



UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO – UEMA
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS – CCT
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS GABRIEL ARAUJO RIBEIRO

**ESTUDO DAS RECOMENDAÇÕES DE PROJETO DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONFORME A
NBR 15200: 2012**

São Luís
2019

LUCAS GABRIEL ARAUJO RIBEIRO

**ESTUDO DAS RECOMENDAÇÕES DE PROJETO DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONFORME A
NBR 15200:2012**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo de Azevedo Neves

São Luís
2019

Ribeiro, Lucas Gabriel Araujo.

Estudo das recomendações de projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio conforme a NBR 15200:2012 / Lucas Gabriel Araujo Ribeiro. – São Luís, 2019.

78 f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2019.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo de Azevedo Neves.

1.Concreto armado. 2.Projeto estrutural. 3.Incêndio. 4.Segurança. 5.Vigas – Lajes – Pilares. I. Título

CDU: 624.012.45

Elaborado por Giselle Frazão Tavares- CRB 13/665

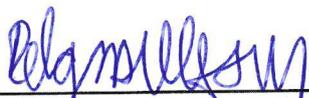
LUCAS GABRIEL ARAUJO RIBEIRO

**ESTUDO DAS RECOMENDAÇÕES DE PROJETO DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONFORME A
NBR 15200:2012**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade
Estadual do Maranhão, como requisito para
obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil.

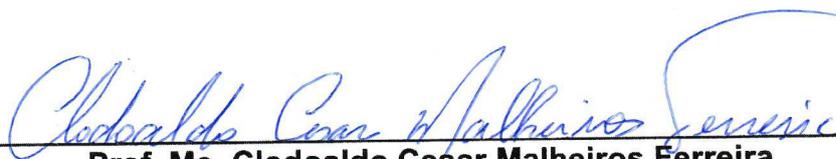
Aprovado em: 04/12/2019

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Rodrigo de Azevedo Neves (Orientador)

Doutor em Engenharia de Estruturas
Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Me. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira

Mestre em Engenharia Civil
Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Me. Caio Cesar Pereira de Aguiar

Mestre em Projeto de Estruturas
Universidade Estadual do Maranhão

Ao Deus, Todo Poderoso, pelo dom da vida, e aos meus familiares por tudo que fizeram por mim.

AGRADECIMENTOS

A Deus, Todo Poderoso, pelo dom da vida e pelo amor, graça e misericórdia infinitos.

Aos meus pais, Francisco e Luziane, por tudo que fizeram por mim e por todos os conselhos, incentivo, suporte e esforços empregados para que eu chegasse até aqui.

Às minhas avós, Felicidade e Conceição, pelo amor e carinho.

Às minhas irmãs Francilene, Josilene e Louise por tudo que fizeram e fazem por mim.

À minha prima Flávia, que me ajudou bastante nesse transcurso, bastante prestativa e paciente.

Aos demais familiares por todo o apoio, fundamental, durante a caminhada até aqui.

Aos meus amigos da UEMA, em especial, Wellysson, Judah, Vinícius, Diego, Raphael, Ícaro, Cadu, João Pedro e João Victor.

Aos meus amigos do Colégio Batista Ludovicense, em especial, Matheus e João Pedro.

Ao professor Rodrigo Neves pela confiança.

Aos professores do curso de Engenharia Civil da UEMA, pelos conhecimentos passados com excelência.

Aos professores do Colégio Batista Ludovicense e da Escola Rosa de Sarom, muito importantes na minha formação.

A todos os demais que contribuíram de alguma maneira com essa conquista.

“O SENHOR é o meu pastor, nada me faltará”.

(Salmos 23:1)

RESUMO

O presente trabalho se propõe a apresentar o procedimento previsto na ABNT NBR 15200:2012 para o projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. A verificação dos elementos de concreto considerando a ação do fogo tem fundamental importância diante dos riscos que essa condição representa à estrutura e, conseqüentemente, aos usuários e vizinhos. A exposição de estruturas de concreto à ação do fogo leva à alteração de suas propriedades, com destaque para a resistência à compressão do concreto e a resistência ao escoamento do aço, que diminuem nessa situação, podendo levar ao colapso estrutural. A ABNT NBR 15200:2012 indica os procedimentos de verificação necessários para que sejam atendidas as exigências previstas na ABNT NBR 14432:2001 – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento” –, apresentando vários métodos para tal. Para o estudo, foram feitos exemplos de verificação de estruturas em situação de incêndio, utilizando os métodos tabular, tabular geral, e analítico para pilares, com o auxílio do sistema CAD/TQS.

Palavras-chave: Concreto armado. Projeto estrutural. Incêndio. Segurança. Vigas. Lajes. Pilares.

ABSTRACT

This paper proposes to present the procedure provided for in ABNT NBR 15200:2012 for the design of reinforced concrete structures in fire situation. The verification of concrete elements considering the action of fire is of fundamental importance considering the risks that this condition represents to the structure and, consequently, to users and neighbors. The exposure of concrete structures to the action of fire leads to changes in their properties, particularly the compressive strength of the concrete and the yield strength of steel, which decrease in this situation, and might lead a structural collapse. ABNT NBR 15200:2012 indicates the necessary verification procedures to meet the requirements of ABNT NBR 14432: 2001, "Fire-resistance requirements for building elements - Procedure", presenting several methods for this. For the research, examples were made analyzing structures in fire situation, using the tabular, general tabular, and abutment analytical methods, with the aid of CAD/TQS system.

Keywords: Reinforced concrete. Structural design. Structural Fire. Safety. Beams. Slabs. Columns.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Colapso estrutural causado por incêndio em edifício no centro de São Paulo	14
Figura 2 - Curva de incêndio real	18
Figura 3 - Curva-padrão temperatura-tempo.....	20
Figura 4 - Transformações na microestrutura do concreto com o aumento da temperatura e sua relação com efeitos visuais a olho nu.....	26
Figura 5 - Diagrama tensão-deformação do concreto	28
Figura 6 - Calor específico do concreto em função da temperatura, para valores de umidade de 0%, 1,5% e 3%	29
Figura 7 - Diagrama tensão-deformação do aço	32
Figura 8 - Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal de vigas	34
Figura 9 - Envoltória de momentos fletores.....	35
Figura 10 - Comprimento equivalente de pilares em estruturas com $\gamma_z \leq 1,1$	40
Figura 11 - Curvas TRF x b x c ₁ para número de barras longitudinais igual a 4 (n = 4)	41
Figura 12 - Curvas TRF x b x c ₁ para número de barras longitudinais maior que 4 (n > 4).....	41
Figura 13 - Isotermas em um elemento de concreto	46
Figura 14 - Corte esquemático do edifício.....	51
Figura 15 - Planta de forma da cobertura.....	51
Figura 16 - Visualização 3D da estrutura	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Temperaturas conforme modelo do incêndio-padrão.....	19
Tabela 2 - Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último (ELU)	23
Tabela 3 - Fatores de combinação.....	23
Tabela 4 - Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos	24
Tabela 5 - Valores do fator de redução para concretos de massa específica normal	27
Tabela 6 - Valores das relações $k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$ e $k_{Es,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva.....	31
Tabela 7 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas	34
Tabela 8 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos	34
Tabela 9 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas.....	35
Tabela 10 - Dimensões mínimas para lajes contínuas.....	36
Tabela 11 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo.....	36
Tabela 12 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas	36
Tabela 13 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas.....	36
Tabela 14 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção	37
Tabela 15 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo	37
Tabela 16 - Dimensões mínimas para pilares-parede.....	38
Tabela 17 - Fatores de ponderação das medidas de segurança contra incêndio	48
Tabela 18 - Valores de γ_{s2} em função do risco de ativação do incêndio (r)	48
Tabela 19 - Definição do TRRF da edificação.....	53
Tabela 20 - Dimensões mínimas por elemento para TRRF = 30 min	54
Tabela 21 - Verificação das vigas segundo o método tabular.....	55
Tabela 22 - Verificação das lajes de cobertura segundo o método tabular.....	56
Tabela 23 - Verificação das demais lajes segundo o método tabular	56
Tabela 24 - Resultados da verificação dos pilares do pavimento térreo pelo método analítico.....	57
Tabela 25 - Resultados da verificação dos pilares do pavimento tipo pelo método analítico.....	57

Tabela 26 - Resultados da verificação dos pilares do pavimento cobertura pelo método analítico.....	58
Tabela 27 - Verificação dos parâmetros dos pilares que não passaram no método analítico.....	59
Tabela 28 - Resultados dos pilares do pavimento térreo após novo processamento	60
Tabela 29 - Resultados dos pilares do pavimento cobertura pelo após novo processamento.....	60

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CEN – Comité Européen de Normalisation [Comitê Europeu de Normalização]

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Último de Serviço

NBR – Norma Brasileira

TRF – Tempo de Resistência ao Fogo

TRFF – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	14
1.2 JUSTIFICATIVA	15
1.3 OBJETIVOS	16
1.3.1 Objetivo Geral	16
1.3.2 Objetivos Específicos	16
2 REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE FOGO E INCÊNDIO	17
2.1.1 Fogo	17
2.1.2 Incêndio.....	17
2.1.2.1 Incêndio-Padrão	19
2.2 EXIGÊNCIAS DE RESISTÊNCIA AO FOGO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	20
2.3 COMBINAÇÃO DAS AÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	21
2.3.1 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)	24
2.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	25
2.4.1 Concreto.....	25
2.4.1.1 Resistência à Compressão.....	26
2.4.1.2 Diagrama Tensão-Deformação	27
2.4.1.3 Propriedades Térmicas do Concreto	28
2.4.2 Aço	30
2.4.2.1 Resistência ao Escoamento e Módulo de Elasticidade	30
2.4.2.2 Diagrama Tensão-Deformação	31
2.5 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....	33
2.5.1 Método Tabular	33
2.5.1.1 Vigas	33
2.5.1.2 Lajes.....	35
2.5.1.3 Pilares	37
2.5.2 Método Analítico para Pilares.....	38
2.5.3 Método Tabular Geral.....	41
2.5.4 Métodos Simplificados de Cálculo.....	43

2.5.5 Métodos Avançados de Cálculo	46
2.5.6 Método Experimental.....	47
2.5.7 Método do Tempo Equivalente.....	47
3 METODOLOGIA	50
3.1 APRESENTAÇÃO DA PLATAFORMA CAD/TQS	50
3.2 APRESENTAÇÃO DO EXEMPLO	50
3.2.1 Dados	52
3.2.2 TRRF.....	53
4 ESTUDO DE CASO	55
4.1 MÉTODO TABULAR	55
4.2 MÉTODO ANALÍTICO PARA PILARES	56
4.3 MÉTODO TABULAR GERAL	61
4.3.1 Pilar P1	61
4.3.2 Pilar P5.....	62
4.3.3 Pilar P16.....	63
4.3.4 Pilar P20.....	64
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	66
REFERÊNCIAS.....	67
ANEXO A - TABELAS DO MÉTODO TABULAR GERAL PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES RETANGULARES OU CIRCULARES.....	70

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os projetos de estruturas de concreto armado são geralmente elaborados levando em conta a temperatura ambiente (aproximadamente 20°C). Porém, em algumas situações é necessário que se faça a verificação dessas estruturas considerando a ação excepcional de incêndios. Isso se deve ao fato de que os materiais constituintes do concreto armado têm suas características e propriedades alteradas quando expostos a altas temperaturas, podendo ocorrer o colapso estrutural.

Figura 1 - Colapso estrutural causado por incêndio em edifício no centro de São Paulo



Fonte: G1 – Autor: Arruda (2018)

O projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio é de fundamental importância, pois proporciona mais segurança, através do controle do estágio inicial do incêndio e da propagação das chamas, aumento do tempo de fuga dos usuários, entre outros.

A norma que regulamenta o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio é a NBR 15200 (ABNT, 2012), que apresenta os critérios para dimensionamento e os parâmetros necessários para que as estruturas cumpram os objetivos nela estabelecidos, 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.

Já a norma que traz as exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações é a NBR 14432 (ABNT, 2001). Essa norma traduz a ação do incêndio na estrutura por um intervalo de tempo de exposição a um incêndio-padrão, denominado Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).

O TRRF corresponde ao tempo que a estrutura deve manter suas funções de corta-fogo (impedindo que haja propagação do fogo para a face oposta à face atingida pelo incêndio) e de suporte (impedindo que haja colapso da estrutura), quando exposta ao incêndio-padrão (variação de temperatura em função do tempo prevista pela NBR 14432), sendo este um parâmetro importante para o dimensionamento das estruturas.

O presente trabalho se propõe a explorar o comportamento das estruturas de concreto armado em situação de incêndio, e apresentar exemplos de dimensionamento e verificação das estruturas para as circunstâncias citadas.

1.2 JUSTIFICATIVA

Este trabalho visa abordar um aspecto dos projetos de estruturas de concreto pouco explorado durante a graduação, porém de extrema importância, que se trata da verificação dessas estruturas para situações de exposição a altas temperaturas provocadas por incêndios.

A verificação das estruturas em situação de incêndio é muito importante, tendo em vista que as estruturas de concreto têm suas propriedades alteradas nessas circunstâncias. Para maior segurança dos usuários e vizinhos, é necessário que os requisitos previstos pelas normas citadas sejam atendidos.

. Ao longo dos anos, muitos estudos foram publicados abordando a variabilidade do comportamento do concreto armado quando exposto a altas temperaturas, sendo levantados os danos provocados por essas ações na microestrutura, que causam, entre outras coisas, a diminuição da resistência.

O trabalho procura esclarecer e aprofundar os aspectos que envolvem o projeto de estruturas de concreto em situações de incêndio, desde o comportamento dessas estruturas até as recomendações previstas nas normas, explorando um aspecto que, apesar da importância, é pouco abordado no ambiente acadêmico, e até mesmo no meio profissional.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é apresentar as exigências de resistência ao fogo das estruturas de concreto armado, o comportamento dessas estruturas em situações de incêndio, e o dimensionamento dessas estruturas segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012).

1.3.2 Objetivos Específicos

- Apresentar as exigências de resistência ao fogo das estruturas de concreto armado;
- Apresentar as propriedades dos componentes do concreto armado, bem como o comportamento desses materiais em situação de incêndio;
- Apresentar o procedimento previsto na NBR 15200 (ABNT, 2012) para projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio;
- Apresentar exemplos de verificação de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE FOGO E INCÊNDIO

2.1.1 Fogo

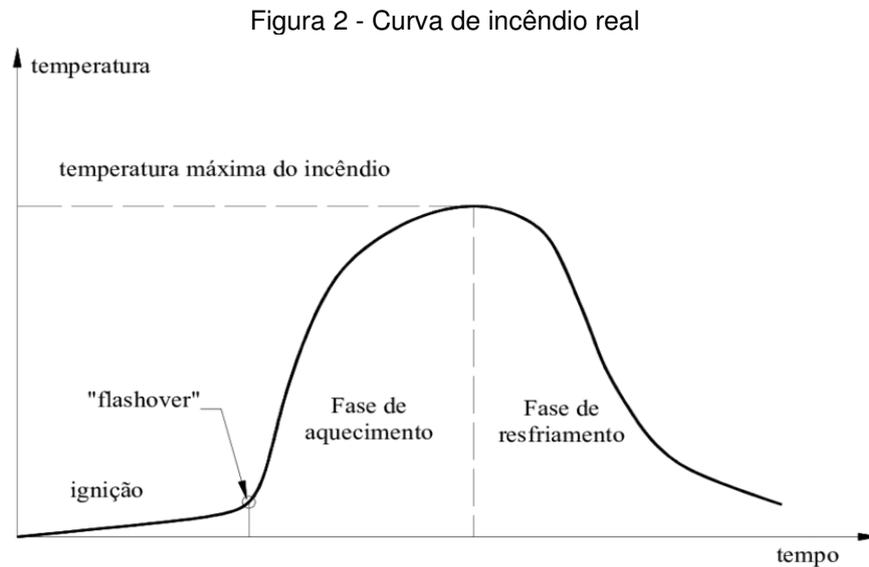
A NBR 13860 (ABNT, 1997), “Glossário de Termos Relacionados Com a Segurança Contra Incêndio” define o fogo como o “processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz”. Segundo Seito *et al* (2008), vários fatores exercem influência sobre o início e a manutenção do fogo, tais como estado da matéria, massa específica, calor específico, ponto de fulgor, quantidade de calor, entre outros, fato que justifica os diferentes comportamentos dos materiais combustíveis na ignição e manutenção do fogo.

