais as chamas ou gases atravessam o elemento e passam de um ambiente para outro.

Em um terceiro método a duração da resistência ao fogo, pode ser obtida por meio do isolamento térmico, submetendo uma face do elemento ao incêndio padrão e verificando o aquecimento da outra face não exposta, devendo limitar a temperatura média desta face em 140 °C e em 180 °C em qualquer ponto medido, acima da temperatura inicial, evitando a ignição de outros materiais.

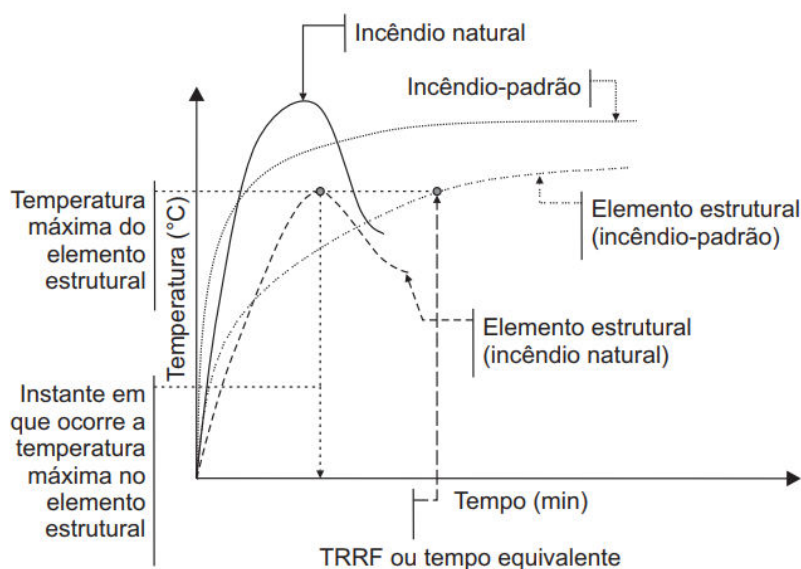
Segundo Silva 2012, ao associar a curva padronizada a um tempo fictício padronizado, espera-se que determine uma temperatura média no elemento estrutural similar àquela encontrada no incêndio real. O TRRF é o tempo mínimo (descrito em minutos) de resistência ao fogo dos elementos estruturais e de compartimentação, é fornecido pelas Instruções Técnicas dos Corpos de Bombeiros de cada estado, na ausência delas, usa-se a NBR 14432 (2001).

Para avaliar o campo de temperatura de um elemento estrutural é necessário saber o tempo de duração do incêndio. Segundo Silva, Valdir Pignatta et al. (2012),

apesar do TRRF ser fornecido sob forma de tempo, constitui apenas um parâmetro para projeto, nada tem a ver com o tempo de duração de um incêndio, tempo de desocupação ou tempo-resposta do Corpo de Bombeiros. O autor afirma ter visto muitas conclusões errôneas que tomam por base que o TRRF é tempo real. O que importa é o par “TRRF + curva-padrão” que, se supõe, minimizam adequadamente a probabilidade de colapso estrutural durante a vida útil da edificação.

As curvas padronizadas de elevação de temperatura não representam uma situação de incêndio real, pois o “cenário do incêndio” pode variar de um compartimento para o outro.

Figura 15 - Conceito do tempo equivalente.



Fonte: Silva (2012)

O TRRF pode ser calculado de duas formas, por meio de quadros que o associam ao uso e dimensões da edificação e pelo Método do Tempo Equivalente (MTE) apresentado na Instrução Técnica nº 8 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo.

7.1. Tempos requeridos de resistência ao fogo

É determinado de forma empírica e prático, para determina o TRRF de acordo com a NBR 14432 (2001) se utiliza dois quadros, o Quadro 1 a qual estabelece o TRRF em função do tipo de ocupação da edificação, e o Quadro 2, a qual classifica as edificações e áreas de risco, em função da ocupação.

Algumas recomendações devem ser obedecidas:

- a) Os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolo nos quais a área bruta de cada pavimento seja menor ou igual a 500 m² e em edificações nas quais cada pavimento acima do solo tenha área menor ou igual a 750 m²;
- b) Estão isentas dos requisitos de resistência ao fogo as edificações:
 - Cuja área total seja menor ou igual a 750 m²;
 - Com até dois pavimentos cuja área total seja menor ou igual a 1500 m² e carga de incêndio específica inferior ou igual a 1000 MJ/m²;
 - Pertencente às divisões F-3, F-4 e F-7 das classes P1 a P3, exceto regiões de ocupação distinta;
 - Pertencente às divisões G-1 e G-2 das classes P1 a P4 abertas lateralmente, com estrutura em concreto armado ou protendido;
 - Pertencente à divisão J-1 das classes P1 a P4, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço;
- c) O TRRF das edificações pertencentes às divisões F-3, F-4 e F-7 das classes P4 e P5 devem ser de 30 minutos e 60 minutos, respectivamente, e os das classes S2 e S1, de 90 minutos e 60 minutos, respectivamente;
- d) O TRRF das vigas que não pertençam ao sistema responsável pela estabilidade estrutural da edificação não necessita ser maior que 60 minutos, exceto para edificações com altura superior a 45 m, para as quais o TRRF não necessita ser maior que 90 minutos;
- e) O TRRF das lajes da edificação não necessita ser maior que 90 minutos, exceto para edificações com altura superior a 45m;

- f) Em uma mesma edificação, o TRRF do subsolo não pode ser tomado menor que o dos pavimentos situados acima do solo;
- g) As isenções constantes na alínea b) não se aplicam às edificações cujos ocupantes tenham restrição de mobilidade, como no caso de hospitais, asilos e penitenciárias;

As edificações são classificadas em grupos devido à sua ocupação. O Quadro 2, transcreve os grupos e quais os tipos de edificações estão inseridas nos mesmos.

Quadro 1 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos.

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S2 hs > 10m	Classe S1 hs > 10m	Classe P1 h ≤ 6 m	Classe P2 6 m < h ≤ 12 m	Classe P3 12 m < h ≤ 23 m	Classe P4 23 m < h ≤ 30 m	Classe P5 h > 30 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 a B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial Varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automatizados	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	60 (30)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	60	120 (90)	120

Fonte: NBR14432 (2001)

Quadro 2 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação.

Grupo	Ocupação/Us o	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não.
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamentos em geral.
		A-3	Habitações coletivas.	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos.
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos.
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	C-1	Comercio em geral, de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros.
		C-2	Comercio de grande e médio portes	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercados e outros.
		C-3	Centros comerciais	Centros de compras em geral (<i>shopping centers</i>).
D	Serviços, Profissionais, Pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não incluídas em D-2). , repartições públicas, cabeleireiros, laboratórios de análises clínicas sem internação, centro profissionais e outros.
		D-2	Agências bancárias	Agências bancarias e assemelhados.
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros.
E	Educacional e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitários e outros.
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanatos, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais, ginástica (artística, dança, musculação e outros), esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídas em F-3), sauna, casas de fisioterapias e outros.
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral.
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância.
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros.

