



**CARLOS EDUARDO SANTOS
LUIZ FERNANDO HUMBERTO BARCELOS**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS DE
DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**LAVRAS-MG
2023**

**CARLOS EDUARDO SANTOS
LUIZ FERNANDO HUMBERTO BARCELOS**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Concepção básica apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

Prof. D.Sc. Ígor José Mendes Lemes
Orientador
D.Sc. Rafael Cesário Barros
Co-orientador

**LAVRAS-MG
2023**

**CARLOS EDUARDO SANTOS
LUIZ FERNANDO HUMBERTO BARCELOS**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**COMPARATIVE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURE DESIGN
METHODS IN FIRE CONDITIONS**

Concepção básica apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 28 de Fevereiro de 2023.

D.Sc. Ígor José Mendes Lemes UFLA

D.Sc. Rafael Cesario Barros SERENG Engenharia e Consultoria

D.Sc. Lucas Henrique Pedrozo Abreu UFLA

Prof. D.Sc. Ígor José Mendes Lemes
Orientador

D.Sc. Rafael Cesário Barros
Co-orientador

**LAVRAS-MG
2023**

*Dedicamos esse trabalho aos nossos
respectivos pais e amigos por nos oferecer
apoio nos momentos em que mais
precisamos.*

RESUMO

A ocorrência de incêndios vem causando diversas tragédias no Brasil e no mundo. Após algumas ocorrências de repercussão midiática houve um direcionamento das normatizações brasileiras no sentido da priorização da vida humana, tendo como providências, por exemplo, a determinação de tempos requeridos de resistência ao fogo que os elementos estruturais devem suportar. Para atender a essa exigência, existem métodos de dimensionamento que consideram a redução das propriedades mecânicas dos materiais construtivos. As estruturas de concreto armado, sob condições de incêndio, têm suas propriedades como resistência característica e módulo de elasticidade reduzidos. Assim, faz-se necessária a verificação da segurança estrutural nessas condições. Nesse sentido, a ABNT NBR 15200:2012 dispõe de métodos de dimensionamento que consideram essa redução. Neste trabalho, abordou-se conceitos como o incêndio padrão, o tempo requerido de resistência ao fogo, as consequências da ação térmica no concreto armado e realizou-se através de um estudo de caso, a comparação de alguns desses métodos, sendo esses o método tabular da referida norma, o método simplificado das faixas e o método analítico para pilares. Com isso, foi possível verificar a segurança estrutural em situação de incêndio com um dimensionamento feito em temperatura ambiente através do *software Eberick*^{®1}. Concluiu-se que, embora as variáveis de saída dos métodos sejam diferentes, impossibilitando uma comparação direta de métodos, com a consideração de parâmetros adimensionais de aproveitamento de resistência, o método analítico para pilares se mostrou mais conservador, em relação ao método das faixas.

Palavras-chave: Método de Hertz, Método tabular, Incêndio, dimensionamento, Concreto armado.

¹ A utilização do software, com a chave EID: e8552196-8a12-4b0f-96df-e82614210b79 foi autorizada pela empresa AutoQi Tecnologias.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	7
1.1	Considerações iniciais	7
1.2	Motivação e Relevância.....	7
1.3	Objetivos.....	8
2	REFERENCIAL TEÓRICO	9
2.1	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo	10
2.2	O Incêndio Padrão.....	11
2.3	O concreto em situação de incêndio.....	12
2.4	O aço em situação de incêndio.....	13
2.5	Propriedade dos materiais em situação de incêndio	14
2.6	Método de Hertz (Faixas)	17
2.7	Métodos tabulares	21
2.8	Método analítico para pilares.....	22
3	METODOLOGIA	25
3.1	Considerações iniciais	25
3.2	Caso estudado	25
3.3	<i>Software utilizado: Eberick®</i>	26
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	28
4.1	Dimensionamento em Temperatura Ambiente	28
4.2	Método de Hertz	29
4.2.1	Lajes.....	30
4.2.1.1	Análise Térmica	30
4.2.1.2	Análise Estrutural	32
4.2.2	Pilares	33
4.2.2.1	Análise Térmica	34
4.2.2.2	Análise Estrutural	36
4.2.3	Vigas	38
4.2.3.1	Análise Térmica	38
4.2.3.2	Análise Estrutural	41
4.3	Método tabular da ABNT NBR 15200:2012	45
4.4	Método analítico para pilares.....	47
5	CONCLUSÃO	49