2.1.2 Incêndio

O incêndio é definido pela NBR 13860 (ABNT, 1997) como “fogo fora de controle”. Segundo Seito *et al* (2008), o incêndio possui três produtos (calor, fumaça e chama), que são utilizados pelos dispositivos de detecção e combate ao incêndio. Seito *et al* (2008) indicam os diversos fatores que contribuem e influenciam no início e desenvolvimento dos incêndios, sendo eles:

- a) forma geométrica e dimensões da sala ou local;
- b) superfície específica dos materiais combustíveis envolvidos;
- c) distribuição dos materiais combustíveis no local;
- d) quantidade de material combustível incorporado ou temporário;
- e) características de queima dos materiais envolvidos;
- f) local do início do incêndio no ambiente;
- g) condições climáticas (temperatura e umidade relativa);
- h) aberturas de ventilação do ambiente;
- i) aberturas entre ambientes para a propagação do incêndio;
- j) projeto arquitetônico do ambiente e ou edifício;
- k) medidas de prevenção de incêndio existentes;
- l) medidas de proteção contra incêndio instaladas.

Silva (2012) indica que a principal característica de um incêndio, considerando o estudo de estruturas, é a curva de incêndio real, que fornece a temperatura média dos gases quentes em função do tempo de incêndio. Essa curva é apresentada na Figura 2:



Fonte: Silva (2016)

O *flashover* corresponde a um ponto em que ocorre uma inflamação generalizada, quando a superfície de toda a carga combustível presente entra em ignição.

A curva pode ser dividida nas seguintes fases (SILVA, 2016):

a) fase de ignição: fase inicial, em que não há danos à estrutura, mas há riscos à vida humana, devido aos gases tóxicos provenientes do incêndio. A detecção do incêndio e o procedimento de combate devem ser feitos nessa fase;

b) fase de aquecimento: se inicia com o *flashover*. Ocorre a inflamação generalizada, e o incêndio toma grandes proporções. O incêndio deve ser extinto antes dessa fase;

c) fase de resfriamento: ocorre quando o combustível é totalmente consumido, havendo redução gradual da temperatura do ambiente.

Segundo Silva (2008), é usual adotar-se, em métodos simplificados de análise, uma distribuição uniforme de temperaturas no compartimento após o *flashover*. Considera-se na verificação, em favor da segurança, que o incêndio sempre atinge o valor máximo de temperatura.

2.1.2.1 Incêndio-Padrão

O incêndio-padrão consiste em uma variação padronizada de temperatura em função do tempo prevista pela NBR 14432 (ABNT, 2001), através da seguinte expressão:

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

onde:

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

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

t = tempo, em minutos.

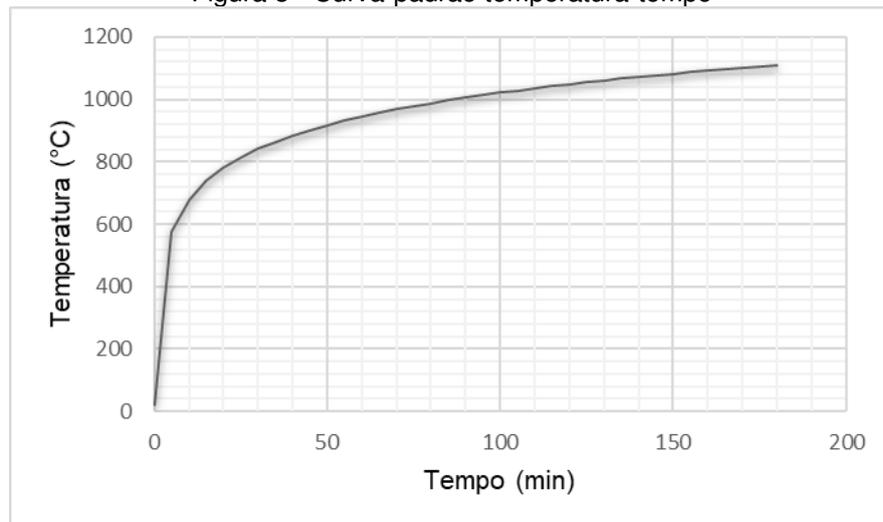
A partir da Equação 1, pode-se obter a Tabela 1, com os valores de temperatura em função do tempo, e a curva-padrão temperatura-tempo (Figura 3).

Tabela 1 - Temperaturas conforme modelo do incêndio-padrão

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

Fonte: Silva (2016)

Figura 3 - Curva-padrão temperatura-tempo



Fonte: O autor (2019)

2.2 EXIGÊNCIAS DE RESISTÊNCIA AO FOGO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Segundo Silva, Vargas e Ono (2010), uma estrutura, em situação de incêndio, é considerada segura quando possui capacidade para suportar, sem colapso, os esforços, considerando-se a redução de resistência dos materiais estruturais devido à exposição a altas temperaturas.

A norma que estabelece os requisitos de resistência ao fogo exigidos para as estruturas de concreto é a NBR 14432 (ABNT, 2001) – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento”. Nela estão dispostos os parâmetros necessários para que, em caso de incêndio, seja evitado o colapso estrutural.

A obrigatoriedade da verificação das estruturas de concreto para a situação de incêndio é estabelecida pela NBR 14432 (ABNT, 2001), em função do porte da edificação e de sua carga de incêndio, definida pela norma como a “soma das energias caloríficas que poderiam ser liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis em um espaço” (ABNT, 2001).

Segundo a NBR 14432 (ABNT, 2001), estão isentas dessa verificação as edificações:

- a) cuja área total seja menor ou igual a 750 m²;
- b) 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;

c) edificações térreas, com as seguintes exceções:

- a cobertura da edificação tiver função de piso, mesmo que seja para saída de emergência;
- a estrutura da edificação, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, for essencial à estabilidade de um elemento de compartimentação;
- a edificação não tiver uso industrial, com carga de incêndio específica superior a 500 MJ/m² (excluem-se desta regra os depósitos);
- a edificação tiver uso industrial, com carga de incêndio específica superior a 1200 MJ/m², observados os critérios de compartimentação constantes nas normas brasileiras em vigor ou, na sua falta, regulamentos de órgãos públicos;
- a edificação for utilizada como depósito com carga de incêndio específica superior a 2000 MJ/m², observados os critérios de compartimentação constantes nas normas brasileiras em vigor ou, na sua falta, regulamentos de órgãos públicos;

São isentas também edificações que se enquadram em casos específicos previstos no Anexo A da norma. Além disso, segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), projetos que favoreçam a prevenção ou a proteção contra o incêndio, podem ter aliviadas as exigências em relação à resistência de sua estrutura ao fogo, podendo ser adotado o método do tempo equivalente, abordado em 2.5.7. Para todos os demais casos é obrigatória a verificação das estruturas para a situação de incêndio, seguindo as recomendações previstas na NBR 15200 (ABNT, 2012).

2.3 COMBINAÇÃO DAS AÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Segundo a NBR 8681, “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento” (ABNT, 2003), a ação do incêndio sobre a estrutura é classificada como uma ação excepcional, ou seja, uma ação de curta duração e baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, sendo verificada no Estado Limite Último (ELU). Nesse caso, a ação de cálculo é dada pela Equação 2:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (2)$$

onde:

F_d = valores de cálculo das ações;

γ_{gi} = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

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

$F_{Q,exc}$ = valor da ação transitória excepcional;

γ_q = coeficiente de ponderação para ações diretas variáveis;

$\psi_{0j,ef}$ = fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória;

$F_{Qj,k}$ = valor característico de cada uma das ações variáveis secundárias.

A ação dos incêndios também pode ser representada por uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura (ABNT, 2003), sendo respeitada a seguinte condição:

$$S_{d,fi} = (\gamma_g F_{G,k} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{Qj,k}) \leq R_{d,fi} [f_{ck,\theta}, f_{yk,\theta}, f_{pyk,\theta}] \quad (3)$$

onde:

$S_{d,fi}$ = solicitação de cálculo em situação de incêndio;

ψ_{2j} = fator de redução de combinação quase permanente para ELS;

$R_{d,fi}$ = resistência de cálculo em situação de incêndio;

$f_{ck,\theta}$ = resistência característica à compressão do concreto na temperatura θ ;

$f_{yk,\theta}$ = resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva na temperatura θ ;

$f_{pyk,\theta}$ = resistência característica ao escoamento do aço de armadura ativa na temperatura θ .

Os demais termos já foram definidos.

A variação dos valores da resistência à compressão do concreto e da resistência ao escoamento do aço será abordada na Seção 2.4.

Os fatores de ponderação das Equações 2 e 3 são encontrados na NBR 6118 (ABNT, 2014). Os valores são mostrados na Tabela 2:

Tabela 2 - Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último (ELU)

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

D = Desfavorável;

F = Favorável;

G = Cargas variáveis em geral;

T = Temperatura.

Fonte: Adaptado de ABNT (2014)

Considerando a situação de incêndio, em que a combinação de ações é excepcional, temos que $\gamma_g = 1,2$ e $\gamma_q = 1,0$.

Os fatores de combinação também são encontrados na NBR 6118 (ABNT, 2014). Os valores são apresentados na Tabela 3:

Tabela 3 - Fatores de combinação

Ações		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas Acidentais de edifícios	Edifícios residenciais	0,5	0,4	0,3
	Edifícios comerciais	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6

Fonte: Adaptado de ABNT (2014)

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), para combinações em que a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, sendo multiplicado por 0,7.

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{a,fi}$) podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente, na ausência de qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio.

2.3.1 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)

Como já visto, a ação do incêndio nas estruturas de concreto pode ser representada pelo Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). O TRRF consiste no intervalo de tempo de exposição da estrutura ao incêndio-padrão (ABNT, 2001). Os valores do TRRF são obtidos em função do uso e das dimensões das edificações, e são a base para os métodos de dimensionamento apresentados pela NBR 15200. Os valores de TRRF, apresentados na NBR 14432 (ABNT, 2001) são mostrados na Tabela 4:

Tabela 4 - Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minutos

Uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da Edificação				
		$h_2 > 10\text{m}$	$h_2 \leq 10\text{m}$	$h \leq 6\text{m}$	$6\text{m} < h \leq 12\text{m}$	$12\text{m} < h \leq 23\text{m}$	$23\text{m} < h \leq 30\text{m}$	$h > 30\text{m}$
Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
Serviços automotivos	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
Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
	I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
	J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

OBS: 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 (ABNT, 2001).

Fonte: Adaptado de ABNT (2001)

2.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

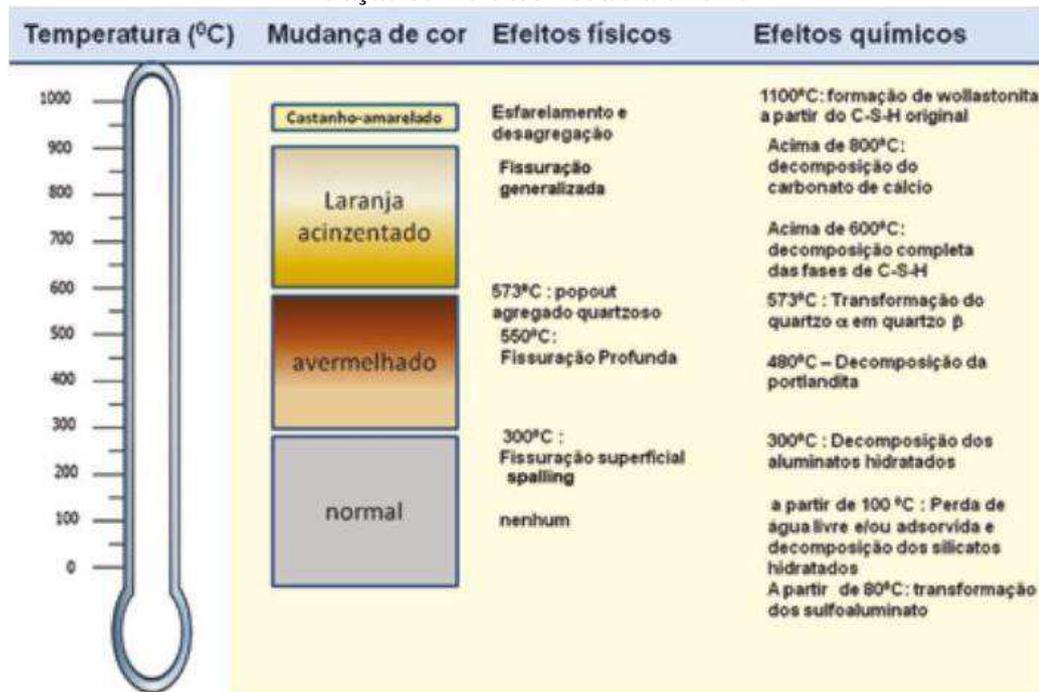
Como já visto, os materiais constituintes do concreto armado têm suas propriedades alteradas quando expostos a altas temperaturas. Os itens 2.4.1 e 2.4.2 apresentam o comportamento do concreto e do aço, respectivamente, em situação de incêndio.

2.4.1 Concreto

A resistência à compressão do concreto diminui com o aumento da temperatura, bem como a aderência entre o cimento e os agregados. A baixa condutividade térmica do concreto gera gradientes de temperatura entre a superfície exposta ao fogo e o interior do elemento estrutural, podendo resultar em lascamento superficial, também conhecido por *spalling* (BATTAGIN; SILVEIRA, 2018).

Battagin e Silveira (2018) discorrem ainda que as mudanças nas propriedades estruturais do concreto não se revertem, pois as transformações nas propriedades físicas e químicas da pasta de cimento e dos agregados causadas pelas altas temperaturas são irreversíveis, podendo ser usadas como indicadores de temperaturas máximas de exposição, com base no exame pós-fogo da microestrutura do concreto.

Figura 4 - Transformações na microestrutura do concreto com o aumento da temperatura e sua relação com efeitos visuais a olho nu



Fonte: Battagin e Silveira (2018)

2.4.1.1 Resistência à Compressão

A resistência à compressão em diferentes temperaturas ($f_{c,\theta}$) é dada pelo produto da resistência característica do concreto em temperatura ambiente (f_{ck}) pelo fator de redução da resistência ($k_{c,\theta}$), tabelado para cada temperatura.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (4)$$

A NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta os valores comparativos da resistência à compressão do concreto em diferentes temperaturas e em situação normal, para concretos preparados com agregados predominantemente silicosos, e com massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³). Para concretos preparados com agregados calcários, a norma aconselha a utilização das recomendações do Eurocode 2 Part 1 – 2 (norma europeia para verificação da resistência ao fogo de estruturas de concreto).

Os valores previstos na NBR 15200 (ABNT, 2012), e no Eurocode 2 Part 1 – 2 para concretos com agregados silicosos são os mesmos. A Tabela 5 traz os valores do fator de redução previstos no Eurocode 2 Part 1 – 2, para concretos com agregados silicosos e calcários (CEN, 2004).

Tabela 5 - Valores do fator de redução para concretos de massa específica normal

Temperatura do Concreto (°C)	Agregados Siliciosos	Agregados Calcários
	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: CEN (2004)

2.4.1.2 Diagrama Tensão-Deformação

Segundo a NBR 15200 (ANBT, 2012), o diagrama tensão-deformação do concreto obedece à seguinte equação:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \frac{3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (5)$$

onde:

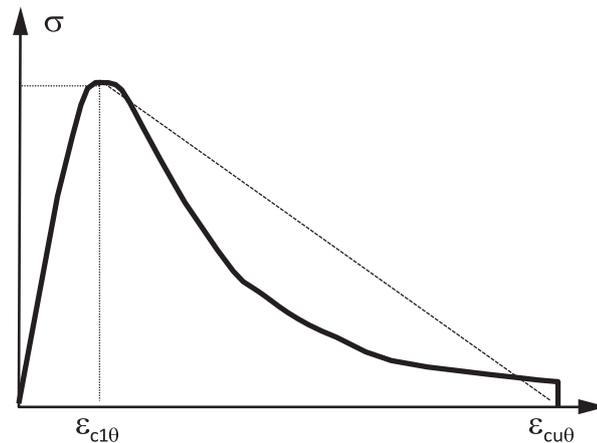
$\sigma_{c,\theta}$ = valor da tensão à compressão do concreto à temperatura elevada θ , expresso em MPa;

$\varepsilon_{c,\theta}$ = deformação linear específica correspondente do concreto à temperatura elevada θ (adimensional);

$\varepsilon_{c1,\theta}$ = deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ .

O diagrama tensão-deformação é apresentado na Figura 5:

Figura 5 - Diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: ABNT (2012)

2.4.1.3 Propriedades Térmicas do Concreto

a) Alongamento: Segundo a NBR 15200 (ANBT, 2012), o alongamento específico do concreto de densidade normal com agregado silicoso é obtido pela seguinte fórmula:

- Para $20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 700\text{ °C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta_c^3 - 1,8 \cdot 10^{-4}$$

- Para $700\text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ °C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \cdot 10^{-3}$$

(6)

onde:

l = comprimento da peça de concreto com densidade normal a 20 °C ;

Δl = alongamento do elemento de concreto de densidade normal provocado pela temperatura;

θ_c = temperatura do concreto, em graus Celsius.

b) Calor Específico: O calor específico $c_p(\theta)$ do concreto seco é dado, tanto para agregados silicosos, quanto para agregados calcários, pelas seguintes expressões:

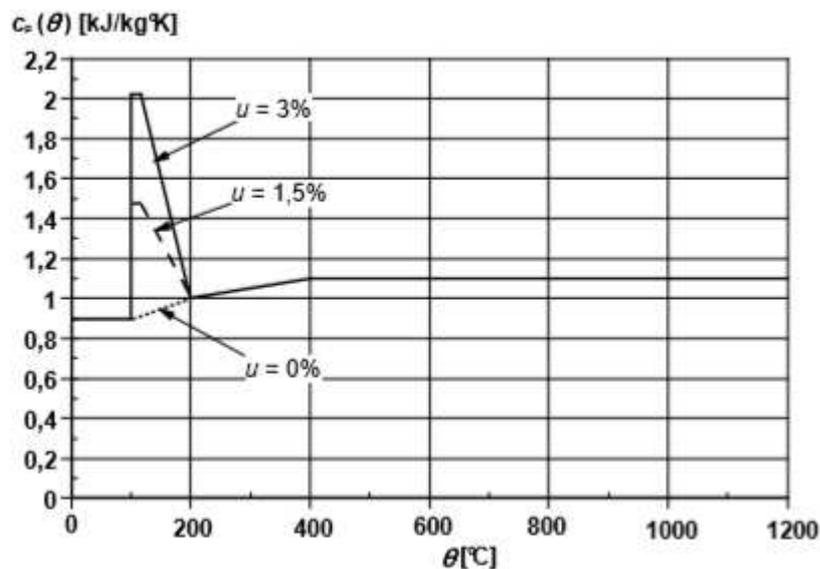
$$\begin{aligned}
 c_p(\theta) &= 900 \text{ (J/kg } ^\circ\text{C)}, \text{ para } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C} \\
 c_p(\theta) &= 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg } ^\circ\text{C)}, \text{ para } 100 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 200 \text{ } ^\circ\text{C} \\
 c_p(\theta) &= 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg } ^\circ\text{C)}, \text{ para } 200 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C} \\
 c_p(\theta) &= 1100 \text{ (J/kg } ^\circ\text{C)}, \text{ para } 400 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C}
 \end{aligned}
 \tag{7}$$

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), quando a umidade não for considerada explicitamente no método de cálculo, a função do calor específico do concreto pode ser modelada por um valor constante $c_{p,top}$, situado entre 100 °C e 115 °C, com decréscimo linear entre 115 °C e 200 °C.

$$\begin{aligned}
 c_{p,top} &= 900 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}, \text{ para umidade de 0 \% em peso} \\
 c_{p,top} &= 1470 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}, \text{ para umidade de 1,5 \% em peso} \\
 c_{p,top} &= 2020 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}, \text{ para umidade de 3,0 \% em peso}
 \end{aligned}
 \tag{8}$$

O Eurocode 2 Part. 1 – 2 (CEN, 2004) apresenta o gráfico do calor específico do concreto em função da temperatura, para os 3 valores de umidade citados na Equação 8 (Figura 6).

Figura 6 - Calor específico do concreto em função da temperatura, para valores de umidade de 0%, 1,5% e 3%



Fonte: CEN (2004)

c) Condutividade Térmica: A condutividade térmica do concreto (λ) é determinada, para $20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C}$, pela seguinte equação:

$$\lambda = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (9)$$

d) Densidade: A variação da densidade com o aumento de temperatura é dada pelas seguintes equações:

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

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85), \text{ para } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200), \text{ para } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (10)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200), \text{ para } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800), \text{ para } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

2.4.2 Aço

2.4.2.1 Resistência ao Escoamento e Módulo de Elasticidade

Analogamente à resistência à compressão do concreto, a resistência ao escoamento do aço de armadura passiva em diferentes temperaturas ($f_{y,\theta}$) é dada pelo produto da resistência característica do aço em temperatura ambiente (f_{yk}) pelo fator de redução da resistência ($k_{s,\theta}$), tabelado para cada temperatura.

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad (11)$$

Da mesma forma, o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva para diferentes temperaturas ($E_{s,\theta}$) é dado pelo produto do módulo de elasticidade em temperatura ambiente (E_s) pelo fator de redução do módulo de elasticidade ($k_{E_s,\theta}$), tabelado para cada temperatura.

$$E_{s,\theta} = k_{E_s,\theta} E_s \quad (12)$$

A NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta os valores das relações entre a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em diferentes temperaturas e em temperatura ambiente:

Tabela 6 - Valores das relações $k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$ e $k_{E_s,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$ para aços de armadura passiva

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

Fonte: ABNT (2012)

2.4.2.2 Diagrama Tensão-Deformação

Segundo a NBR 15200 (ANBT, 2012), o diagrama tensão-deformação do concreto obedece às seguintes equações:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{s,\theta} &= \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta} && \text{para } 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2} && \text{para } \varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{y,\theta} && \text{para } \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= f_{y,\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right) \right] && \text{para } \varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{u,\theta} \\
 \sigma_{s,\theta} &= 0 && \text{para } \varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta}
 \end{aligned} \tag{13}$$

sendo:

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right)$$

$$b^2 = c \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2$$

$$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$$

$$\varepsilon_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{E_{s,\theta}}$$

$$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$$

$$f_{pk,\theta} = k_{p,\theta} f_{yk}$$

onde:

$\sigma_{s,\theta}$ = valor da tensão do aço à temperatura elevada θ , expresso em MPa;

$E_{s,\theta}$ = módulo de elasticidade do aço de armadura passiva na temperatura θ ;

E_s = módulo de elasticidade do aço a 20 °C;

$f_{y,\theta}$ = resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ ;

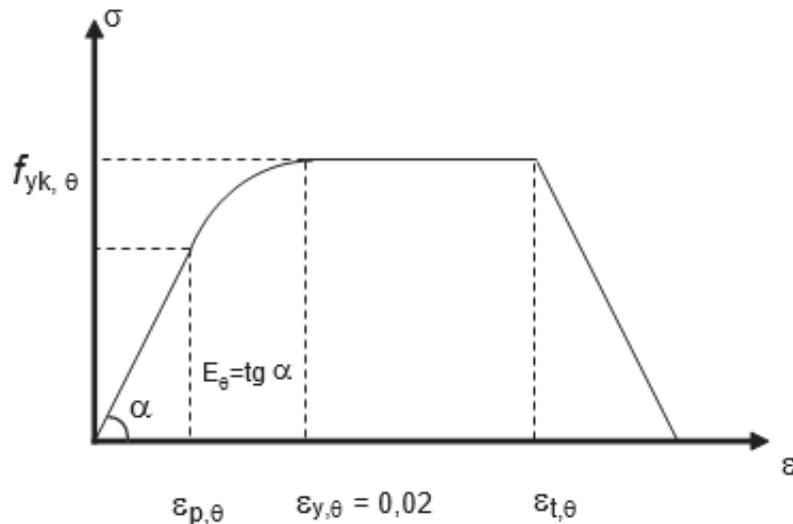
f_{yk} = resistência ao escoamento do aço a 20 °C;

$f_{p,\theta}$ = resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço, a uma temperatura θ ;

$\varepsilon_{s,\theta}, \varepsilon_{p,\theta}, \varepsilon_{y,\theta}, \varepsilon_{t,\theta}, \varepsilon_{u,\theta}$ = parâmetros de deformação.

Segundo a NBR 15200, os parâmetros de deformação $\varepsilon_{t,\theta}$ e $\varepsilon_{u,\theta}$ dependem da classe de resistência do aço. Para aços de ductilidade normal (CA 60, conforme ABNT NBR 6118), $\varepsilon_{t,\theta} = 5\%$ e $\varepsilon_{u,\theta} = 10\%$; para os aços de alta ductilidade (CA 25/50, conforme NBR 6118), $\varepsilon_{st,\theta} = 15\%$ e $\varepsilon_{su,\theta} = 20\%$ (ABNT, 2012).

Figura 7 - Diagrama tensão-deformação do aço



Fonte: ABNT (2012)

2.5 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

A NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta os métodos aplicáveis ao dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio, abordados nas Seções 2.5.1 a 2.5.7.

2.5.1 Método Tabular

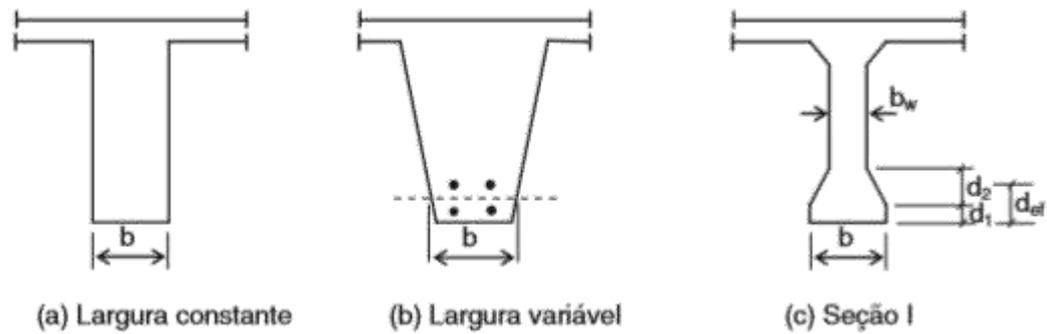
O método tabular é o método de dimensionamento mais utilizado, devido à sua simplicidade. Nele basta que as estruturas atendam às dimensões mínimas previstas na norma, em função do TRRF, de modo a garantir as funções corta-fogo e de suporte da estrutura. Apenas a armadura longitudinal é considerada nesse critério, visto que, em situação de incêndio, as peças de concreto rompem usualmente por flexão ou flexocompressão e não por cisalhamento (ABNT, 2012).

As Tabelas 7 a 16 apresentam os valores mínimos de largura das vigas, espessura das lajes, dimensões das seções transversais de pilares e tirantes e distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1), em função do TRRF.

2.5.1.1 Vigas

As Tabelas 7 e 8 apresentam as dimensões mínimas $b_{mín}$ e $b_{wmín}$ das vigas, além dos valores mínimos de c_1 . As tabelas foram elaboradas considerando vigas sob lajes, com três faces expostas ao fogo, sendo os valores aplicáveis para o caso de vigas aquecidas nos quatro lados, desde que sua altura não seja inferior a $b_{mín}$ e a área da seção transversal da viga não seja inferior a $2 \cdot b_{mín}^2$. Para vigas de largura variável, $b_{mín}$ 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 (ABNT, 2012).

Figura 8 - Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal de vigas



Fonte: ABNT (2012)

Tabela 7 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

TRRF (min)	Combinações de $b_{\min}/c1$ (mm/mm)				$b_{w\min}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	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: ABNT (2012)

Tabela 8 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

TRRF (min)	Combinações de $b_{\min}/c1$ (mm/mm)				$b_{w\min}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	300/25	-	-	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/65	550/50	600/40	140

Fonte: ABNT (2012)

A NBR 15200 (ABNT, 2012) estabelece que, para vigas contínuas com $TRRF \geq 90$ min, a área de armaduras negativas entre a linha de centro do apoio e $0,3 \ell_{ef}$ não pode ser menor do que:

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) \cdot (1 - 2,5 x / \ell_{ef}) \quad (14)$$

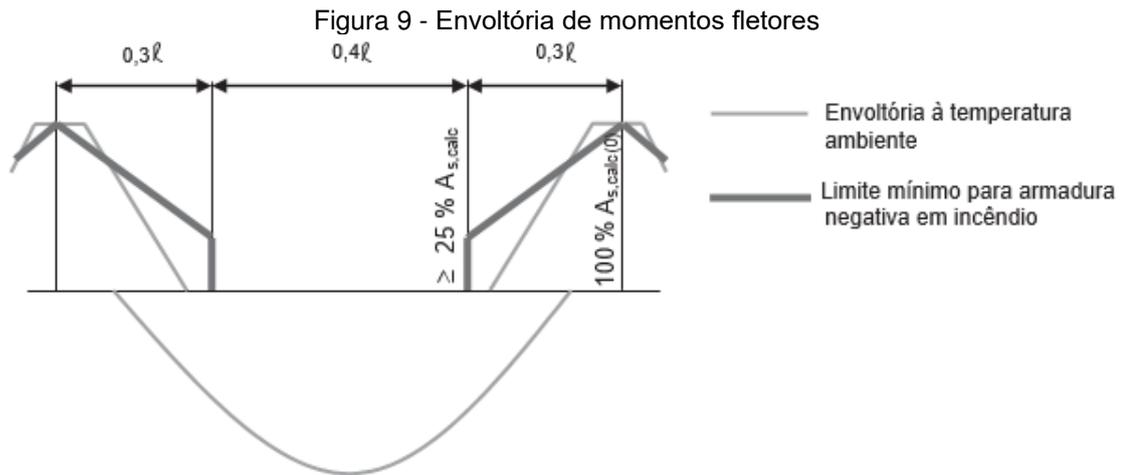
onde:

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 calculada conforme ABNT NBR 6118;

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



Fonte: ABNT (2012)

2.5.1.2 Lajes

As Tabelas 9 a 13 apresentam os valores mínimos de espessura das lajes com aquecimento na face inferior para garantir a função corta-fogo, e o valor de c_1 das armaduras inferiores, em função dos TRRF.

Tabela 9 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas

TRRF (min)	h (mm)	c_1 (mm)		
		Laje armada em duas direções		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

Fonte: ABNT (2012)

Tabela 10 - Dimensões mínimas para lajes contínuas

TRRF (min)	h (mm)	c ₁ (mm)
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

Fonte: ABNT (2012)

Tabela 11 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo

TRRF (min)	h (mm)	c ₁ (mm)
30	150	10
60	180	15
90	200	25
120	200	35
180	200	45

Fonte: ABNT (2012)

Tabela 12 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas

TRRF (min)	Nervuras Combinações de b _{min} /c ₁ (mm/mm)			Capa h/c ₁
	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

Fonte: ABNT (2012)

Tabela 13 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas

TRRF (min)	Nervuras Combinações de b _{min} /c ₁ (mm/mm)			Capa h/c ₁
	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	310/60	600/50		150/30

Fonte: ABNT (2012)

As Tabelas 12 e 13 são adequadas a lajes nervuradas armadas em duas direções. Para lajes nervuradas armadas em uma só direção, a Tabela 14 aplica-se às nervuras e a Tabela 9 à capa (coluna para lajes armadas em uma só direção).

Tabela 14 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção

TRRF (min)	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	

Fonte: ABNT (2012)

2.5.1.3 Pilares

As Tabelas 15 e 16 apresentam as dimensões mínimas para a seção transversal e os valores de c_1 das armaduras para pilares com uma face exposta ao fogo e pilares-parede, em função dos TRRF.

Tabela 15 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo

TRRF (min)	Combinações de b_{min}/c_1 (mm/mm)
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

Fonte: ABNT (2012)

Tabela 16 - Dimensões mínimas para pilares-parede

TRRF min	Combinações de b_{\min}/c_1 (mm/mm)			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Uma face exposta	Duas faces expostas	Uma face exposta	Duas faces expostas
	1	2	3	4
30	100/10	120/10	120/10	120/10
60	110/10	120/10	130/10	140/10
90	120/20	140/10	140/25	170/25
120	140/25	160/25	160/35	220/35
180	180/40	200/45	210/50	270/55

Fonte: ABNT (2012)

sendo:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}}$$

onde:

$N_{Sd,fi}$ = valor de cálculo da força axial em situação do incêndio;

N_{Rd} = valor de cálculo da força normal resistente do pilar calculado de acordo com ABNT NBR 6118 com γ_m à temperatura ambiente, incluindo os efeitos da não linearidade geométrica (2ª ordem) e desconsiderados os efeitos das forças decorrentes do vento.