F	Locais de reunião de público	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Museus, galerias de arte, arquivos, bibliotecas e assemelhados.
		F-2	Templos e auditórios	igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral.
		F-3	Centros esportivos	Estádios, ginásios e piscinas cobertas com arquibancadas, arenas em geral.
		F-4	Estações e terminas de passageiros	Estações rodoferroviárias, aeroportos, estações de transbordo e outros.
		F-5	Locais para produção e apresentação de artes cênicas	Teatros em geral, cinemas, operas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e outros.
		F-6	Clubes sociais	Boates e clubes noturnos em geral, salões de baile, restaurantes dançantes, clubes sociais e assemelhados.
		F-7	Construções provisórias	Circos e assemelhados.
		F-8	Locais para refeições	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés, refeitórios, cantinas e outros.
G		G-1	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento	Garagens automáticas.
		G-2	Garagens com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas não-automáticas em geral, sem abastecimento (exceto para veículos de carga e coletivos).
		G-3	Locais dotados de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens(exceto para veículos de carga e coletivos).
		G-4	Serviços de conservação, manutenção e reparos	Postos de servido sem abastecimento, oficinas de conserto de veículos (exceto de carga e coletivos), borracharia (sem recauchutagem).
		G-5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral	Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores.
H	Serviços de saúde e Institucionais	H-1	Hospitais veterinários e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento).
		H-2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, reformatórios sem celas e outros.
		H-3	Hospitais e assemelhados	Hospitais, casas de saúde, prontos-socorros, clínicas com internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde o puericultura e outros.
		H-4	Prédios e instalações vinculados as forças armadas, polícias civil e militar	Quartéis, centrais de polícia, delegacias distritais, postos policiais e outros.

		H-5	Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Hospitais psiquiátricos, reformatórios, prisões em geral e instituições assemelhadas.
I	Industrial, Comercial de alto risco, atacadista e depósitos	I - 1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentam médio potencial de incêndio.	Locais onde a carga combustível não atinja 1200 MJ/m ² . Ver tabela C.1
		I - 2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentam grande potencial de incêndio.	Locais onde a carga combustível ultrapassa 1200 MJ/m ² . ver tabela C.1
J	Depósitos	J - 1	Depósitos de baixo risco de incêndio	Depósito sem risco de incêndio expressivo. Edificações que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis.
		J - 2	Depósitos de médio e alto risco de incêndio	Depósito com risco de incêndio maior. Edificações que armazenam alimentos, madeira, papel, tecidos e outros.

Fonte: NBR 14342 (2001)

7.2. Método do tempo equivalente

A norma NBR 15200 (2012) e a IT 8 (2011) (Segurança Estrutural nas Edificações – Resistência ao Fogo dos Elementos de Construção), detalha o método do tempo equivalente (MTE), onde é possível calcular a temperatura de elementos estruturais a partir da curva padrão para um tempo fictício como também é utilizado para reduzir o TRRF. Nas edificações com características favoráveis de segurança contra incêndio, como meios de proteção ativa, baixa carga de incêndio, etc., os valores de TRRF podem ser reduzidos em até 30 minutos.

O tempo equivalente é determinado segundo a IT 8 (2011) da seguinte forma:

$$t_{eq} = 0,07 \cdot q_{fi} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_s \cdot w \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:

t_{eq} = tempo equivalente (minutos).

q_{fi} = é o valor da carga de incêndio específica do compartimento analisado em MJ/m² e determinada conforme o Anexo C da NBR 14432 (2001);

γ_n = é o produto $\gamma_{n1} \times \gamma_{n2} \times \gamma_{n3}$ que são fatores adimensionais que levam em conta a presença de medidas de proteção ativa da edificação conforme a Quadro 3.

γ_s = é o produto $\gamma_{s1} \times \gamma_{s2}$ que são fatores adimensionais que dependem do risco de incêndio e determinados, respectivamente, pela Equação 13 e Quadro 4.

w = é um fator adimensional associado à ventilação do ambiente e à altura do compartimento analisado, determinado conforme Equação 14.

Quadro 3 - Fatores das medidas de segurança contra incêndio

Valores de γ_{n1} γ_{n2} γ_{n3}		
Existência de chuveiros automáticos (γ_{n1})	Brigada contra incêndio (γ_{n2})	Existência de detecção automático (γ_{n3})
0,6	0,9	0,9

Fonte: IT 08/SP

Na ausência de algum meio de proteção indicado no quadro acima adotar o respectivo γ_n igual a 1.

Característica da edificação γ_{s1} :

$$\gamma_{s1} = 1 + \frac{A_f(h+3)}{10^5} \quad (\text{Equação 13})$$

Onde:

$$1 \leq \gamma_{s1} \leq 3$$

A_f = área de piso do compartimento analisado (m²)

h = altura do piso habitável mais alto do edifício (m)

Quadro 4 - Risco de ativação (γ_{s2})

Valores de (γ_{s2})	Risco de ativação de incêndio	Exemplos de ocupação
0,85	Pequena	Escola, galeria de arte, parque aquático, igreja, museu.
1	Normal	Biblioteca, cinema, correio, consultório médico, escritório, farmácia, frigorífico, hotel, livraria, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, teatro, depósitos (produtos farmacêuticos, bebidas alcoólicas, venda de acessórios de automóveis) e depósitos em geral.
1,2	Média	Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica.
1,5	Alta	Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis.

Fonte: IT 08/SP

$$w = \left(\frac{\delta}{H}\right)^{0,3} \left[0,62 + 90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f} \right)^4 \right] \geq 0,5 \quad (\text{Equação 14})$$

Onde:

H= altura do compartimento (m)

A_v = área da ventilação vertical (janelas, portas e similares) (m²)

A_h = área de ventilação horizontal – piso (m²)

A_f = área de piso do compartimento analisado (m²)

Para uso deste método algumas limitações devem ser empregadas (NBR 15200 (2012):

- O tempo equivalente determinado por este método não pode ser inferior ao determinado pelo quadro 1, reduzido de 30 minutos;
- O tempo equivalente determinado por este método não pode ser inferior a 15 minutos;
- $q_{fi,k} \times \gamma_n \times \gamma_s \geq 300 \text{ MJ/m}^2$

8 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

As estruturas que tem obrigatoriedade de verificação na situação de incêndio, devem obedecer ao TRRF estabelecido de acordo com às dimensões e tipo de utilização da edificação conforme NBR 14432 (2001) (Quadro 1).