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	50
APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS DO SEXTO PAVIMENTO	52
APÊNDICE B – DETALHAMENTO DA LAJE 13.....	53
APÊNDICE C – DETALHAMENTO DOS PILARES ANALISADOS.....	54
APÊNDICE D – DETALHAMENTO DAS VIGAS ANALISADAS.....	55

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Hodiernamente, um sistema efetivo de Segurança contra incêndio é exigido na maioria das edificações. Um incêndio pode ser definido como todo fogo não controlado, e está ligado diretamente com o risco de perdas humanas e materiais. A maioria deles são causados principalmente por eletricidade, vazamento de gás, exposição de chamas e atrito. Historicamente, a normatização brasileira era relativamente rasa no que se refere à proteção contra incêndio. A partir do acontecimento de tragédias históricas causadas por incêndios no século passado, como por exemplo, os acontecidos nos edifícios Andraus (1972) e Joelma (1974) em São Paulo, houve o direcionamento de normatizações que priorizasse a vida humana, e não somente a propriedade em si.

Nesse contexto, a Segurança contra incêndios (SCI) abrange dois grupos de sistemas de combate: a proteção ativa e a proteção passiva. A proteção ativa consiste nas instalações prediais de proteção contra incêndio, como extintores, alarmes, chuveiros automáticos, dentre outros. Estes elementos devem ser aprovados pelo corpo de bombeiros do estado em que a edificação está localizada, através do Auto de Vistoria do Corpo de Bombeiros (AVCB). A proteção passiva abrange a segurança estrutural, controle de materiais, compartimentação e saídas de emergência. A segurança estrutural, por sua vez, consiste no controle das dimensões mínimas da seção transversal dos elementos estruturais da edificação em questão, a fim de evitar a degeneração da mesma em situações divergentes à temperatura ambiente.

1.2 Motivação e Relevância

Em estruturas de concreto armado, a necessidade de verificação da estrutura em situação de incêndio se faz necessária, devido ao fato do material concreto, ao ser submetido a altas temperaturas, sofrer tensões térmicas significativas a ponto de gerarem fissuração excessiva e enfraquecimento do material. Além disso, há comprometimento considerável de sua resistência à compressão e do módulo de elasticidade, sendo essas, propriedades mecânicas fundamentais para elaboração de projetos estruturais. Adotando medidas efetivas de dimensionamento, tal verificação promove maior segurança e economia para os beneficiados.

Uma das principais e mais tradicionais metodologias de dimensionamento para estruturas de concreto em situação de incêndio são os métodos tabulares. No Brasil, para esta tipologia

estrutural tem-se a NBR 15200:2012 - Dimensionamento de Estruturas de concreto armado em situação de incêndio, que apresenta tabelas de dimensionamento para os principais sistemas estruturais. A norma prioriza, nessa ordem, a limitação de riscos à vida dos ocupantes da edificação, riscos à vizinhança, e por fim, a deterioração do espaço (propriedade).

Além dos métodos tabulares, é importante citar a presença de métodos simplificados de dimensionamento, que são considerados mais conservadores. Os mesmos são verificados de forma semelhante ao dimensionamento na situação ambiente, porém, considerando os efeitos da temperatura sob os materiais. Alguns dos métodos mais utilizados são o Método das Faixas e o Método dos 500 °C.

A partir das medidas prescritas, consegue-se reduzir consideravelmente o risco de incêndio e sua proliferação, bem como facilitar o seu combate e o controle do fogo, caso ocorra.