Outros valores de b_{\min} e c_1 podem ser determinados empregando o método tabular geral disposto na Seção 2.5.3.

2.5.2 Método Analítico para Pilares

Para pilares com mais de uma face exposta ao fogo, a NBR 15200 (ABNT, 2012) recomenda a aplicação do método analítico, em que se calcula o tempo de resistência ao fogo (TRF) do pilar, que deve ser maior ou igual ao TRRF. O TRF pode ser determinado por meio da seguinte equação:

$$TRF = 120 \left(\frac{R_{\mu} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (15)$$

onde:

$$R_{\mu} = 83 (1 - \mu_{fi});$$

$$R_a = 1,6 (c_1 - 30), c_1 \text{ em mm};$$

$$R_l = 9,6 (5 - l_{ef,fi});$$

$$R_b = 0,09 b' \text{ para } 190 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm};$$

$$R_b = 40,5 \text{ para } b' > 450 \text{ mm};$$

$$R_n = 0 \text{ para } n = 4, \text{ sendo } n \text{ o número de barras longitudinais};$$

$$R_n = 12 \text{ para } n > 4;$$

$l_{ef,fi}$ = comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio, em metros, e pode sempre ser considerado igual ao da temperatura ambiente, l_e , conforme ABNT NBR 6118:2014, Seção 15.6. Para os pilares dos andares intermediários de edifícios de múltiplos pavimentos compartimentados verticalmente e com os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente inferiores ou iguais a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo, $\gamma_z \leq 1,1$), pode ser assumido que $l_{ef,fi} = 0,5.l_e$ e para o pavimento mais alto $l_{ef,fi} = 0,7.l_e$. Para situações em que os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente são superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo, $\gamma_z > 1,1$), o $l_{ef,fi}$ pode ser determinado por análise estrutural específica;

$$b' = 2 A_c / (b + h) \text{ para } h \leq 1,5 b;$$

$$b' = 1,2 b \text{ para } h > 1,5 b;$$

A_c = área da seção transversal do pilar, expressa em milímetros quadrados;

b = menor dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros;

h = maior dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros;

Para o uso da equação, as seguintes limitações devem ser respeitadas:

$$\frac{A_s}{A_c} \leq 0,04$$

$$25 \text{ mm} \leq c_1 \leq 80 \text{ mm}$$

$$b' \geq 190 \text{ mm}$$

$$e \leq 0,15 b$$

$$l_{ef,fi} \leq 6 \text{ m}$$

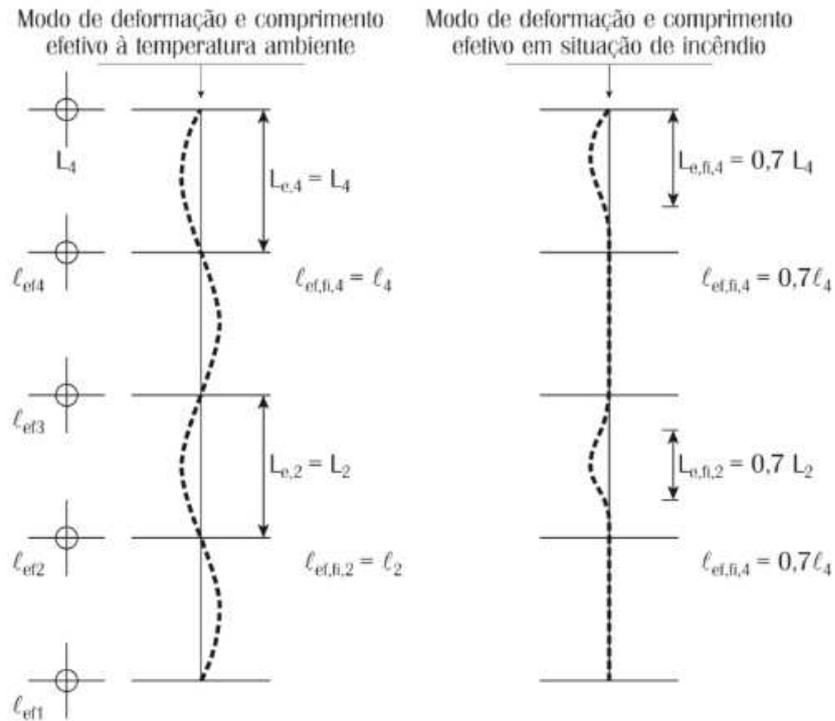
onde:

A_s = área total das armaduras;

e = excentricidade de primeira ordem da força normal atuante em situação de incêndio, que pode ser assumida igual à excentricidade de primeira ordem da

força normal atuante à temperatura ambiente, desconsiderado o efeito das forças decorrentes do vento.

Figura 10 - Comprimento equivalente de pilares em estruturas com $\gamma_z \leq 1,1$



Fonte: Silva (2016)

As Figuras 11 e 12 apresentam dimensões mínimas para a seção transversal e valores de c_1 das armaduras para pilares com mais de uma face exposta ao fogo, de acordo com a Equação 15, respeitando as seguintes limitações:

$$\frac{A_s}{A_c} \leq 0,4$$

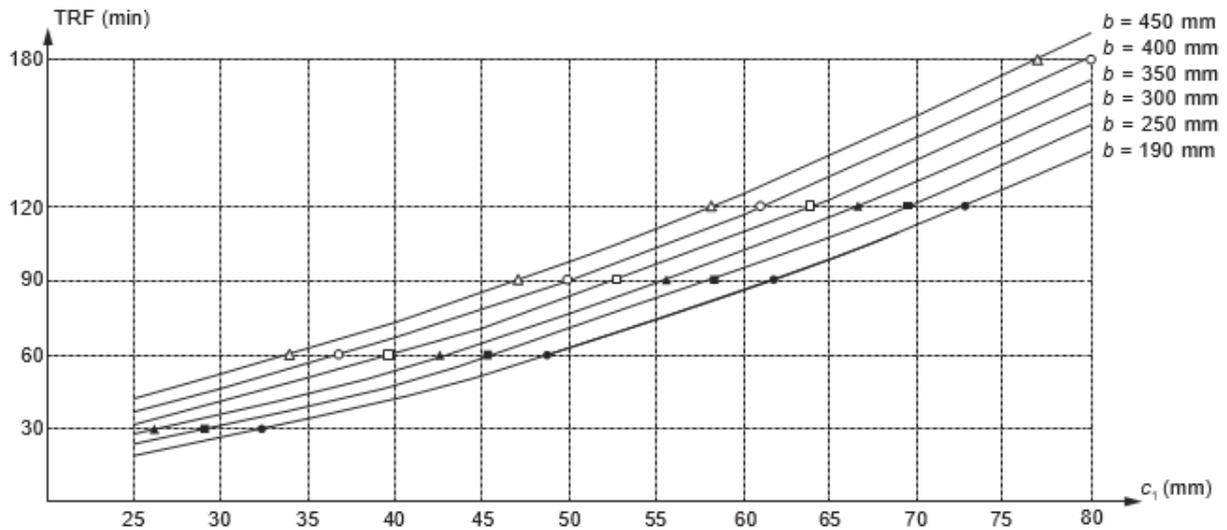
$$h \geq b$$

$$e \leq 0,15 b$$

$$l_{ef} \leq 4 \text{ m}$$

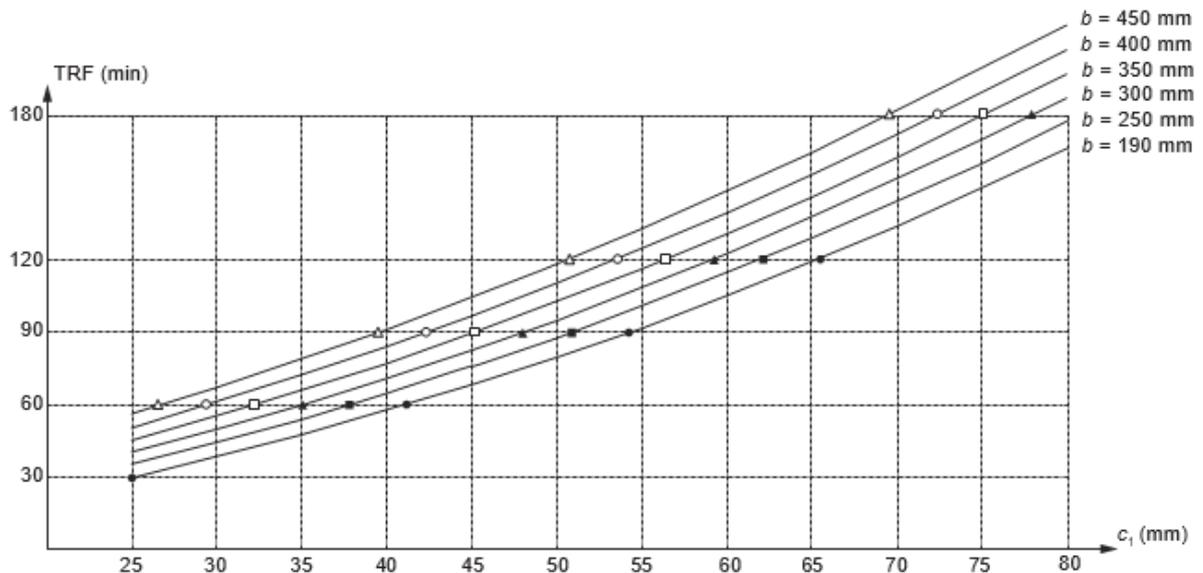
$$\mu_{fi} \leq 0,7$$

Figura 11 - Curvas TRF x b x c₁ para número de barras longitudinais igual a 4 (n = 4)



Fonte: ABNT (2012)

Figura 12 - Curvas TRF x b x c₁ para número de barras longitudinais maior que 4 (n > 4)



Fonte: ABNT (2012)

2.5.3 Método Tabular Geral

Para o dimensionamento de pilares retangulares ou circulares, pode ser utilizado o método tabular geral, em que a verificação dos pilares em situação de incêndio se dá a partir das Tabelas A.1 a A.9 do Anexo A. Segundo recomendação da NBR 15200 (ABNT, 2012), em pilares onde $A_s \geq 0,02 A_c$, é necessária uma distribuição uniforme das armaduras ao longo dos lados da seção para $TRRF \geq 90$ minutos.

Para a utilização das tabelas, deve-se calcular os seguintes parâmetros:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (16)$$

$$v_{fi} = \frac{N_{0sd,fi}}{0,7(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})} \quad (17)$$

$$e = \frac{M_{0sd,fi}}{N_{0sd,fi}} \quad (18)$$

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r} \quad (19)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}} \quad (20)$$

onde:

ω = taxa mecânica de armadura;

A_s = área total da seção das barras de aço;

A_c = área da seção de concreto;

f_{cd} = valor de cálculo da resistência do concreto à compressão à temperatura ambiente ($f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$), com $\gamma_c = 1,4$;

f_{yd} = valor de cálculo da resistência do aço à temperatura ambiente ($f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$), com $\gamma_s = 1,15$;

v_{fi} = força normal adimensional em situação de incêndio;

e = excentricidade de 1ª ordem em situação de incêndio;

$N_{0sd,fi}$ = valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70 % de N_{0sd} , em que N_{0sd} é o valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderado o efeito das forças decorrentes do vento;

$M_{0sd,fi}$ = valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70 % de M_{0sd} , em que M_{0sd} é o valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem à temperatura ambiente, desconsiderado o efeito das forças decorrentes do vento;

λ_{fi} = esbeltez em situação de incêndio;

$l_{ef,fi}$ = comprimento efetivo do pilar, conforme visto na Seção 2.5.2;

r = raio de giração;

I = momento de inércia da seção de concreto.

As Tabelas A.1 a A.9 apresentam os valores mínimos das dimensões dos pilares em função do TRRF, da esbeltez em situação de incêndio (λ_{fi}) e da força normal adimensional em situação de incêndio (v_{fi}). Deve-se escolher a tabela a ser utilizada com base na taxa mecânica de armadura (ω) e na excentricidade máxima ($e_{máx}$).

2.5.4 Métodos Simplificados de Cálculo

A NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta as seguintes hipóteses que baseiam o método simplificado de cálculo:

a) a solicitação de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$) pode ser calculada pela Equação 3 (Seção 2.3), sendo respeitada a seguinte condição:

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (21)$$

onde:

$R_{d,fi}$ = resistência de cálculo em situação de incêndio.

Como já citado, as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$) também podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente, na ausência de qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio.

b) o esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser calculado com base na distribuição de temperatura obtida para sua seção transversal, considerando exposição ao fogo conforme o TRRF.

Araujo (2010) aponta como se dá a distribuição de temperatura em estruturas de concreto. A equação diferencial da transferência de calor, para o caso de condução de calor unidimensional é dada por:

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial t} (c\rho T) = 0 \quad (22)$$

onde:

k_y = condutividade térmica;

c = calor específico;

ρ = massa específica do material;

$T = T(y, t)$ = temperatura, a qual depende da coordenada espacial y e do tempo t .

A Equação 22 é não linear, pois as propriedades térmicas são dependentes da temperatura T , sendo necessário o emprego de técnicas numéricas iterativas, em geral associadas ao método dos elementos finitos (ARAUJO, 2010).

Na introdução das condições de contorno, considera-se a transferência de calor por convecção e por radiação entre o ar e a estrutura. Na face da estrutura exposta ao incêndio, admite-se que a temperatura dos gases quentes é $T_f(t)$. A temperatura inicial da estrutura e do ar é igual a T_0 . Em geral, admite-se uma curva teórica, denominada de curva de incêndio padrão, representada por (ARAUJO, 2010):

$$T_f(t) = 345 \log(8t + 1) + T_0 \quad (23)$$

onde:

$T_f(t)$ é dado em °C;

$T_0 = 20$ °C;

t = tempo de exposição ao fogo, em minutos.

Para o caso de fluxo de calor unidimensional, pode-se adotar a distribuição aproximada de temperatura (ARAUJO, 2010):

$$T = T_0 + [\alpha T_f(t) - T_0] \exp\left(-\frac{0,21y}{\sqrt{t}}\right) \quad (24)$$

onde:

y = distância até a face exposta ao incêndio, em mm;

α = coeficiente de transferência de calor por convecção.

A distribuição de temperatura também pode ser calculada em programas específicos de computador a partir do fluxo de calor. A NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta a seguinte equação para determinação do fluxo de calor por unidade de área (φ):

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (25)$$

sendo:

$$\varphi_c = \alpha_c(\theta_g - \theta_a)$$

$$\varphi_r = 5,67 \cdot 10^{-8} \varepsilon_{res} [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4]$$

onde:

φ_c = componente do fluxo de calor devido à convecção, expresso em watts por metro quadrados (W/m^2);

φ_r = componente do fluxo de calor devido à radiação, expresso em watts por metro quadrados (W/m^2);

α_c = coeficiente de transferência de calor por convecção, podendo ser tomado, para efeitos práticos, igual a $25 W/m^2 \text{ } ^\circ C$, no caso de exposição ao incêndio-padrão;

θ_g = temperatura dos gases, expresso em graus Celsius ($^\circ C$);

θ_a = temperatura na superfície do aço, expresso em graus Celsius ($^\circ C$);

ε_{res} = emissividade resultante, podendo ser tomada, para efeitos práticos, igual a 0,7.

c) os esforços resistentes podem ser calculados pelos critérios estabelecidos na NBR 6118 (ABNT, 2014) para situação normal (à temperatura ambiente), adotando para o concreto e para o aço a resistência média em situação de incêndio. Essa média se obtém distribuindo uniformemente na parte comprimida da seção de concreto e na armadura total a perda total de resistência por aquecimento do concreto ou das armaduras, respectivamente.