Diversos métodos podem ser aplicados para o dimensionamento das estruturas de concreto, entretanto o mais utilizado é o Método Tabular, devido a sua simplicidade e facilidade de aplicação.

8.1. Ações e segurança segundo a NBR 8681 (2003)

Segundo a norma NBR 8681 (2003) - Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento, as ações são causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas e podem ser classificadas conforme sua variabilidade no tempo, em três modalidades: permanentes, variáveis e excepcionais.

As permanentes são ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação durante praticamente toda a vida da construção, e podem ser divididas em:

- Diretas: peso próprio da estrutura, dos elementos permanentes e dos elementos construtivos fixos;
- Indiretas: protensão, recalques de apoio e retração dos materiais.

Por sua vez, as variáveis são consideradas como cargas acidentais na construção, tendo como exemplo os efeitos do vento, variações de temperatura, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, entre outros. As mesmas são classificadas em função da sua probabilidade de ocorrência durante toda a vida da edificação em:

- Normais: grande probabilidade de ocorrência, sendo obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;
- Especiais: ações como sismos ou cargas acidentais de natureza.

Por fim as ações excepcionais, apresentam duração curta e baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção como por exemplo, explosões, choques de veículos, enchentes, sismos e incêndios.

O incêndio, além de ser tratado como causa de ações excepcionais, produz redução da resistência em relação aos valores normalmente utilizados em temperatura ambiente.

O carregamento excepcional tem uma duração curta, e deve ser considerado em projetos estruturais, onde a ocorrência desses tipos de ações não pode ser desprezada. Assim, a verificação da estrutura em situação de incêndio é realizada apenas nos ELU (Estados Limites Últimos) para a combinação de excepcional de ações.

8.2. Determinação dos esforços solicitantes

A NBR 8681 (2003), recomenda para a combinação última excepcional, a seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q.exc} + \gamma_q \cdot \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \quad (\text{Equação 15})$$

Onde:

F_d Valor de cálculo da ação;

$F_{Gi,k}$ Valor característico das ações permanentes;

$F_{Q.exc}$ Valor da ação transitória excepcional;

$F_{Qj,k}$ Valor característico da ação variável;

γ_{gi} Coeficiente de ponderação das ações permanentes conforme Quadro 5;

γ_q Coeficiente de ponderação das ações variáveis conforme Quadro 6;

$\psi_{0j,ef}$ Fator de combinação efetivo utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis conforme Quadro 7.

Quadro 5 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes nas combinações excepcionais

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹	1,15	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,20	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²	1,30	1,00
¹ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado			
² Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos			

Fonte: NBR 8681 (2003)

Quadro 6 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis nas combinações excepcionais

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,00

Fonte: NBR 8681 (2003)

Quadro 7 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis

Ações	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{(3),(4)}$
<i>Cargas acidentais de edifícios</i>			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
⁽¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
⁽²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
⁽³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.			

⁽⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.
--

Fonte: NBR 8681 (2003)

8.3. Método tabular segundo NBR 15200 (2012)

É considerado o método mais simples e rápido para dimensionar estruturas de concreto armado em situação de incêndio, pois baseia-se no tipo de elemento estrutural e em um conjunto de quadros que associa o TRRF, atentando-se as limitações indicadas.

O método em questão fornece dimensões mínimas e normalmente são as dimensões das seções transversais de pilares, a largura das vigas, a espessura das lajes, e principalmente, a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (C_1). Essas dimensões dos elementos estruturais deverão sempre estar em acordo com as prescrições da NBR 6118 (2014).

Segundo Costa e Silva, os quadros desse método, consiste no princípio de que a temperatura em um ponto da seção transversal do elemento estrutural, decai quanto mais afastado estiver da face exposta ao fogo. Desta forma, quanto maior for a seção transversal do elemento estrutural, menor será a temperatura no seu núcleo, e quanto maior for o cobrimento, menor será a temperatura nas armaduras.

Ensaio demonstram que em situação de incêndio os elementos de concreto rompem geralmente por flexão ou flexocompressão e não por cisalhamento. Por isso, considera-se apenas a armadura longitudinal no método tabular. É significativo salientar, que os valores de C_1 apresentados nos quadros referem-se a armaduras passivas.

Conforme a NBR 15200 (2012), para pilares e lajes lisas ou tipo cogumelo, não é permitido considerar o revestimento na determinação das dimensões mínimas da seção transversal. Para outros elementos estruturais, pode-se considerar o revestimento no cálculo das distâncias C_1 , respeitando as seguintes imposições:

- Revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia (aderência à tração de acordo com a NBR 13528 (2010)) têm 67% de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes (aderência à tração de acordo com a NBR 13528 (2010)) têm 100% de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente podem ser empregados, desde que sua eficiência e aderência na situação de incêndio sejam demonstradas experimentalmente.

8.3.1. Redução do C_1

Os valores de c_1 nos Quadros de 7 à 11, foram determinados considerando-se:

$$\frac{S_{d,fi}}{S_d} = 0,7 \text{ e } \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 1,0.$$

Onde:

$S_{d,fi}$ = é o valor de cálculo dos esforços solicitantes em situação de incêndio

S_d = é o valor de cálculo dos esforços solicitantes em situação normal.

$A_{s,calc}$ = área de armadura calculada conforme a NBR 6118 (2014)

$A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva

De acordo com a nota 4 da Quadro 7 nas combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7, isto é, a relação $S_{d,fi}/S_d = 0,7$ se torna verdadeira nos quadros a serem utilizadas.

Já a relação $A_{s,calc}/A_{s,ef} = 1,0$ raramente é obedecida, visto que é comum em projetos estruturais se utilizar um valor maior da área de armadura de fato instalada ($A_{s,ef}$) em relação a área de armadura calculada conforme a NBR 6118 (2014) ($A_{s,calc}$),

obtendo um valor menor que 1,0 da relação $A_{s, \text{calc}}/A_{s, \text{ef}}$. A NBR 15200 (2012) permite a redução de c_1 em ΔC_1 conforme a seguinte equação:

$$C_1 = 24,5 - 35 \times \frac{S_{d,fi}}{S_d} \times \frac{A_{s, \text{calc}}}{A_{s, \text{ef}}} \quad (\text{Equação 16})$$

Onde:

ΔC_1 redução do cobrimento c_1 , em mm.

A equação acima somente é válida quando, $0,4 \leq S_{d,fi}/S_d \leq 0,7$ e $0,7 \leq A_{s, \text{calc}}/A_{s, \text{ef}} \leq 1,0$.

Quando $S_{d,fi}/S_d < 0,4$, adota-se $S_{d,fi}/S_d = 0,4$ e quando $A_{s, \text{calc}}/A_{s, \text{ef}} < 0,7$ adota-se $A_{s, \text{calc}}/A_{s, \text{ef}} = 0,7$.