1.3 Objetivos

O presente trabalho visa a comparação de métodos de dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, a partir da análise do método tabular e método analítico para pilares, ambos prescritos na ABNT NBR 15200:2012, e do método simplificado das Faixas ou Hertz.

O método analítico, trata-se de uma verificação dependente dos parâmetros do pilar, enquanto o método tabular e o método das faixas conseguem ser feitos a partir da estimativa do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), fornecidos pelas Instruções Técnicas de Segurança contra incêndio de cada estado, que varia conforme a ocupação e as atividades desenvolvidas no espaço considerado.

A partir disso, pode-se obter uma faixa de segurança e precisão a partir de cada método trabalhado e concluir qual seria mais eficiente, seguro e econômico.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Atualmente no Brasil, o dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio é normatizado pela ABNT NBR 15200:2012 que dispõe sobre critérios de projeto, propriedades dos materiais em situação de incêndio, ação correspondente ao incêndio e métodos de verificação das estruturas, como o método tabular. Entretanto, existem diversos materiais que apresentam variações deste método e métodos diferentes, como o método de Hertz ou método das faixas.

No sentido de dispor sobre métodos de dimensionamento, segundo Delalibera et al (2017) em um estudo sobre lajes maciças em situação de incêndio, para a análise de uma estrutura com carregamento térmico, é importante a utilização tanto do método tabular quanto de um dos métodos simplificados citados na ABNT NBR 15200:2012, de modo a verificar possíveis discrepâncias no dimensionamento dos elementos.

Ainda neste âmbito, Souza e Silva (2015) realizaram um estudo sobre normatizações nacionais e internacionais de dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio, apresentando exemplos para diversos elementos estruturais. Segundo os autores, a normatização atual brasileira apresenta métodos simples e imprecisos, fazendo-se necessário e mais recomendável a utilização de métodos dispostos em normatizações internacionais como o *Eurocode 2* (EN 1992-1-2:2004).

De modo semelhante, Piccinin (2022) realizou um estudo comparativo, utilizando o método tabular da normatização brasileira, encontrando resultados imprecisos e contraditórios na análise de lajes e vigas, em comparação com o método simplificado, na análise de estruturas com tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) acima de 30 minutos, no sentido em que a estrutura analisada atendia as condições de segurança na maior parte dos casos para o método simplificado, diferentemente do método tabular.

Britto (2018), por sua vez, mostra ao fazer um estudo comparativo entre as normatizações de segurança contra incêndio americana e brasileira, que não há disparidade de informações entre ambas, e ainda apresenta aspectos positivos e negativos de cada uma, dentre eles, a clareza com que as informações são dispostas e a simplicidade de aplicação da norma brasileira, porém a falta de informação em métodos simplificados e mais avançados, e para a norma americana (ACI/TMS-216.1M-14), a grande aplicabilidade do seu código além das estruturas de concreto, no entanto, apresentando procedimentos bastante conservadores.

Sendo assim o estudo e comparação de diversos métodos de dimensionamento continua relevante, para que se possa identificar a forma de obter resultados mais precisos e que

consequentemente proporcionam maior segurança ao usuário. Desse modo, é importante entender as ações geradas por um incêndio, as alterações sofridas nas propriedades dos materiais envolvidos, e os processos de cálculo apresentados por cada método.

2.1 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

A ABNT NBR 14432:2001 determina que o tempo requerido de resistência a ao fogo da edificação (TRRF), representa o tempo mínimo que um elemento estrutural deve resistir com base na curva de incêndio padrão ISO-834-1:1999, esse tempo é definido pela norma em função do desempenho estrutural dos elementos construtivos obtidos por ensaios laboratoriais, e não representa o tempo de duração do incêndio, tempo-resposta do corpo de bombeiros ou tempo de evacuação da edificação (SOUSA; SILVA, 2015).

Essa exigência depende do uso e ocupação da edificação em análise, assim como sua altura, ou seja, edifícios mais altos geram uma necessidade de mais tempo para que a evacuação completa ocorra, devido aos seus maiores percursos de rota de fuga.