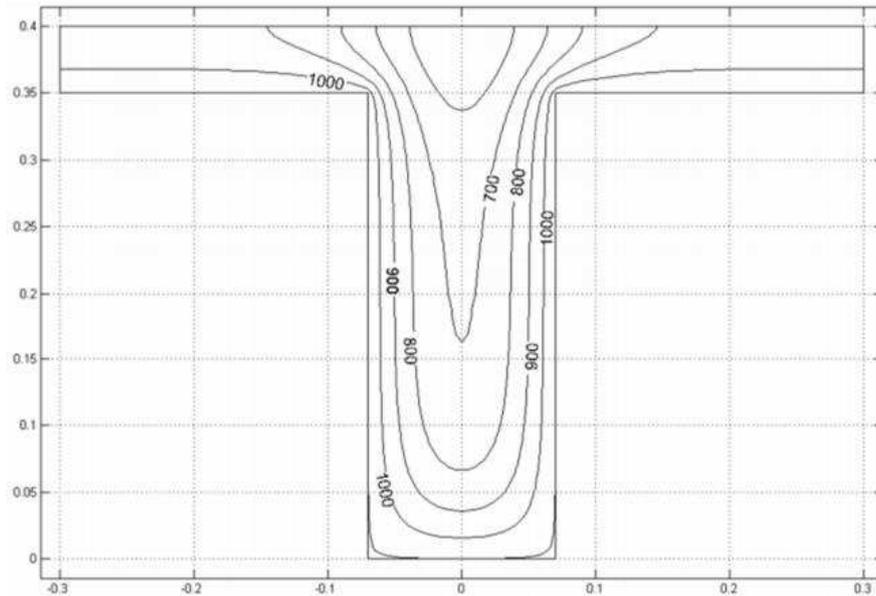
Alternativamente, podem-se utilizar métodos que consideram a seção de concreto reduzida em situação de incêndio. Um desses métodos é o método da isoterma de $500 \text{ } ^\circ C$, que consta no Eurocode 2 Part 1 – 2 (CEN, 2004). Silva (2016) faz um pequeno resumo do procedimento:

- determinam-se, por meio de um programa de análise térmica, as isotermas na seção transversal dos elementos de concreto;
- determina-se a temperatura do aço, admitindo que a seção transversal das barras tenha a mesma temperatura do concreto no ponto coincidente com o centro geométrico da seção da armadura;
- determina-se a capacidade resistente da seção de concreto armado, considerando que o concreto no interior da isoterma de $500 \text{ } ^\circ C$ tenha as mesmas propriedades mecânicas do concreto à temperatura ambiente, e desprezando o concreto fora da isoterma de $500 \text{ } ^\circ C$. Emprega-se a ABNT NBR 6118 com os fatores de ponderação para a situação excepcional do incêndio.

Em situação de incêndio, o valor de $f_{cd,\theta}$ (resistência de cálculo do concreto à compressão na temperatura θ) não precisa ser afetado pelo coeficiente $\alpha = 0,85$ como

na temperatura ambiente (ABNT, 2012).

Figura 13 - Isotermas em um elemento de concreto



Fonte: Albuquerque e Silva (2013)

d) Os métodos simplificados de cálculo não garantem a função corta-fogo. Caso haja necessidade, as dimensões devem respeitar o mínimo estabelecido pelo método tabular, podendo também ser feita a verificação pelos métodos avançados ou pelo método experimental, que serão abordados posteriormente.

2.5.5 Métodos Avançados de Cálculo

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), os métodos avançados de cálculo devem considerar pelo menos:

a) combinação de ações em situação de incêndio composta rigorosamente com base na ABNT NBR 8681;

b) esforços solicitantes de cálculo, acrescidos dos efeitos das deformações térmicas restringidas, desde que calculados por modelos não lineares capazes de considerar as profundas redistribuições de esforços que ocorrerem;

c) esforços resistentes, que devem ser calculados considerando as distribuições de temperatura conforme o TRRF.

d) ambas as distribuições, de temperatura e de resistência, devem ser rigorosamente calculadas considerando as não linearidades envolvidas.

A verificação da capacidade resistente deve respeitar o que estabelece a ABNT NBR 6118.

O atendimento aos requisitos de estanqueidade, quando exigidos, pode ser feito por ensaios experimentais do elemento que deve apresentar função corta-fogo, em escala reduzida (amostra do material ou sistema), de acordo com a NBR 5628 (ABNT, 2001), “Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo”.

2.5.6 Método Experimental

Em casos especiais, pode-se considerar a resistência ao fogo superior à calculada com base na NBR 15200, desde que justificada por ensaios, conforme NBR 5628 (ABNT, 2001). A NBR 5628 admite o tempo que define a resistência mecânica como 80% do tempo em que o elemento esteve carregado e sujeito ao ensaio de aquecimento até a sua ruína.

2.5.7 Método do Tempo Equivalente

Como já visto, projetos que favoreçam a prevenção ou a proteção contra incêndio, reduzindo o risco de incêndio ou sua propagação e especialmente facilitando a fuga dos usuários e a operação de combate, podem ter aliviadas as exigências em relação à resistência de sua estrutura ao fogo, podendo ser aplicado o método do tempo equivalente, detalhado no Anexo A da NBR 15200 (ABNT, 2012).

O TRRF de elementos estruturais de concreto armado de um compartimento pode ser determinado pela seguinte equação:

$$t_e = 0,07 q_{fi,k} \cdot W \cdot \gamma_n \cdot \gamma_s \quad (26)$$

onde:

$q_{fi,k}$ = valor característico da carga de incêndio específica, determinado conforme ABNT NBR 14432;

W = fator que considera a influência da ventilação e da altura do compartimento, conforme a equação apresentada a seguir, em que A_v é a área de ventilação vertical para o ambiente externo do compartimento, admitindo-se que os vidros das janelas se quebrarão em incêndio, A_f é a área do piso do

compartimento e H é a altura do compartimento (distância do piso ao teto), em metros

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \cdot \left[0,62 + 90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)^4\right] \geq 0,5, \text{ para } \frac{A_v}{A_f} \leq 0,30$$

Para $A_v/A_f > 0,30$, deve ser adotado $A_v/A_f = 0,30$. Em qualquer caso, $A_v/A_f \geq 0,025$.

γ_n = fator de ponderação determinado por $\gamma_n = \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \cdot \gamma_{n3}$, conforme a tabela a seguir:

Tabela 17 - Fatores de ponderação das medidas de segurança contra incêndio

Valores de γ_{n1} , γ_{n2} e γ_{n3}		
Existência de chuveiros automáticos γ_{n1}	Brigada contra incêndio γ_{n2}	Existência de detecção automática γ_{n3}
0,6	0,9	0,9

Fonte: ANBT (2012)

Na ausência de algum meio de proteção, indicado na Tabela 17, deve-se adotar γ_n igual a 1.

γ_s = fator de ponderação determinado por $\gamma_s = \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2}$, conforme a equação e a tabela apresentadas a seguir:

$$\gamma_{s1} = 1 + \frac{A_f \cdot (h+3)}{10^5}, \text{ em que } A_f \text{ é a área do piso do compartimento, em metros}$$

quadrados, e h é a altura do piso habitável mais elevado da edificação, em metros.

Para $\gamma_{s1} < 1$, deve ser adotado $\gamma_{s1} = 1$ e para $\gamma_{s1} > 3$, pode-se adotar $\gamma_{s1} = 3$.

Tabela 18 - Valores de γ_{s2} em função do risco de ativação do incêndio (r)

γ_{s2}	r	Exemplos de ocupação
0,85	Pequena	Escola, galeria de arte, parque aquático, igreja, museu
1,0	Normal	Biblioteca, cinema, correio, consultório médico, escritório, farmácia, frigorífico, hotel, livraria, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, supermercado, 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: ABNT (2012)

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), as seguintes limitações para o uso deste método devem ser aplicadas:

a) o tempo determinado por meio do método apresentado não pode ser inferior ao determinado pela ABNT NBR 14432:2001, reduzido de 30 min;

b) o tempo determinado por meio do método apresentado não pode ser inferior a 15 min;

c) $q_{fi,k} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_s \geq 300 \text{ MJ/m}^2$

3 METODOLOGIA

Para o estudo, foi realizada a verificação da estrutura pelos métodos tabular e analítico para pilares, utilizando a versão estudantil do sistema CAD/TQS, V21.6.5, além de exemplos de verificação pelo método tabular geral.

3.1 APRESENTAÇÃO DA PLATAFORMA CAD/TQS

A plataforma CAD/TQS é um *software* de cálculo estrutural, desenvolvido pela empresa nacional TQS Informática Ltda., que faz a análise estrutural pelos modelos de grelha e pórtico espacial, para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, concreto pré-moldado, concreto protendido e alvenaria estrutural.

O *software* permite a verificação das estruturas em situação de incêndio através do método tabular, fixando as dimensões e cobrimentos mínimos dos elementos ,previstos nas tabelas da NBR 15200 (ABNT, 2012), e pelo método analítico para pilares, através do cálculo do TRF desses elementos e sua posterior comparação com o TRRF do edifício, sendo necessário que o TRF seja maior que o TRRF para que a estrutura passe.

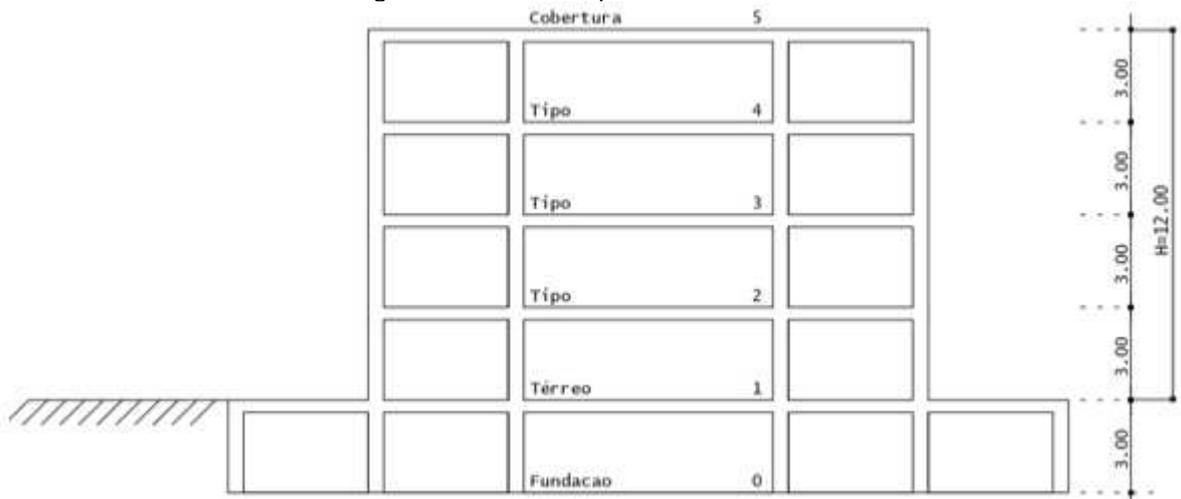
A verificação é feita através da envoltória “FOGO”, que considera as combinações de ELU excepcional, de acordo com a Equação 2. A NBR 6118 (2014) permite a substituição do coeficiente ponderador ψ_{0j} por ψ_{2j} , devido à baixa probabilidade de ocorrência de incêndio, resultando na desconsideração das ações do vento, uma vez que o valor desse coeficiente definido na norma para esse tipo de ação é igual a zero (TQS, 20--).

A plataforma fornece relatórios para que sejam analisados os elementos que passaram e os que não passaram na verificação, sendo feita a correção manual das dimensões desses elementos, seguida de uma nova verificação.

3.2 APRESENTAÇÃO DO EXEMPLO

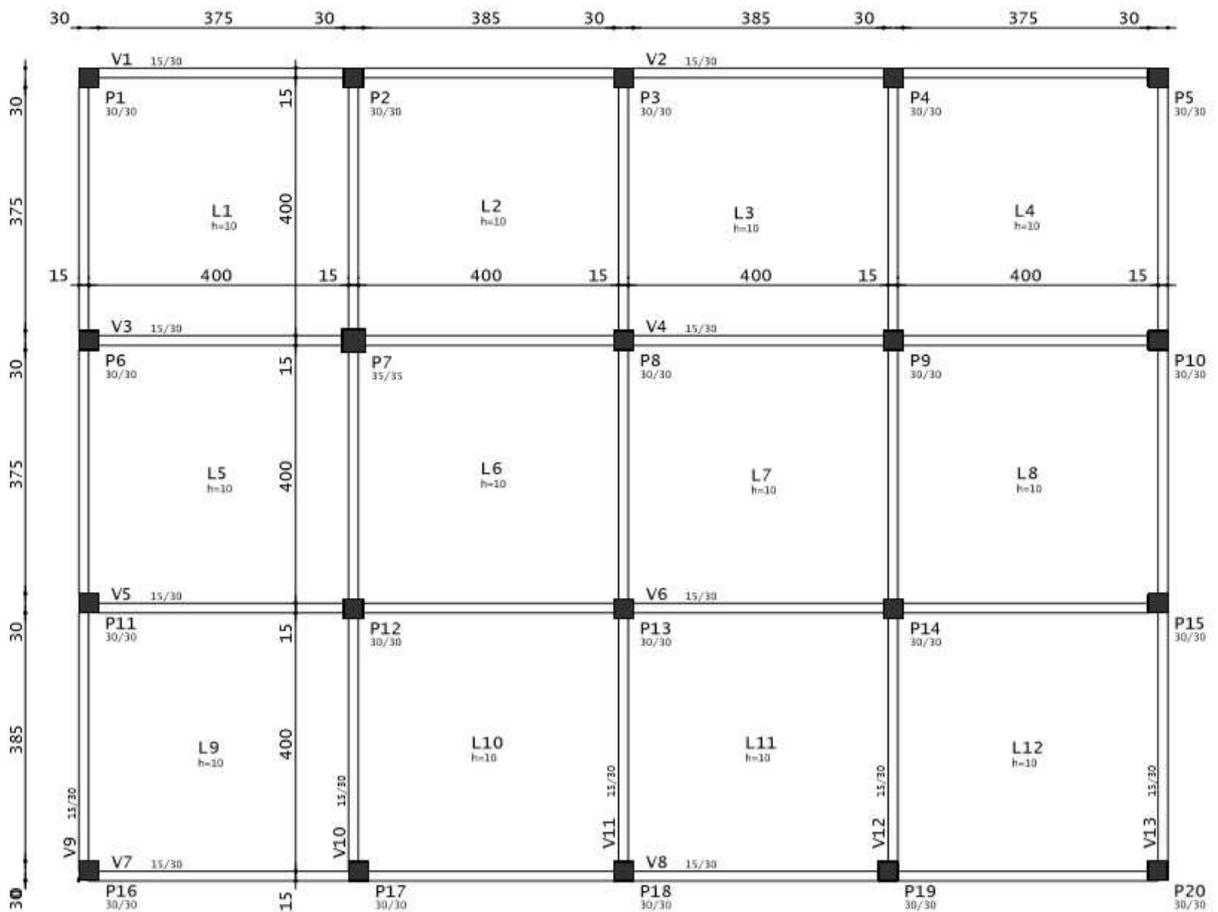
O dimensionamento foi feito considerando um edifício residencial com um pavimento térreo e pavimento tipo com três repetições, esquematizado nas Figuras 14 a 16.

Figura 14 - Corte esquemático do edifício



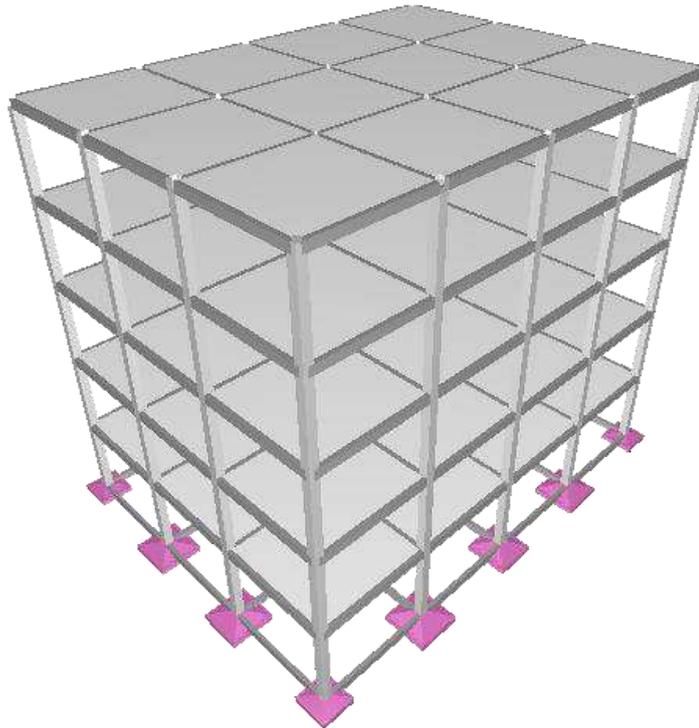
Fonte: Adaptado de CAD/TQS (2019)

Figura 15 - Planta de forma da cobertura



Fonte: CAD/TQS (2019)

Figura 16 - Visualização 3D da estrutura



Fonte: CAD/TQS (2019)

Foi feito o dimensionamento, a princípio, considerando o funcionamento da estrutura em temperatura ambiente, segundo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), seguido pela verificação da estrutura considerando a ação do incêndio. Os dados considerados para o dimensionamento são mostrados na Seção 3.2.1.