8.3.2. Vigas

De acordo com a NBR 15200 os Quadros 8 e 9 fornecem as dimensões mínimas $b_{\text{mín}}$ e $b_{w, \text{mín}}$, como representa a Figura 16 das vigas e o valor de c_1 , das armaduras inferiores, em função do TRRF. Tais quadros foram construídas com a hipótese de vigas com aquecimento em três lados, sob laje, porém, os valores indicados nos quadros podem ser empregados também para o caso de vigas aquecidas nos quatro lados, desde que sua altura não seja inferior a $b_{\text{mín}}$ e a área da seção transversal da viga não seja inferior a $2 \times b^2_{\text{mín}}$.

Quadro 8 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.

TRRF <i>min</i>	Combinações de $b_{\text{mín}}/c_1$ <i>mm/mm</i>				$b_{w, \text{mín}}$ <i>mm</i>
	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	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Fonte: NBR 15200 (2012)

Quadro 9 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

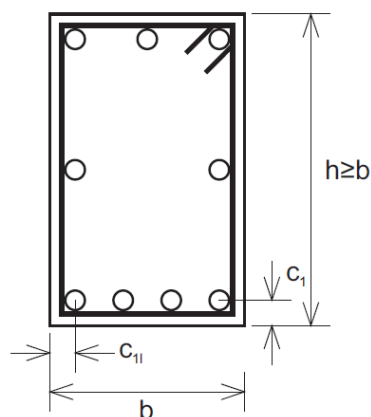
TRRF <i>mín</i>	Combinações de $b_{mín}/c_1$ <i>mm/mm</i>				$b_{w,mín}$ <i>mm</i>
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

Fonte: NBR 15200 (2012)

Há concentrações de temperatura junto às bordas da face inferior das vigas, por isso, em casos com somente uma camada de armaduras e largura não superior ao $b_{mín}$ indicado na coluna 3 da Quadro 8 e na coluna 2 do Quadro 9, conforme o TRRF, a distância c_{11} (Figura 16) no fundo das vigas deve ser 10 mm maior do que c_1 dado pelos referidos quadros.

Alternativamente, para manter iguais os cobrimentos das armaduras tanto em relação à face inferior quanto à lateral da viga, deve-se:

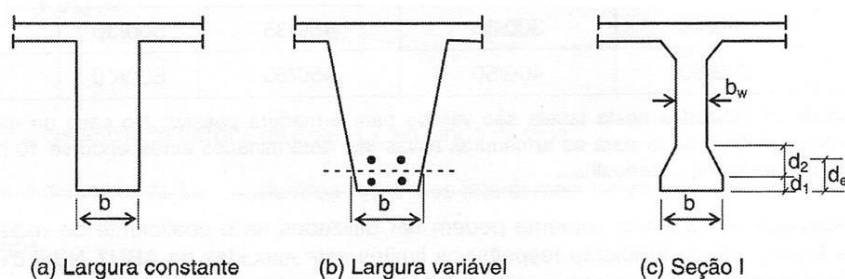
- Para concreto armado, especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior ao calculado, conforme NBR 7480 (2007).
- Para concreto protendido, considerar para efeito de dimensionamento, uma força de protensão igual a 0,7 da indicada para a obra.

Figura 16 - Distâncias c_1 e c_{11} 

Fonte: NBR 15200 (2012).

Para vigas de largura variável, b_{\min} refere-se ao mínimo valor de b medido ao nível do centro geométrico das armaduras, enquanto b_w é o menor valor de largura da alma, conforme Figura 17, que deve atender aos valores mínimos dos Quadros 8 e 9.

Figura 17 - Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal de vigas



Fonte: NBR 15200 (2012).

Os valores indicados no Quadro 9 somente podem ser utilizados se o coeficiente de redistribuição de momentos à temperatura ambiente respeitar os limites estabelecidos na NBR 6118 (2014). Caso contrário, deve ser empregado o Quadro 9 ou deve ser elaborada análise mais precisa. Para vigas contínuas com TRRF ≥ 90 min, a área de armaduras negativas entre a linha de centro do apoio e $0,3 \times l_{ef}$ não pode ser menor do que:

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) \times (1 - 2,5x/l_{ef}) \quad (\text{Equação 17})$$

Onde:

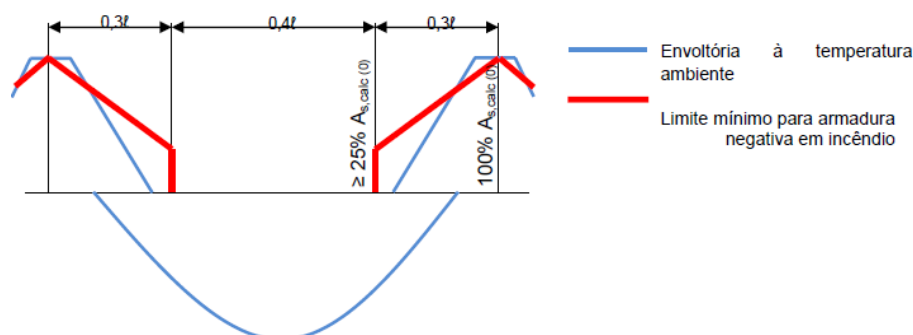
x = distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada.

$A_{s,calc}(x)$ = mínima área de armaduras negativas na seção localizada na distância " x "..

$A_{s,calc}(0)$ = área de armaduras negativas calculadas conforme NBR 6118 (2014).

l_{ef} = comprimento efetivo do vão da viga determinado conforme NBR 6118 (2014).

Figura 18 - Envoltória de momentos fletores.



Fonte: NBR 15200 (2012).

Quando as barras da armadura forem dispostas em camadas, a distância média à face do concreto (c_{1m}) deve respeitar o valor $c_{1m\min}$ tabelado. O valor de c_{1m} deve sempre ser o menor entre os seguintes valores:

$$c_{1m} < \begin{cases} \frac{\sum c_{1vi} \times A_{Si}}{\sum A_{Si}} \\ \frac{\sum (c_{1hi} \times A_{Si})}{\sum A_{Si}} \end{cases} \quad (\text{Equação 18})$$

Onde:

c_{1vi} = é a distância da barra i , de área A_{Si} , ao fundo da viga;

c_{1hi} = é a distância da barra i , de área A_{Si} , à face lateral mais próxima.

8.3.3. Lajes

Para a verificação de lajes em situação de incêndios é utilizada os Quadros 10 a 15 que apresenta as espessuras mínimas e capas de lajes com o aquecimento na face inferior, tal como o valor de C_1 das armaduras inferiores, ambos em função do TRRF. Os valores de h mostrados nos Quadros 10,11, 13 e 14 são os mínimos para assegurar a função corta fogo. Assim sendo se não haver tal exigência, se utiliza as exigências definidas na NBR 6118 (2014).