3.2.1 Dados

Para o dimensionamento foram considerados os seguintes dados:

- a) Concreto C30 - $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;
- b) Aço CA-50 - $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
- c) Classe de agressividade II;
- d) Carga permanente:
 - Para térreo e tipo:
 $q = 0,10 \text{ tf/m}^2$
 - Para cobertura:
 $q = 0,15 \text{ tf/m}^2$
- e) Carga acidental:
 - Para térreo e tipo:

$$q = 0,15 \text{ tf/m}^2$$

- Para cobertura:

$$q = 0,10 \text{ tf/m}^2$$

- f) Cargas de alvenaria:

Foram utilizadas paredes de tijolo com 15 cm de espessura e 3 metros de altura, sendo a carga distribuída nas vigas fornecida pelo TQS igual a 0,18 tf/m².

- g) Vento:

- Velocidade básica

$$V_0 = 30 \text{ m/s}$$

- Fator do terreno

$$S_1 = 1,00$$

- Categoria de rugosidade

Categoria V

- Classe da edificação

Classe A

- Fator estatístico

$$S_3 = 1,00$$

3.2.2 TRRF

A definição do TRRF foi feita através da Tabela A.1 da NBR 14432 (ABNT, 2001). A Tabela 19 mostra uma parte dessa tabela, enfatizando a definição do TRRF do edifício estudado.

Tabela 19 - Definição do TRRF da edificação

Grupo	Ocupação/uso	Altura da edificação (m)				
		Classe P ₁ h ≤ 6	Classe P ₂ 6 < h ≤ 12	Classe P ₃ 12 < h ≤ 23	Classe P ₄ 23 < h ≤ 30	Classe P ₅ h > 30
A	Residencial	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais	30	60 (30)	60	90	120

Fonte: Adaptado de ABNT (2012)

Para a determinação do TRRF são considerados o uso e a altura do edifício, sendo essa altura definida como a “distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída situada no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento, excetuando-se zeladorias, barrilete, casa de máquinas, piso técnico e pisos sem permanência humana” (ABNT, 2001).

Para o exemplo analisado, tem-se que a altura, de acordo com a definição da NBR 14432 (ABNT, 2001) é igual a 12 metros, sendo compreendida no intervalo que caracteriza a Classe P₂. Quanto ao uso, tem-se que o edifício se enquadra no Grupo A (residencial). Para essas condições, conclui-se que o TRRF do edifício é igual a 30 minutos.

A Tabela 20 mostra os valores das dimensões mínimas para vigas contínuas e lajes contínuas, segundo o método tabular, para o TRRF encontrado. Observa-se que todos os pilares da estrutura possuem mais de uma face exposta ao fogo, não sendo aplicável o método tabular para esses elementos. Dessa forma, o *software* utilizou o método analítico para a verificação dos mesmos.

Tabela 20 - Dimensões mínimas por elemento para TRRF = 30 min

Elemento	b_{\min} ou h (mm)	c_1 (mm)
Vigas contínuas ou vigas de pórticos	80	15
Lajes contínuas	60	10
Pilares com uma face exposta ao fogo	155	25

Fonte: Adaptado de ABNT (2012)

Para o método tabular geral para pilares com mais de uma face exposta ao fogo, deve-se calcular em primeiro lugar os parâmetros discutidos em 2.5.3, sendo a tabela a ser utilizada para a verificação definida com base nesses parâmetros.

4 ESTUDO DE CASO

4.1 MÉTODO TABULAR

A partir do TRRF, foram obtidos os valores mínimos de espessura de lajes e largura de vigas, além dos valores mínimos de cobrimento para esses elementos. A Tabela 21 mostra os resultados da verificação das vigas, enquanto as Tabelas 22 e 23 mostram os resultados da verificação das lajes de cobertura e dos demais pavimentos, respectivamente.

É importante destacar que a configuração das vigas e lajes é a mesma para todos os pavimentos, bem como as dimensões das vigas, havendo diferenças apenas na espessura das lajes, que na cobertura é de 10 centímetros, enquanto nos demais pavimentos é de 12 centímetros.

Tabela 21 - Verificação das vigas segundo o método tabular

Viga	b (cm)	b _{min} (cm)	c ₁ (cm)	c _{1, min} (cm)	Verificação
V1	15	8	4	1,5	OK
V2	15	8	4	1,5	OK
V3	15	8	4	1,5	OK
V4	15	8	4	1,5	OK
V5	15	8	4	1,5	OK
V6	15	8	4	1,5	OK
V7	15	8	4	1,5	OK
V8	15	8	4	1,5	OK
V9	15	8	4	1,5	OK
V10	15	8	4	1,5	OK
V11	15	8	4	1,5	OK
V12	15	8	4	1,5	OK
V13	15	8	4	1,5	OK

Fonte: O autor (2019)

Tabela 22 - Verificação das lajes de cobertura segundo o método tabular

Laje	h (cm)	h_{\min} (cm)	c_1 (cm)	$c_{1, \min}$ (cm)	Verificação
L1	10	6	2,8	1,0	OK
L2	10	6	2,8	1,0	OK
L3	10	6	2,8	1,0	OK
L4	10	6	2,8	1,0	OK
L5	10	6	2,8	1,0	OK
L6	10	6	2,8	1,0	OK
L7	10	6	2,8	1,0	OK
L8	10	6	2,8	1,0	OK
L9	10	6	2,8	1,0	OK
L10	10	6	2,8	1,0	OK
L11	10	6	2,8	1,0	OK
L12	10	6	2,8	1,0	OK

Fonte: O autor (2019)

Tabela 23 - Verificação das demais lajes segundo o método tabular

Laje	h (cm)	h_{\min} (cm)	c_1 (cm)	$c_{1, \min}$ (cm)	Verificação
L1	12	6	2,8	1,0	OK
L2	12	6	2,8	1,0	OK
L3	12	6	2,8	1,0	OK
L4	12	6	2,8	1,0	OK
L5	12	6	2,8	1,0	OK
L6	12	6	2,8	1,0	OK
L7	12	6	2,8	1,0	OK
L8	12	6	2,8	1,0	OK
L9	12	6	2,8	1,0	OK
L10	12	6	2,8	1,0	OK
L11	12	6	2,8	1,0	OK
L12	12	6	2,8	1,0	OK

Fonte: O autor (2019)

4.2 MÉTODO ANALÍTICO PARA PILARES

Para a definição dos valores do TRF dos pilares foi utilizada a Equação 15 da Seção 2.5.2. O sistema do CAD/TQS calcula automaticamente os valores de TRF. Foram observados os seguintes resultados:

Tabela 24 - Resultados da verificação dos pilares do pavimento térreo pelo método analítico

Título	NSdi/ NRd	e	As/Ac	w	ni	b x h	c ₁	Situação
P1	0,13	37	0,005	0,111	0,15	300x300	42	OK, TRF=102
P2	0,22	21	0,005	0,111	0,26	300x300	42	OK, TRF=89
P3	0,22	25	0,005	0,111	0,25	300x300	42	OK, TRF=90
P4	0,23	24	0,005	0,111	0,27	300x300	42	OK, TRF=88
P5	0,15	35	0,005	0,111	0,14	300x300	42	OK, TRF=103
P6	0,22	26	0,005	0,111	0,25	300x300	42	OK, TRF=90
P7	0,33	29	0,004	0,081	0,36	350x350	42	OK, TRF=83
P8	0,33	29	0,005	0,111	0,36	300x300	42	OK, TRF=75
P9	0,34	10	0,005	0,111	0,40	300x300	42	OK, TRF=75
P10	0,22	28	0,005	0,111	0,25	300x300	42	OK, TRF=89
P11	0,22	25	0,005	0,111	0,25	300x300	42	OK, TRF=89
P12	0,43	25	0,005	0,111	0,46	300x300	42	OK, TRF=64
P13	0,31	8	0,005	0,111	0,36	300x300	42	OK, TRF=79
P14	0,34	9	0,005	0,111	0,40	300x300	42	OK, TRF=75
P15	0,22	20	0,005	0,111	0,26	300x300	42	OK, TRF=90
P16	0,13	36	0,005	0,111	0,15	300x300	42	OK, TRF=102
P17	0,22	21	0,005	0,111	0,26	300x300	42	OK, TRF=89
P18	0,21	23	0,005	0,111	0,25	300x300	42	OK, TRF=91
P19	0,23	20	0,005	0,111	0,27	300x300	42	OK, TRF=88
P20	0,13	48	0,005	0,111	0,15	300x300	42	TRF=102 > TRRF*

Fonte: Adaptado de CAD/TQS (2019)

Tabela 25 - Resultados da verificação dos pilares do pavimento tipo pelo método analítico

Título	NSdi/ NRd	e	As/Ac	w	ni	b x h	c ₁	Situação
P1	0,10	34	0,005	0,111	0,12	300x300	42	OK, TRF=106
P2	0,18	30	0,005	0,111	0,20	300x300	42	OK, TRF=96
P3	0,17	34	0,005	0,111	0,20	300x300	42	OK, TRF=96
P4	0,18	32	0,005	0,111	0,21	300x300	42	OK, TRF=95
P5	0,10	40	0,005	0,111	0,11	300x300	42	OK, TRF=106
P6	0,17	29	0,005	0,111	0,20	300x300	42	OK, TRF=96
P7	0,24	7	0,004	0,081	0,28	350x350	42	OK, TRF=95
P8	0,24	8	0,005	0,111	0,29	300x300	42	OK, TRF=87
P9	0,27	12	0,005	0,111	0,32	300x300	42	OK, TRF=83
P10	0,17	34	0,005	0,111	0,20	300x300	42	OK, TRF=96
P11	0,17	30	0,005	0,111	0,20	300x300	42	OK, TRF=96
P12	0,30	7	0,005	0,111	0,36	300x300	42	OK, TRF=79
P13	0,25	10	0,005	0,111	0,29	300x300	42	OK, TRF=86
P14	0,27	10	0,005	0,111	0,31	300x300	42	OK, TRF=84
P15	0,18	37	0,005	0,111	0,20	300x300	42	OK, TRF=95
P16	0,10	35	0,005	0,111	0,12	300x300	42	OK, TRF=106
P17	0,18	31	0,005	0,111	0,20	300x300	42	OK, TRF=95
P18	0,17	36	0,005	0,111	0,19	300x300	42	OK, TRF=97
P19	0,18	33	0,005	0,111	0,21	300x300	42	OK, TRF=95
P20	0,10	36	0,005	0,111	0,12	300x300	42	OK, TRF=106

Fonte: Adaptado de CAD/TQS (2019)

Tabela 26 - Resultados da verificação dos pilares do pavimento cobertura pelo método analítico

Título	NSdi/ NRd	e	As/Ac	w	ni	b x h	c ₁	Situação
P1	0,02	243	0,005	0,111	0,02	300x300	42	TRF=118 > TRRF*
P2	0,03	215	0,005	0,111	0,04	300x300	42	TRF=116 > TRRF*
P3	0,03	241	0,005	0,111	0,04	300x300	42	TRF=116 > TRRF*
P4	0,03	221	0,005	0,111	0,04	300x300	42	TRF=116 > TRRF*
P5	0,02	255	0,005	0,111	0,02	300x300	42	TRF=118 > TRRF*
P6	0,03	231	0,005	0,111	0,04	300x300	42	TRF=116 > TRRF*
P7	0,05	15	0,004	0,081	0,06	350x350	42	OK, TRF=122
P8	0,05	36	0,005	0,111	0,07	300x300	42	OK, TRF=113
P9	0,06	35	0,005	0,111	0,07	300x300	42	OK, TRF=112
P10	0,03	242	0,005	0,111	0,04	300x300	42	TRF=116 > TRRF*
P11	0,03	236	0,005	0,111	0,04	300x300	42	TRF=116 > TRRF*
P12	0,06	15	0,005	0,111	0,07	300x300	42	OK, TRF=112
P13	0,05	34	0,005	0,111	0,07	300x300	42	OK, TRF=113
P14	0,06	34	0,005	0,111	0,07	300x300	42	OK, TRF=112
P15	0,03	240	0,005	0,111	0,04	300x300	42	TRF=116 > TRRF*
P16	0,02	281	0,005	0,111	0,02	300x300	42	TRF=118 > TRRF*
P17	0,03	225	0,005	0,111	0,04	300x300	42	TRF=116 > TRRF*
P18	0,03	254	0,005	0,111	0,03	300x300	42	TRF=116 > TRRF*
P19	0,03	224	0,005	0,111	0,04	300x300	42	TRF=116 > TRRF*
P20	0,02	292	0,005	0,111	0,02	300x300	42	TRF=118 > TRRF*

Fonte: Adaptado de CAD/TQS (2019)

Observou-se que todos os pilares tiveram seu TRF maior que o TRRF da edificação. Porém, nem todos passaram pela verificação, devido ao fato de que para aplicação do método, devem ser respeitadas algumas limitações, listadas na Seção 2.5.2, sendo recapituladas a seguir:

$$\frac{A_s}{A_c} \leq 0,04$$

$$25 \text{ mm} \leq c_1 \leq 80 \text{ mm}$$

$$b' \geq 190 \text{ mm}$$

$$e \leq 0,15 b$$

$$l_{ef,fi} \leq 6 \text{ m}$$

A Tabela 27 traz os valores desses parâmetros, apresentados pelos pilares que não passaram na verificação.

Tabela 27 - Verificação dos parâmetros dos pilares que não passaram no método analítico

Pavimento	Pilar	A_s/A_c	c_1 (mm)	b' (mm)	e (cm)	$0,15 b$ (cm)
Térreo	P20	0,005	42	300	48	45
	P1	0,005	42	300	243	45
	P2	0,005	42	300	215	45
	P3	0,005	42	300	241	45
	P4	0,005	42	300	221	45
	P5	0,005	42	300	255	45
Cobertura	P6	0,005	42	300	231	45
	P10	0,005	42	300	242	45
	P11	0,005	42	300	236	45
	P15	0,005	42	300	240	45
	P16	0,005	42	300	281	45
	P17	0,005	42	300	228	45
	P18	0,005	42	300	254	45
	P19	0,005	42	300	224	45
	P20	0,005	42	300	292	45

Fonte: O autor (2019)

Observou-se que todos os pilares que não passaram na verificação tiveram essa condição pois não atenderam à limitação relacionada à excentricidade. Dessa forma, foram aumentadas as dimensões desses pilares, buscando diminuir o momento de dimensionamento. Os pilares de canto do pavimento de cobertura (P1, P5, P16 e P20), no entanto, tiveram seus valores de excentricidade aumentados com a alteração. Optou-se então por manter a seção anterior desses pilares, sendo a verificação feita através do método tabular geral.

As Tabelas 28 e 29 apresentam os resultados obtidos após o novo processamento, para os pavimentos térreo e de cobertura, respectivamente:

Tabela 28 - Resultados dos pilares do pavimento térreo após novo processamento

Título	NSdi/ NRd	e	As/Ac	w	ni	b x h	c ₁	Situação
P1	0,13	38	0,005	0,111	0,15	300x300	42	OK, TRF=102
P2	0,20	3	0,005	0,095	0,23	300x350	42	OK, TRF=96
P3	0,19	4	0,005	0,095	0,22	300x350	42	OK, TRF=97
P4	0,20	3	0,005	0,095	0,24	300x350	42	OK, TRF=95
P5	0,13	32	0,005	0,111	0,14	300x300	42	OK, TRF=103
P6	0,20	5	0,005	0,095	0,23	300x350	42	OK, TRF=96
P7	0,32	30	0,004	0,081	0,35	350x350	42	OK, TRF=84
P8	0,33	28	0,005	0,111	0,36	300x300	42	OK, TRF=76
P9	0,33	9	0,005	0,111	0,39	300x300	42	OK, TRF=76
P10	0,19	2	0,005	0,095	0,23	300x350	42	OK, TRF=97
P11	0,21	7	0,005	0,095	0,23	300x350	42	OK, TRF=94
P12	0,44	40	0,005	0,111	0,45	300x300	42	OK, TRF=61
P13	0,32	19	0,005	0,111	0,36	300x300	42	OK, TRF=77
P14	0,35	18	0,005	0,111	0,49	300x300	42	OK, TRF=74
P15	0,21	1	0,005	0,095	0,23	300x350	42	OK, TRF=95
P16	0,13	40	0,005	0,111	0,15	300x300	42	OK, TRF=102
P17	0,20	8	0,005	0,095	0,23	300x350	42	OK, TRF=96
P18	0,19	9	0,005	0,095	0,22	300x350	42	OK, TRF=97
P19	0,21	9	0,005	0,095	0,24	300x350	42	OK, TRF=95
P20	0,13	35	0,005	0,111	0,14	300x300	42	OK, TRF=103

Fonte: Adaptado de CAD/TQS (2019)

Tabela 29 - Resultados dos pilares do pavimento cobertura pelo após novo processamento

Título	NSdi/ NRd	E	As/Ac	w	ni	b x h	c ₁	Situação
P1	0,02	260	0,005	0,111	0,02	300x300	42	TRF=118 > TRRF*
P2	0,03	4	0,005	0,095	0,03	300x350	42	OK, TRF=120
P3	0,03	2	0,005	0,095	0,03	300x350	42	OK, TRF=120
P4	0,03	5	0,005	0,095	0,03	300x350	42	OK, TRF=120
P5	0,02	284	0,005	0,111	0,02	300x300	42	TRF=118 > TRRF*
P6	0,03	16	0,005	0,095	0,03	300x350	42	OK, TRF=120
P7	0,04	11	0,004	0,081	0,05	350x350	42	OK, TRF=122
P8	0,05	32	0,005	0,111	0,06	300x300	42	OK, TRF=113
P9	0,06	31	0,005	0,111	0,07	300x300	42	OK, TRF=112
P10	0,03	13	0,005	0,095	0,03	300x350	42	OK, TRF=120
-P11	0,03	22	0,005	0,095	0,03	300x350	42	OK, TRF=120
P12	0,06	6	0,005	0,111	0,07	300x300	42	OK, TRF=112
P13	0,05	26	0,005	0,111	0,07	300x300	42	OK, TRF=113
P14	0,06	26	0,005	0,111	0,07	300x300	42	OK, TRF=112
P15	0,03	19	0,005	0,095	0,03	300x350	42	OK, TRF=120
P16	0,02	257	0,005	0,111	0,02	300x300	42	TRF=118 > TRRF*
P17	0,03	7	0,005	0,095	0,03	300x350	42	OK, TRF=120
P18	0,03	1	0,005	0,095	0,03	300x350	42	OK, TRF=120
P19	0,03	6	0,005	0,095	0,03	300x350	42	OK, TRF=120
P20	0,02	279	0,005	0,111	0,02	300x300	42	TRF=118 > TRRF*

Fonte: Adaptado de CAD/TQS (2019)

4.3 MÉTODO TABULAR GERAL

Para a verificação dos pilares P1, P5, P16 e P20, foi utilizado o método tabular geral. O roteiro para a verificação desses elementos é mostrado a seguir.

4.3.1 Pilar P1

a) Dados

$$A_s = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4}$$

$$l_{ef,fi} = 0,7 \cdot l_e = 0,7 \cdot 3 = 2,1 \text{ m}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \sqrt{\frac{30^4}{12 \cdot 30^2}} = \frac{30}{\sqrt{12}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$N_{0sd,fi} = 31 \text{ kN}$$

$$M_{0sd,fi} = 0,7 \cdot M_{0sd} = 0,7 \cdot v \cdot e \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,7 \cdot 0,02 \cdot 0,26 \cdot 0,09 \cdot \frac{30 \cdot 10^3}{1,4}$$

$$M_{0sd,fi} = 7,02 \text{ kN.m} = 702 \text{ kN.cm}$$

b) Determinação da taxa mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \omega = \frac{4,9 \cdot 500/1,15}{900 \cdot 30/1,4} = 0,111$$

c) Determinação da força normal adimensional em situação de incêndio:

$$v_{fi} = \frac{N_{0sd,fi}}{0,7(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})} = \frac{31}{0,7 \left(0,09 \cdot \frac{30 \cdot 10^3}{1,4} + 4,9 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{500 \cdot 10^3}{1,15} \right)}$$

$$v_{fi} = 0,021$$

d) Determinação da esbeltez em situação de incêndio:

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r} = \frac{210}{8,66} = 24,25$$

e) Determinação da excentricidade de 1ª ordem em situação de incêndio:

$$e = \frac{M_{0sd,fi}}{N_{0sd,fi}} = \frac{702}{31} = 22,65 \text{ cm}$$

f) Verificação:

Observou-se que o pilar apresentou um valor de excentricidade superior ao valor máximo presente nas tabelas. Dessa forma, o pilar não passou na verificação, sendo necessário otimizar o dimensionamento.

4.3.2 Pilar P5

a) Dados

$$A_s = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4}$$

$$l_{ef,fi} = 0,7 \cdot l_e = 0,7 \cdot 3 = 2,1 \text{ m}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \sqrt{\frac{30^4}{12 \cdot 30^2}} = \frac{30}{\sqrt{12}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$N_{0sd,fi} = 31 \text{ kN}$$

$$M_{0sd,fi} = 0,7 \cdot M_{0sd} = 0,7 \cdot v \cdot e \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,7 \cdot 0,02 \cdot 0,284 \cdot 0,09 \cdot \frac{30 \cdot 10^3}{1,4}$$

$$M_{0sd,fi} = 7,668 \text{ kN} \cdot \text{m} = 766,8 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Determinação da taxa mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \omega = \frac{4,9 \cdot 500/1,15}{900 \cdot 30/1,4} = 0,111$$

c) Determinação da força normal adimensional em situação de incêndio:

$$v_{fi} = \frac{N_{0sd,fi}}{0,7(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})} = \frac{31}{0,7 \left(0,09 \cdot \frac{30 \cdot 10^3}{1,4} + 4,9 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{500 \cdot 10^3}{1,15} \right)}$$

$$v_{fi} = 0,021$$

d) Determinação da esbeltez em situação de incêndio:

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r} = \frac{210}{8,66} = 24,25$$

e) Determinação da excentricidade de 1ª ordem em situação de incêndio:

$$e = \frac{M_{0sd,fi}}{N_{0sd,fi}} = \frac{766,8}{31} = 24,74 \text{ cm}$$

f) Verificação:

Observou-se que o pilar apresentou um valor de excentricidade superior ao valor máximo presente nas tabelas. Dessa forma, o pilar não passou na verificação, sendo necessário otimizar o dimensionamento.

4.3.3 Pilar P16

a) Dados

$$A_s = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4}$$

$$l_{ef,fi} = 0,7 \cdot l_e = 0,7 \cdot 3 = 2,1 \text{ m}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \sqrt{\frac{30^4}{12 \cdot 30^2}} = \frac{30}{\sqrt{12}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$N_{0sd,fi} = 31 \text{ kN}$$

$$M_{0sd,fi} = 0,7 \cdot M_{0sd} = 0,7 \cdot v \cdot e \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,7 \cdot 0,02 \cdot 0,257 \cdot 0,09 \cdot \frac{30 \cdot 10^3}{1,4}$$

$$M_{0sd,fi} = 6,939 \text{ kN} \cdot \text{m} = 693,9 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Determinação da taxa mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \omega = \frac{4,9 \cdot 500/1,15}{900 \cdot 30/1,4} = 0,111$$

c) Determinação da força normal adimensional em situação de incêndio:

$$v_{fi} = \frac{N_{0sd,fi}}{0,7(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})} = \frac{31}{0,7 \left(0,09 \cdot \frac{30 \cdot 10^3}{1,4} + 4,9 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{500 \cdot 10^3}{1,15} \right)}$$

$$v_{fi} = 0,021$$

d) Determinação da esbeltez em situação de incêndio:

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r} = \frac{210}{8,66} = 24,25$$

e) Determinação da excentricidade de 1ª ordem em situação de incêndio:

$$e = \frac{M_{0sd,fi}}{N_{0sd,fi}} = \frac{693,9}{31} = 22,384 \text{ cm}$$

f) Verificação:

Observou-se que o pilar apresentou um valor de excentricidade superior ao valor máximo presente nas tabelas. Dessa forma, o pilar não passou na verificação, sendo necessário otimizar o dimensionamento.

4.3.4 Pilar P20

a) Dados

$$A_s = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4}$$

$$l_{ef,fi} = 0,7 \cdot l_e = 0,7 \cdot 3 = 2,1 \text{ m}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \sqrt{\frac{30^4}{12 \cdot 30^2}} = \frac{30}{\sqrt{12}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$N_{0sd,fi} = 31 \text{ kN}$$

$$M_{0sd,fi} = 0,7 \cdot M_{0sd} = 0,7 \cdot v \cdot e \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,7 \cdot 0,02 \cdot 0,279 \cdot 0,09 \cdot \frac{30 \cdot 10^3}{1,4}$$

$$M_{0sd,fi} = 7,533 \text{ kN.m} = 753,3 \text{ kN.cm}$$

b) Determinação da taxa mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \omega = \frac{4,9 \cdot 500/1,15}{900 \cdot 30/1,4} = 0,111$$

c) Determinação da força normal adimensional em situação de incêndio:

$$v_{fi} = \frac{N_{0sd,fi}}{0,7(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})} = \frac{31}{0,7 \left(0,09 \cdot \frac{30 \cdot 10^3}{1,4} + 4,9 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{500 \cdot 10^3}{1,15} \right)}$$

$$v_{fi} = 0,021$$

d) Determinação da esbeltez em situação de incêndio:

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r} = \frac{210}{8,66} = 24,25$$

e) Determinação da excentricidade de 1ª ordem em situação de incêndio:

$$e = \frac{M_{0sd,fi}}{N_{0sd,fi}} = \frac{753,3}{31} = 24,3 \text{ cm}$$

f) Verificação:

Observou-se que o pilar apresentou um valor de excentricidade superior ao valor máximo presente nas tabelas. Dessa forma, o pilar não passou na verificação, sendo necessário otimizar o dimensionamento.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A verificação de estruturas em situação de incêndio é um tema que vem sendo discutido com mais frequência nos últimos anos. Houve um avanço nos estudos com a atualização da ABNT NBR 15200:2012, que foi publicada com o intuito de otimizar a metodologia de verificação. Porém, as atenções ainda não estão voltadas para o tema como deveriam.

Apesar da ocorrência de incêndio ser pouco provável, é de fundamental importância que a verificação seja feita, pois representa uma garantia de que a estrutura não entrará em colapso caso ocorra o incêndio, proporcionando um maior tempo de fuga aos usuários.

Diante da importância que a verificação representa para a segurança, espera-se que haja mais espaço para o assunto na academia e no meio profissional. Além disso, os métodos atuais precisam ser aperfeiçoados, de modo a garantir que o valor do TRRF esteja mais próximo da realidade.

O presente trabalho se propôs a exemplificar a verificação de elementos de concreto armado em situação de incêndio. No estudo, observou-se que todas as vigas e lajes obtiveram resultado positivo na verificação. Observou-se também que todos os pilares passaram, com exceção dos pilares de canto (P1, P5, P16 e P20), que apresentaram valores muito altos de excentricidade no trecho do pavimento de cobertura, indicando um momento muito elevado. Para esses pilares é necessário que se faça uma otimização do dimensionamento, de modo a diminuir os esforços de tração.

Como sugestão para trabalhos futuros, propõe-se a verificação das estruturas utilizando métodos de determinação dos valores de TRRF mais próximos da realidade, por meio do método experimental ou com o auxílio de programas para análise detalhada.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, G. B. M. L. de; SILVA, V. P. (2013). Análise numérica termestrutural de vigas de concreto armado em situação de incêndio. In: CONGRESO DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA, 2013, Bilbao. Barcelona: SEMNI, 2013.

ANDREAZZA, Daniela Lopes. **Concreto em situação de incêndio e requisitos da norma ABNT NBR 15200:2012. 2017. 63p.** Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2017.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado.** Rio Grande: Dunas, 2010. vol. 1. 3. ed.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado.** Rio Grande: Dunas, 2010. vol. 4. 3. ed.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13860.** Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **NBR 14432.** Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 15200.** Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

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

_____. **NBR 6118.** Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120.** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 8681.** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

BATTAGIN, A. F.; SILVEIRA, A. L. Z. P. Estudo da microestrutura do concreto em situação de incêndio: um termômetro da temperatura alcançada. **Concreto & Construções**, Ano XLV, ed. 89, Pág. 44-48, 2018.

COSTA, C. R. et al. Estudo comparativo da utilização da ABNT NBR 15200:2012 e da ABNT NBR 6118:2014. **Revista Interdisciplinar do Pensamento Científico**, nº 1, vol. 2, artigo nº 06, Pgs. 65-79, 2016.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Brussels, 2004.

G1. **Prédio de 24 andares desaba após incêndio no Centro de SP**. Disponível em: <<https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/incendio-atinge-predio-no-centro-de-sp.ghtml>>. Acesso em: 08 out. 2019.

INSTITUTO PORTUGUÊS DA QUALIDADE. **NP EN 1991-1-2**: Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo. Caparica, 2010.

MUNHOZ, G. S. et al. Análise da ABNT NBR 15200:2012 para um edifício de 40 pavimentos em situação de incêndio estrutural. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 60., 2018, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2018.

SAAD, Dalida. **Verificação de pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio segundo a NBR 15200**. 2019. 87p. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Maranhão, São Luís, 2019.

SEITO, Alexandre Itiu *et al.* **A Segurança Contra Incêndio no Brasil**. São Paulo: Projeto, 2008.

SILVA, V. P.; VARGAS, M. R.; ONO, R. **Prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, 2010. (Manual de construção em aço).

SILVA, Valdir Pignatta. **Projeto de Estruturas de Concreto**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2016.

SOUSA, D. A.; SILVA, G. P. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2015. 137p. Universidade Federal de Goiás, Goiânia: 2015.

TÉCHNE. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/99/estruturas-de-concreto-em-situacao-de-incendio-285662-1.aspx>>. Acesso em: 12 jul. 2019.

TQS Docs. **Incêndio**. Disponível em: <<http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3161&language=pt-BR>> Acesso em 16 nov. 2019

TQS. CAD/TQS: Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado, Protendido, Pré-Moldados e Alvenaria Estrutural. Manual 02 - **Visão Geral e Exemplo Completo**. São Paulo, 2015.

TQS. CAD/TQS: Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado, Protendido, Pré-Moldados e Alvenaria Estrutural. Manual 03 - **Análise Estrutural**. São Paulo, 2015.