Quadro 10 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas

TRRF <i>mín</i>	h^1 <i>mm</i>	c_1 <i>mm</i>		
		Laje armada em duas direções ²		Laje armada em uma direção $l_y/l_x > 2$
		$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

¹ Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo;

² Lajes apoiadas nas quatro bordas; caso contrário, a laje deve ser considerada armada em uma direção.

Fonte: NBR 15200 (2012)

Quadro 11 - Dimensões mínimas para lajes contínuas

TRRF <i>mín</i>	h^1 <i>Mm</i>	c_1^2 <i>mm</i>
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

¹ Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo;

² válido para lajes armadas em uma ou duas direções.

Fonte: NBR 15200 (2012)

Quadro 12 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelos

TRRF <i>mín</i>	h^1 <i>Mm</i>	c_1^2 <i>mm</i>
30	150	10
60	180	15
90	200	25
120	200	35
180	200	40

¹ Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo;

² Válido para lajes armadas em uma ou duas direções.

Fonte: NBR 15200 (2012)

Para o uso dos Quadros 11 e 12, aplicam-se os mesmos requisitos para vigas contínuas referentes à redistribuição de momentos e prolongamento das armaduras negativas no vão dos elementos estruturais.

Nessa situação se as exigências não serem verificadas, as lajes contínuas sobre vigas devem ser tratadas como simplesmente apoiadas, as lajes lisas devem ter c_1 conforme Quadro 10 para laje armada em uma só direção, no entanto, h deve seguir o Quadro 12.

Os Quadros 13 e 14 são indicadas para lajes nervuradas armadas em duas direções. Já para lajes nervuradas armadas em uma só direção, recomenda-se aplicar o Quadro 15 para as nervuras e a coluna de lajes armadas em uma só direção do Quadro 10 para a capa.

Como o edifício objeto de estudo possui lajes nervuradas, os quadros a seguir apresentam espessuras mínimas para os respectivos tipos de lajes.

Quadro 13 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas.

TRRF mín	Nervuras Combinações de b_{\min}/c_1 ^a mm/mm			Capa ^b h/c_1 mm/mm
	1	2	3	
30	80/15			60/10
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
180	220/75	260/70	410/60	150/30

^a b_{\min} corresponde à largura mínima da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras.
^b h é a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo.
^c Os valores de c_1 indicados neste quadro são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200 (2012)

Quadro 14 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas ^c

TRRF mín	Nervuras Combinações de b_{\min}/c_1 ^a mm/mm			Capa ^b h/c_1 mm/mm
	1	2	3	
30	80/10			60/10
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
180	220/60	600/50		150/30

^a b_{\min} corresponde à largura mínima da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras.
^b h é a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo.
^c Os valores de c_1 indicados neste quadro são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200 (2012)

Quadro 15 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção. ^a

TRRF mín	Nervuras Combinações de b_{\min}/c_1 mm/mm	
	1	2
30	80/25	100/20
60	100/45	120/40
90	130/60	150/50
120	160/65	220/50
180	220/80	

^a Os valores de c_1 indicados neste quadro são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

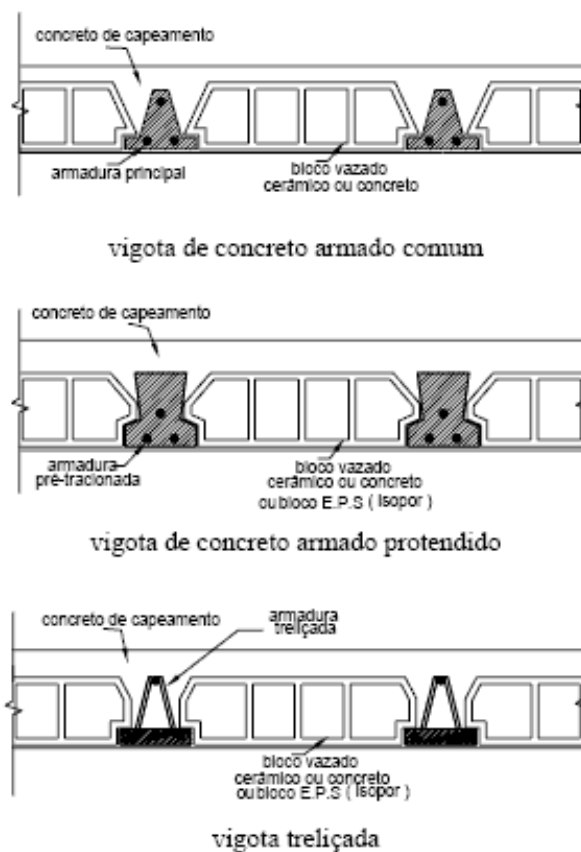
Fonte: NBR 15200 (2012)

As lajes nervuradas podem ser moldadas na obra onde se utiliza formas plásticas na sua fabricação e também pode ser pré-moldadas, onde se utiliza em seu preenchimento blocos de isopor (EPS - Poliestireno expandido) ou cerâmica. E são separadas de acordo com a distribuição de seus esforços, em bidirecional e unidirecional.

As bidirecionais têm o formato quadrado e com nervuras principais nas duas direções, esse tipo de estrutura é mais indicada por conseguir alcançar vãos maiores, além de oferecer maior resistência aos esforços horizontais, dispensando pilares mais robustos. Já as unidirecionais são formadas por nervuras principais longitudinais em uma só direção, tem o formato retangular e indicadas para vãos menores de até 5 m.

O elemento pré-moldado, também conhecido como vigota pré-moldada, pode ser fabricado em concreto armado de seção T invertida, em concreto protendido e em forma de treliça em uma base de concreto como mostra a figura 19.

Figura 19 - Tipos de vigotas pré-moldadas

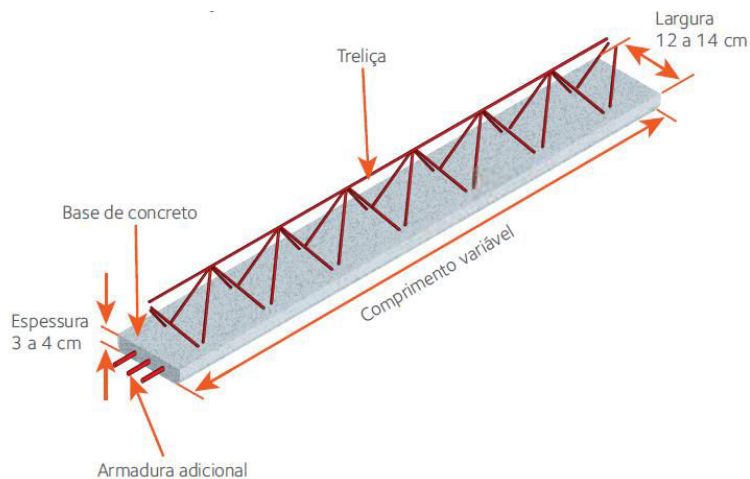


Fonte: Droppa Jr. (1999)

Entre os três tipos de vigotas citadas, se destaca as de armação treliçada. Sendo essas que fazem parte das lajes do objeto de estudo deste trabalho. Elas são formadas por base de concreto e armação treliçada e quando necessário é possível inserir uma armação adicional referente ao dimensionamento de lajes.