**ANEXO A - TABELAS DO MÉTODO TABULAR GERAL PARA
DIMENSIONAMENTO DE PILARES RETANGULARES OU CIRCULARES**

Tabela A.1 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 10 \text{ mm}$ (para $b \leq 400 \text{ mm}$) e
 $e_{m\acute{a}x} = 0,025 \cdot b$ (para $b > 400 \text{ mm}$)

TRRF min	λ_{fi}	$b_{\text{mín}} / c_1$			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	200/25
	60	150/25	150/25	200/25	250/25
	70	150/25	150/25	250/25	300/25
	80	150/25	200/25	250/30:300/25	350/25
60	30	150/25	150/25	200/25	200/30:250/25
	40	150/25	150/25	200/25	250/25
	50	150/25	200/25	250/25	300/25
	60	150/25	200/40:250/25	250/40:300/25	350/30:400/25
	70	200/25	250/30:300/25	300/40:350/25	450/35:550/25
	80	200/30:250/25	250/40:300/25	300/40:350/25	550/60:600/35
90	30	150/25	200/25	200/50:250/25	250/30:300/25
	40	150/35:200/25	200/30:250/25	250/25	300/25
	50	200/25	250/25	300/25	350/50:400/25
	60	200/35:250/25	250/40:300/25	350/35:400/25	450/50:55/25
	70	250/25	300/35:350/25	400/45:550/25	600/40
	80	250/30:300/25	350/35:400/25	550/40:600/25	a
120	30	200/25	200/25	200/25	300/45:350/25
	40	200/25	200/25	300/25	400/25
	50	200/25	300/25	350/50:400/25	450/50:500/25
	60	200/25	300/25	450/40:500/25	550/50
	70	250/50:300/25	400/25	500/60:550/25	a
	80	300/25	450/40:500/25	600/45	a
180	30	250/25	250/25	350/25	400/50:450/25
	40	250/25	300/30:350/25	400/25	450/50:500/25
	50	250/50:300/25	350/50:400/25	450/40:500/25	550/60:600/35
	60	300/40:350/25	450/25	550/40:600/25	a
	70	350/30:400/25	500/25	600/80	a
	80	400/30:450/25	550/45:600/25	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT (2012)

Tabela A.2 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \cdot b$ (para $b \leq 400 \text{ mm}$) e $e_{m\acute{a}x} = 100 \text{ mm}$ (para $b > 400 \text{ mm}$)

TRRF min	λ_{fi}	b_{\min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	200/30:250/25	300/30:350/25
	40	150/25	150/30:200/25	300/25	500/40:550/25
	50	150/25	200/40:250/25	350/40:500/25	550/25
	60	150/25	300/25	550/25	600/30
	70	200/25	350/40:500/25	550/30:600/25	a
	80	250/25	550/25	a	a
60	30	150/30:200/25	200/40:300/25	300/40:500/25	500/25
	40	200/30:250/25	300/35:350/25	450/50:550/25	550/40:600/25
	50	200/40:300/25	350/45:550/25	550/30:600/30	600/55
	60	250/35:400/25	450/50:550/25	600/35	a
	70	300/40:500/25	550/30:600/25	600/80	a
	80	400/40:550/25	600/30	a	a
90	30	200/40:250/25	300/40:400/25	500/50:550/25	550/40:600/25
	40	250/40:350/25	350/50:550/25	550/35:600/25	600/50
	50	300/40:500/25	500/60:550/25	600/40	a
	60	300/50:550/25	550/45:600/25	a	a
	70	400/50:550/25	600/45	a	a
	80	500/60:600/25	a	a	a
120	30	250/50:350/25	400/50:550/25	550/25	550/60:600/45
	40	300/50:500/25	500/50:550/25	550/50:600/25	a
	50	400/50:550/25	550/50:600/25	600/60	a
	60	500/50:550/25	550/55:600/50	a	a
	70	500/60:600/25	600/60	a	a
	80	550/50:600/25	a	a	a
180	30	400/50:500/25	500/60:550/25	550/60:600/30	a
	40	500/50:550/25	550/50:600/25	600/80	a
	50	550/25	600/60	a	a
	60	550/50:600/25	600/80	a	a
	70	600/55	a	a	a
	80	600/70	a	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT (2012)

Tabela A.3 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \cdot b$ (para $b \leq 400$ mm) e $e_{m\acute{a}x} = 200$ mm (para $b > 400$ mm)

TRRF min	λ_{fi}	b_{\min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	400/40:550/25	500/25	a
	40	200/25	550/25	550/35:600/30	a
	50	250/30:300/25	550/30:600/25	a	a
	60	300/40:550/25	600/25	a	a
	70	400/40:550/25	a	a	a
	80	550/25	a	a	a
60	30	300/35:500/25	500/50:550/25	550/50:600/40	a
	40	350/40:550/25	550/40:600/30	a	a
	50	450/50:550/25	550/50:600/40	a	a
	60	550/30	600/80	a	a
	70	550/35	a	a	a
	80	550/40	a	a	a
90	30	350/50:550/25	550/45:600/40	600/80	a
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	a	a
	50	550/40	600/80	a	a
	60	550/50:600/45	a	a	a
	70	550/60:600/50	a	a	a
	80	600/70	a	a	a
120	30	550/40:600/30	550/50	a	a
	40	550/50:600/45	600/70	a	a
	50	550/55:600/50	a	a	a
	60	550/60:600/50	a	a	a
	70	600/70	a	a	a
	80	a	a	a	a
180	30	550/50	600/80	a	a
	40	550/60	a	a	a
	50	600/70	a	a	a
	60	a	a	a	a
	70	a	a	a	a
	80	a	a	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT (2012)

Tabela A.4 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 10 \text{ mm}$ (para $b \leq 400 \text{ mm}$) e $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \cdot b$ (para $b > 400 \text{ mm}$)

TRRF min	λ_{fi}	b_{\min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	200/25
	60	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	70	150/25	150/25	200/25	250/25
	80	150/25	150/25	200/30:250/25	300/25
60	30	150/25	150/25	150/30:200/25	200/35:250/25
	40	150/25	150/25	200/25	250/30:300/25
	50	150/25	150/35:200/25	200/40:250/25	250/40:350/25
	60	150/25	200/30:250/25	250/30:300/25	300/40:450/25
	70	150/25	200/35:250/25	250/40:350/25	350/45:600/25
	80	150/35:200/25	250/30:300/25	300/40:500/25	450/50:600/35
90	30	150/25	150/40:200/25	200/40:250/25	250/40:300/25
	40	150/25	200/35:250/25	250/30:300/25	300/40:400/25
	50	150/40:200/25	200/45:250/25	250/45:350/25	350/45:550/25
	60	200/25	250/35:300/25	300/45:400/25	400/50:600/35
	70	200/35:250/25	250/45:350/25	350/45:600/25	550/50:600/45
	80	200/45:250/25	250/50:400/25	400/50:600/35	600/60
120	30	150/35:200/25	200/40:250/25	250/45:300/25	350/45:500/25
	40	200/25	250/25	300/45:350/25	400/50:550/25
	50	200/40:250/25	250/45:300/25	350/45:450/25	450/50:600/25
	60	200/50:250/25	300/45:350/25	400/50:550/25	500/60:600/35
	70	250/35:300/25	350/45:450/25	500/50:600/40	600/45
	80	250/45:300/25	400/50:550/25	500/60:600/45	600/60
180	30	200/45:250/25	250/35:300/25	350/45:400/25	450/45:500/25
	40	250/25	300/45:350/25	450/25	500/55:600/50
	50	250/35:300/25	350/45:400/25	500/40:550/25	600/65
	60	300/40:350/25	450/25	500/60:600/55	600/80
	70	350/25	500/40:550/25	600/65	a
	80	400/30:450/25	500/55:600/45	600/80	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT (2012)

Tabela A.5 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \cdot b$ (para $b \leq 400 \text{ mm}$) e $e_{m\acute{a}x} = 100 \text{ mm}$ (para $b > 400 \text{ mm}$)

TRRF min	λ_{fi}	b_{\min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	40	150/25	150/25	150/25	300/45:350/25
	50	150/25	150/25	200/30:250/25	350/40:450/25
	60	150/25	150/25	250/30:300/25	500/30:550/25
	70	150/25	150/35:200/25	350/30:400/25	550/35:600/30
	80	150/25	200/30:250/25	400/40:500/25	600/50
60	30	150/25	150/35:200/25	250/35:350/25	350/40:550/25
	40	150/25	200/30:300/25	300/35:500/25	450/50:600/30
	50	150/30:200/25	200/40:350/25	300/45:550/25	500/50:600/35
	60	150/35:200/25	250/40:500/25	400/45:600/30	600/45
	70	200/30:300/25	300/40:500/25	500/40:600/35	600/80
	80	200/35:300/25	350/40:600/25	550/55:600/40	a
90	30	150/35:200/25	200/45:300/25	300/45:550/25	550/50:600/40
	40	200/35:250/25	250/45:500/25	350/50:600/25	550/50:600/45
	50	200/40:300/25	300/45:550/25	550/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25	550/50:600/45	a
	70	300/35:500/25	400/50:600/35	600/50	a
	80	300/40:600/25	500/55:600/40	600/80	a
120	30	200/45:300/25	300/45:550/25	450/50:600/25	550/60:600/50
	40	200/50:350/25	350/50:550/25	500/50:600/40	600/55
	50	250/45:450/25	450/50:600/25	550/55:550/45	600/80
	60	300/50:500/25	500/45:600/40	550/60:600/60	a
	70	350/50:550/25	500/50:550/45	600/75	a
	80	400/50:600/25	500/55:550/50	a	a
180	30	300/45:450/25	450/50:600/25	500/60:600/50	600/75
	40	350/50:500/25	500/50:600/25	600/60	a
	50	450/50:500/25	500/60:600/50	600/70	a
	60	500/50:600/25	550/60:600/55	a	a
	70	500/55:600/35	600/65	a	a
	80	500/60:600/55	600/75	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT (2012)

Tabela A.6 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \cdot b$ (para $b \leq 400 \text{ mm}$) e $e_{m\acute{a}x} = 200 \text{ mm}$ (para $b > 400 \text{ mm}$)

TRRF min	λ_{fi}	b_{\min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	250/35:300/25	500/40:550/25
	40	150/25	150/30:200/25	300/35:450/25	550/30
	50	150/25	200/30:250/25	400/40:500/25	550/50:600/40
	60	150/25	200/35:300/25	450/50:550/25	a
	70	150/25	250/40:400/25	500/40:600/30	a
	80	150/25	300/40:500/25	550/50:600/40	a
60	30	150/30:200/25	200/40:450/25	450/50:550/30	550/50:600/40
	40	150/35:250/25	250/40:500/25	500/40:550/35	600/60
	50	200/35:300/25	300/45:550/25	500/55:550/40	a
	60	200/40:500/25	400/40:600/30	550/50:600/45	a
	70	200/40:550/25	500/40:550/35	600/60	a
	80	250/40:600/25	500/45:600/35	a	a
90	30	250/40:450/25	300/50:500/25	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25	350/50:550/35	550/60:600/50	a
	50	250/45:550/25	500/45:550/40	600/60	a
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	a
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	a	a
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	a	a
120	30	250/50:550/25	500/50:550/40	550/50	a
	40	300/50:600/25	500/55:550/45	550/60:600/55	a
	50	400/50:550/35	500/60:600/45	600/80	a
	60	450/50:600/40	550/50	a	a
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	a	a
	80	550/60:600/45	600/70	A	a
180	30	500/45:550/30	550/55	600/75	a
	40	500/50:600/40	550/60	a	a
	50	500/60:550/50	600/70	a	a
	60	550/50	600/75	a	a
	70	550/60	a	a	a
	80	600/60	a	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT (2012)

Tabela A.7 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 10 \text{ mm}$ (para $b \leq 400 \text{ mm}$) e $e_{m\acute{a}x} = 0,025 \cdot b$ (para $b > 400 \text{ mm}$)

TRRF min	λ_{fi}	b_{\min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	150/25
	40	150/25	150/25	150/25	150/25
	50	150/25	150/25	150/25	150/30:200/25
	60	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	70	150/25	150/25	150/30:200/25	250/25
	80	150/25	150/25	200/30:250/25	250/30:300/25
60	30	150/25	150/25	150/25	200/40:300/25
	40	150/25	150/25	200/30:250/25	250/35:350/25
	50	150/25	150/30:200/25	200/40:250/25	250/40:350/25
	60	150/25	150/40:250/25	250/35:300/25	300/40:600/25
	70	150/25	200/35:250/25	250/40:400/25	350/40:450/35
	80	150/30:200/25	200/40:300/25	300/40:550/25	350/45:450/40
90	30	150/25	200/25	200/40:250/25	250/45:600/25
	40	150/25	200/35:250/25	250/35:350/25	300/45:600/30
	50	150/35:200/25	200/40:250/25	250/45:400/25	350/45:600/35
	60	150/40:250/25	250/55:300/25	300/45:550/25	400/50:600/40
	70	200/35:250/25	300/35:350/25	350/45:600/35	550/50:600/45
	80	200/40:250/25	300/40:500/25	350/50:600/40	550/65:600/55
120	30	150/40:200/25	200/45:250/25	250/40:400/25	400/40:600/25
	40	200/30:250/25	250/25	300/45:400/25	400/50:600/30
	50	200/40:250/25	250/35:300/25	350/40:550/25	550/45:600/40
	60	200/45:250/25	250/45:400/25	400/50:600/25	550/60:600/50
	70	250/25	350/35:450/25	550/40:600/35	600/70
	80	250/35:300/25	350/40:550/25	550/50:600/45	a
180	30	200/50:250/25	300/25	350/45:450/25	500/50:600/45
	40	250/25	300/45:350/25	450/45:550/25	550/60:600/55
	50	250/30:300/25	350/40:450/25	450/50:600/40	600/70
	60	250/40:350/25	350/50:500/25	550/55:600/50	600/80
	70	300/45:400/25	450/45:600/35	550/70:600/65	a
	80	350/40:450/25	550/50:600/40	600/75	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT (2012)

Tabela A.8 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \cdot b$ (para $b \leq 400 \text{ mm}$) e $e_{m\acute{a}x} = 100 \text{ mm}$ (para $b > 400 \text{ mm}$)

TRRF min	λ_{fi}	b_{\min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	150/25	200/30:300/25
	40	150/25	150/25	150/25	250/30:450/25
	50	150/25	150/25	200/25	300/35:500/25
	60	150/25	150/25	200/30:250/25	400/40:550/25
	70	150/25	150/25	250/35:300/25	500/35:600/30
	80	150/25	150/30:250/25	300/35:500/25	500/60:600/35
60	30	150/25	150/30:200/25	200/40:400/25	300/50:600/30
	40	150/25	150/40:250/25	250/40:500/25	400/50:600/35
	50	150/25	200/35:400/25	300/40:600/25	500/45:600/40
	60	150/30:200/25	200/40:450/25	400/40:600/30	550/40:600/40
	70	150/35:200/25	240/40:550/25	450/45:500/35	600/60
	80	200/30:250/25	300/40:550/25	500/50:600/40	600/80
90	30	200/25	200/40:300/25	250/40:550/25	500/50:600/45
	40	200/30:250/25	200/50:400/25	300/50:600/35	500/60:600/50
	50	200/35:300/25	250/50:550/25	400/50:600/40	600/55
	60	200/40:400/25	300/45:600/25	500/50:600/45	600/70
	70	200/45:450/25	300/50:600/35	550/55:600/50	a
	80	200/50:500/25	400/50:600/35	600/55	a
120	30	200/40:250/25	250/50:400/25	450/45:600/30	600/60
	40	200/45:300/25	300/40:500/25	500/50:600/35	a
	50	250/40:400/25	400/40:550/25	550/50:600/45	a
	60	250/50:450/25	400/50:500/35	600/55	a
	70	300/40:500/25	500/45:600/35	a	a
	80	300/50:550/25	500/60:600/40	a	a
180	30	300/35:400/25	450/50:550/25	500/60:600/45	a
	40	300/40:450/25	500/40:600/30	550/65:600/60	a
	50	400/40:500/25	500/45:600/35	600/75	a
	60	400/45:550/25	500/55:600/45	a	a
	70	400/50:600/30	500/65:600/50	a	a
	80	500/45:600/35	600/70	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT (2012)

Tabela A.9 - Dimensões mínimas para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \cdot b$ (para $b \leq 400 \text{ mm}$) e $e_{m\acute{a}x} = 200 \text{ mm}$ (para $b > 400 \text{ mm}$)

TRRF min	λ_{fi}	b_{\min} / c_1			
		$v_{fi} = 0,15$	$v_{fi} = 0,3$	$v_{fi} = 0,5$	$v_{fi} = 0,7$
30	30	150/25	150/25	200/30:300/25	500/30:550/25
	40	150/25	150/25	250/30:450/25	500/40:600/30
	50	150/25	150/30:200/25	300/35:500/25	550/35
	60	150/25	200/30:250/25	350/40:500/25	550/50
	70	150/25	200/30:300/25	450/50:550/25	a
	80	150/25	250/30:350/25	500/35:600/30	a
60	30	150/25	200/35:450/25	350/40:600/30	550/45:600/40
	40	150/30:200/25	200/40:500/25	450/50:500/35	600/60
	50	150/35:250/25	250/40:550/25	500/40:600/35	600/80
	60	200/30:350/25	300/40:600/25	500/50:600/40	a
	70	250/30:450/25	350/40:600/30	550/50:600/45	a
	80	250/55:500/25	450/40:500/35	600/70	a
90	30	200/35:300/25	250/50:550/25	500/50:600/40	600/70
	40	200/40:450/25	300/50:600/30	500/55:600/45	a
	50	200/45:500/25	350/50:600/35	550/50	a
	60	200/50:550/25	450/50:600/40	600/60	a
	70	250/45:600/30	500/50:600/45	600/80	a
	80	250/50:500/35	500/55:600/45	a	a
120	30	200/50:450/25	450/450:600/25	550/55:600/50	a
	40	250/50:500/25	500/40:600/30	600/65	a
	50	300/40:550/25	500/50:600/35	a	a
	60	350/45:550/25	500/60:600/40	a	a
	70	450/40:600/30	550/60:600/50	a	a
	80	450/45:600/30	600/65	a	a
180	30	350/45:550/25	500/45:600/40	600/80	a
	40	450/45:600/30	500/60:600/45	a	a
	50	450/50:600/35	500/70:600/55	a	a
	60	500/45:600/40	550/70:600/65	a	a
	70	500/50:600/40	600/75	a	a
	80	500/55:600/45	a	a	a

^a Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: ABNT (2012)