As vigotas treliçadas são moldadas em formas de chapas metálicas de 3 mm de espessura, dobradas tipo calha, com 12 ou 13 cm de base por 3 cm de altura como mostra a figura 20. Os comprimentos desta vigota serão definidos em projeto e fornecidos ao fabricante para que sejam produzidos no tamanho exigido.

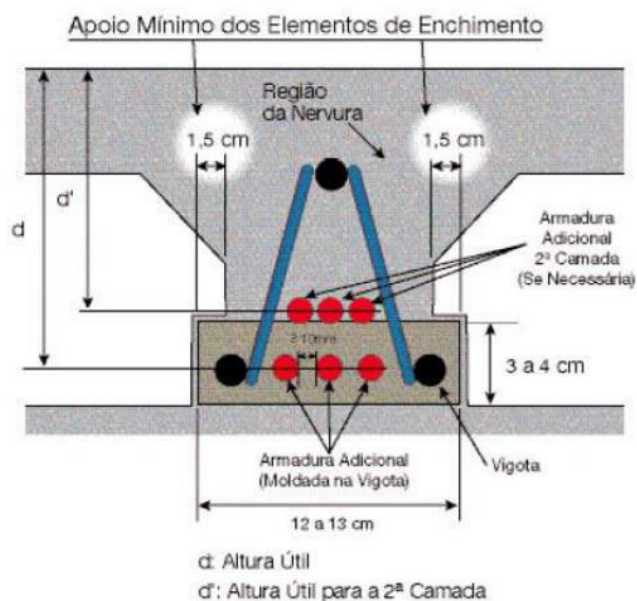
Figura 20 - Vigota treliçada



Fonte: Manual Técnico de Lajes Treliçadas (Arcelor Mittal), 2010

Os detalhes que definem a seção transversal da laje treliçada são: altura total da laje, espessura da capa de concreto, intereixo de nervuras, espessura das nervuras e altura da treliça como mostra a figura 21.

Figura 21 - Seção transversal da laje treliçada



Fonte: Manual Técnico de Lajes Treliçadas (Arcelor Mittal), 2010

A altura da laje é o somatório da altura do elemento de enchimento e da espessura da capa. Já a espessura da capa ou mesa de compressão, depende da altura total da laje e deve respeitar os limites mínimos impostos pela NBR 6118.

Intereixo é a distância entre os eixos das vigotas pré-fabricadas. O valor do intereixo depende do tipo de material de enchimento a ser aplicado. Já a largura das nervuras depende da largura das vigotas treliçadas.

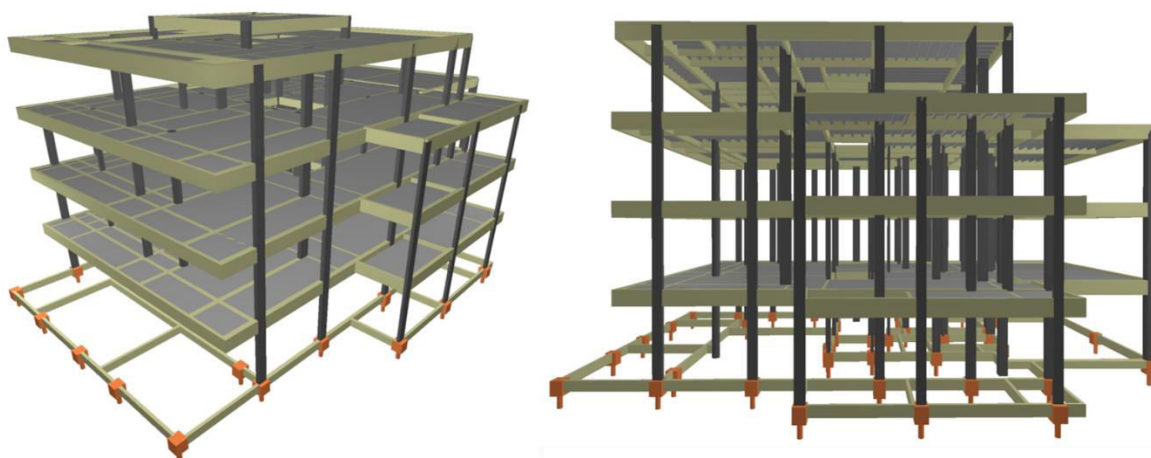
9 METODOLOGIA

Para realização desse trabalho, foi selecionado um projeto residencial, com múltiplos pavimentos e com características que se enquadrem na necessidade de verificação estrutural em situação de incêndio, foi projetado no ano de 2017 e situado na cidade de Brasília.

O projeto de arquitetura serviu de base para criação do modelo estrutural, respeitando-se suas características originais. Com o auxílio do sistema de engenharia estrutural Eberick V10, o projeto foi analisado em temperaturas normais, ou seja, em 20 °C e a partir desse projeto, analisou os elementos estruturais da edificação em situação de incêndio.

O empreendimento é composto por cinco pavimentos, incluindo o térreo e cobertura, a máxima altura do edifício é de 12,80 m, com área total de 5.544 m² e o pé-direito de 3,20 m. A Figura 22 apresenta a o arranjo estrutural adotado para o edifício, composto de pilares, vigas e lajes pré-moldadas. O concreto apresenta $f_{ck}=25$ Mpa e o aço utilizado foi a CA 50. A planta das seções das vigas e lajes do pavimento superior do edifício é apresentada no Anexo A.

Figura 22 - Arranjo estrutural do edifício



Fonte: Arquivo pessoal/Eberick V10

10 ANÁLISE E RESULTADOS

O primeiro passo na verificação de um sinistro é conhecer os critérios de tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) que são especificados na NBR 14432 (2001). De acordo com as características geométricas da edificação e sua ocupação, definiu-se a classificação da edificação quanto ao incêndio como pertencente ao grupo A-2 conforme Quadro 2, assim conforme o Quadro 1 a edificação se classifica como P-3.

No presente trabalho foi considerado um incêndio no primeiro andar, sendo analisados os comportamentos das lajes e vigas, todos com TRRF de 60 minutos. Neste exemplo de dimensionamento as medidas de proteção ativa não foram consideradas na referente edificação, portanto o TRRF não foi reduzido em 30 minutos.

De acordo com a NBR 6118 (2014), item 6, as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil. Dessa forma a classe de agressividade ambiental do projeto em estudo foi definido conforme o Quadro 16.

Quadro 16 - Classe de agressividade ambiental (CCA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
II	Moderada	Urbana	Pequeno

Fonte: NBR 6118 (2014)

No projeto dimensionado de acordo com a norma NBR 6118, foi utilizado o programa computacional AltoQi Eberick V10, com cobrimentos de 2 cm para lajes e 2,5 cm para vigas. A edificação foi projetada utilizando lajes treliçadas unidirecionais preenchidas com EPS.

No dimensionamento da estrutura em temperatura ambiente, somente as vigas atendeu as dimensões necessárias exigidas pela norma NBR 15200 (2012), portanto as lajes deveriam ser redimensionadas.

O projeto em estudo é composto por lajes treliçadas, ou seja, laje formada por vigotas e painéis pré-moldados com armação treliçada, preenchidas com EPS. Na fabricação das vigotas foi definida as seguintes dimensões, 12 cm de base e espessura da capa de 4 cm.

10.1. Verificação estrutural em situação de incêndio

No redimensionamento das lajes pré-moldadas do projeto em questão, foi necessário alterar suas dimensões para que resistissem ao TRRF de 60 minutos. Assim alterando o cobrimento de 2 cm para 4 cm, a largura das nervuras de 12 cm para 15 cm e também a espessura da capa de 4 cm para 6,5 cm, fazendo com que as lajes do pavimento atendessem aos requisitos da NBR 15200 (2012) como mostra o Quadro 17 abaixo.

No dimensionamento das lajes do projeto foi considerado revestimento com argamassa de cimento, cal e areia com espessura de 15 mm.

Quadro 17 - Resultado das lajes redimensionadas

Laje	Tipo Vinculação (Incêndio)	ec (cm)	C_{1n} (mm)	en (cm)	Aviso
LS1	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS2	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS3	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS4	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS5	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS6	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS7	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS8	Treliçada 1D	6.5	46.3	12.0	Ok

Laje	Tipo Vinculação (Incêndio)	ec (cm)	C_{1n} (mm)	en (cm)	Aviso
	Unidirecional	(min = 6.5)	(min = 40.0)	(min = 10.0)	
LS9	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS10	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS11	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS12	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS13	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS14	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS15	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS16	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS17	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS18	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS19	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	46.3 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS20	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS21	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS22	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS23	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS24	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS25	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS26	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS27	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS28	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS29	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS30	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS31	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS32	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS33	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS34	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok

Laje	Tipo Vinculação (Incêndio)	ec (cm)	C_{1n} (mm)	en (cm)	Aviso
LS35	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS36	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS37	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS38	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS39	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS40	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS41	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS42	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS43	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS44	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS45	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS46	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS47	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS48	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS49	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok
LS50	Treliçada 1D Unidirecional	6.5 (min = 6.5)	42.5 (min = 40.0)	12.0 (min = 10.0)	Ok

Fonte: Eberick V10

Onde:

ec = espessura da capa

C_{1n} = distância do centro das armaduras da nervura à face inferior.

en = largura da nervura crítica

Através de um relatório gerado pelo software AltoQi Eberick V10 se obteve a diferença de quantitativos como mostra o Quadro 18 abaixo:

Quadro 18 - Quantitativo das lajes do pavimento superior

DIMENSIONAMENTO	PESO TOTAL DE AÇO (kg)	VOLUME DE CONCRETO (m ³)	PESO TRELIÇAS (kg)	BLOCOS DE ENCHIMENTO
NBR 6118	375,4	17,0	684,9	1602
NBR 15200 (2012)	432,1	25,1	605,0	1505

Conforme o Quadro 18, há um acréscimo no peso total de aço de aproximadamente 15% para o dimensionamento das lajes de acordo com NBR 15200 (2012).

O volume de concreto também teve um acréscimo de cerca de 24%, enquanto o peso das treliças e o número de blocos de enchimento teve um decréscimo de 12% e 7% respectivamente. Como são peças pré-moldadas se vê na necessidade da fabricação de peças com as dimensões requeridas de acordo com NBR 15200.

11 CONCLUSÃO

O presente trabalho demonstrou a importância do dimensionamento de projetos de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, além de mencionar os diversos acontecimentos históricos em que o fogo destruiu empreendimentos e deixando vítimas fatais.

Pode-se afirmar que a redução das propriedades mecânicas devido à elevação da temperatura compromete as estruturas de concreto armado que pode levar a situações catastróficas em virtude da elevação da temperatura dos elementos estruturais a certos limites, sendo suficiente para reduzir a rigidez e chegar ao colapso da edificação.

A norma NBR 15200 (2012) foi fundamental para a realização deste trabalho, apesar de seu uso ser pouco difundido na área da engenharia estrutural, como também a norma 14432, a qual determina as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural.

A partir da revisão bibliográfica realizada foi possível verificar a importância das medidas de proteção ativa das estruturas e o quanto elas podem colaborar na diminuição da exposição da estrutura ao efeito do fogo, diminuindo, portanto, o TRRF, e por consequência, os esforços atuantes em situação de incêndio.

Após a explicação teórica do dimensionamento baseado no método tabular utilizado para lajes e vigas de acordo com a NBR 15200 (2012), o trabalho parte para o redimensionamento do projeto estrutural, primeiramente definindo-se Tempo Requerido de Resistência ao Fogo através das características da edificação.

O trabalho apresentou dois elementos importantes na constituição de um edifício: lajes e vigas, tendo o projeto dimensionado de acordo com os critérios da NBR 6118 (2014) e com o TRRF estabelecido, pôde-se então verificar através do programa computacional AltoQi Eberick V10 se os elementos estruturais atendiam os requisitos estabelecidos na NBR 15200 (2012) em situação de incêndio.

A partir dos resultados obtidos, as vigas atenderam as dimensões, já as lajes tiveram que ser redimensionadas. Assim sendo foi alterado o cobrimento, a largura das nervuras e a espessura da capa das lajes.

Após o redimensionamento se obteve a diferença de quantitativos, podendo concluir que a aplicação da norma na edificação aumentou a quantidade de aço e concreto, mas foi necessário no estudo de caso para prevenção de situações de incêndio.

O estudo de estruturas de concreto sujeitas ao incêndio é amplo e a norma NBR 15200 (2012) é pouco discutida, logo se torna importante que o procedimento de dimensionamento e verificação de empreendimentos em situação de fogo seja amplamente divulgado e o maior número de profissionais da engenharia tome conhecimento da sua aplicação.

Em termos de trabalho futuro, existem muitas linhas de desenvolvimento que podem ser seguidas. Seria interessante fazer um estudo das patologias causadas pelas elevadas temperaturas. Outra linha de desenvolvimento poderia ser um estudo das técnicas de reforço da estrutura após o incêndio, ou ainda uma análise térmica dos elementos estruturais em diferentes temperaturas.

12 REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118 (2014)** – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. 2014.

_____. **NBR 5628** - Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 7480** - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. 2007.

_____. **NBR 8681** - Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 14432** - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. 2001.

_____. **NBR 14859-1** - Laje pré-fabricada – Requisitos – Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 15200** - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento. 2012.

ACELORMITTAL. **Manual Técnico de Lajes Treliçadas**. Disponível em: <http://longos.arcelormittal.com.br/pdf/produtos/construcao-civil/outros/manual-tecnico-trelicas.pdf>. Julho de 2010.

BUCHANAN, A.H. **Structural design for fire safety**. New York: Wiley, 2001.

CHUST, Roberto Carvalho. **Estruturas em Concreto Protendido: Pré-tração, Pós- tração, Cálculo e Detalhamento**. 1. ed. São Paulo, 2012.

CORPO DE BOMBEIROS – POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO (CBPMESP) - **Segurança Estrutural nas Edificações – Resistência ao Fogo dos Elementos de Construção**. INSTRUÇÃO TÉCNICA (IT 08/01). São Paulo: Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública, 2001.

COSTA, Carla Neves et al. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas**. NUTAU. 2002.

COSTA, Carla Neves. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica de São Paulo. São Paulo, 2008.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais**. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo. 2003.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. Brasília, maio de 2002.

DROPPA Jr., A. (1999). **Análise estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 1999.

EBERICK - **Software para elaboração de projetos estruturais em concreto armado**. Disponível em <http://www.altoqi.com.br/eberick/> . Acesso em: julho de 2018.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. BS EN 1994-1-2. EUROCODE 4: **Design composite steel and concrete structures** – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design, 2005.

GESTEIRA, Tatiana. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas). Universidade de São Paulo. São Carlos, 2001.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction** – ISO 834-1. Geneva: ISO/TC, 1999.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo: Pini, 1923.

PASSUELLO, Alexandra et al. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1.ed. São Paulo: IBRACON, 2011.2v

ROSSO, T. Incêndios e arquitetura. Apostila. São Paulo: FAUUSP, 1975.

SILVA, V. P. **Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. São Paulo: Edgard Blücher, 2012.

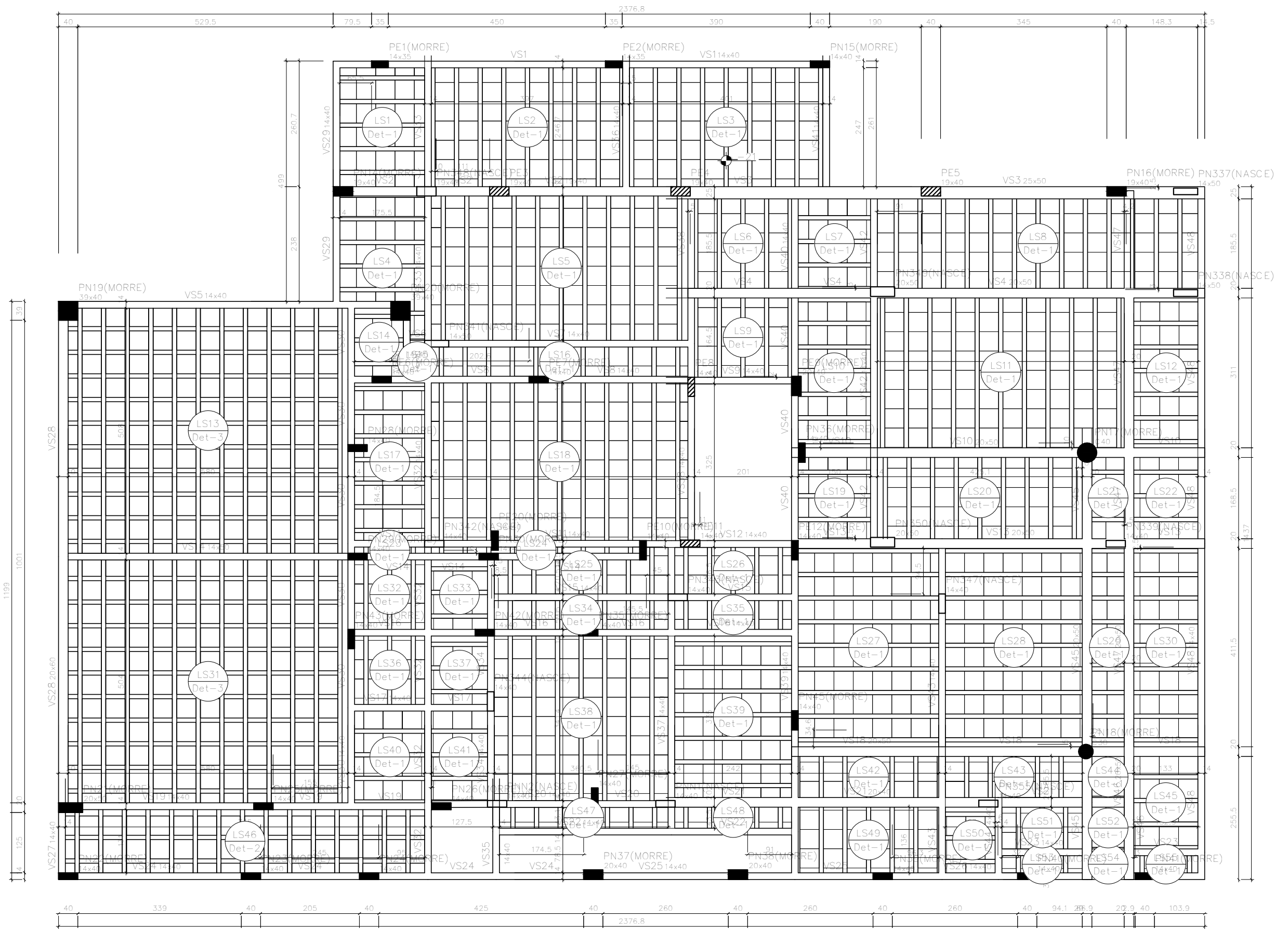
SOUZA, Vicente Custódio de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 3. ed. São Paulo, 2009.

TAYLOR. **Cement Chemistry**. 2. ed. London, 1997. Disponível em : <http://pt.scribd.com/doc/46655215/Cement-Chemistry-2nd-Edition#scribd>. Acesso em: 12 maio. 2018.

VARGAS, Mauri Resende; SILVA, Valdir Pignatta. **Manual de construção em aço: resistência ao fogo das estruturas de aço**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2003.

ANEXO A

Planta de forma do pavimento tipo dimensionado conforme NBR 6118 (2014)



FORMA DO PAVIMENTO PAV. SUPERIOR (NIVEL 320)
 escala 1:50