Nesse sentido, edificações que possuem maior concentração de pessoas, também necessitam de um maior tempo de resistência ao fogo, não só devido ao aumento do tempo de evacuação com o aumento da população de um ambiente, como também devido a sua maior quantidade de pessoas aplicando carga sobre a estrutura. Esse aumento no tempo de evacuação em ambientes com maior concentração de pessoas ocorre devido a efeitos da movimentação humana como o empacotamento (BRAGA, 2012), o qual a seção de deslocamento diminui abruptamente, gerando uma acumulação de pessoas que barra sua movimentação. Portanto os tempos requeridos de resistência ao fogo devem ser atendidos conforme a tabela A.1 presente na ABNT NBR 14432:2001.

É válido mencionar que atualmente os corpos de bombeiros de todos os estados brasileiros exigem o atendimento dessa norma para a emissão do Auto de Vistoria do Corpo de Bombeiros (AVCB), documento que sem o qual, não é permitido a utilização de uma edificação.

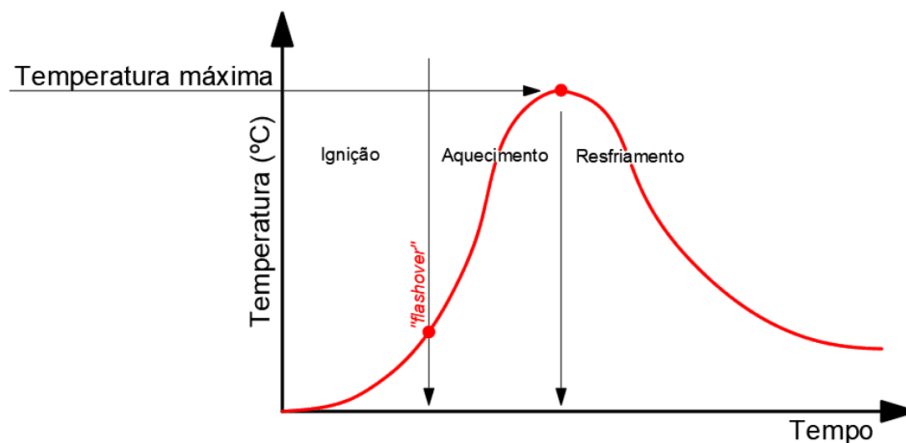
Por outro lado, existe também o tempo de resistência ao fogo (TRF), que é o tempo o qual o elemento estrutural efetivamente resiste, portanto para critérios de projeto, deve-se garantir que o TRF seja maior que o TRRF.

2.2 O Incêndio Padrão

Um incêndio real é composto por três fases, como exposto na Figura 1. A ignição, que corresponde ao início da inflamação, com um crescimento gradual de temperatura, terminando no ponto de inflamação generalizada, conhecida como *flashover*. Em seguida, tem-se a fase de aquecimento, definida por um aumento repentino da temperatura, quando todo o material combustível presente no ambiente entra em combustão, e atinge-se a temperatura máxima de incêndio. E finalmente há a fase de resfriamento, após todo o material combustível ser consumido, gerando uma redução gradual na temperatura.

As temperaturas atingidas em um incêndio dependem da carga de incêndio, do grau de ventilação, características dos materiais presentes no ambiente e das dimensões do ambiente (MATA, 2019).

Figura 1 – Curva temperatura/tempo de incêndios naturais.



Fonte: Piccinin (2022).

Para a determinação do TRRF, utiliza-se um modelo de incêndio padrão, definido pela temperatura de um ambiente em função do tempo, ao longo do desenvolvimento de um incêndio. Para projetos e ensaios de construção civil, pode-se usar curvas simplificadas que não contemplam a fase de resfriamento, tais como a curva-padrão ISO-834-1 (1999), ou outras que são determinadas baseando-se no cálculo da carga de incêndio que depende da altura, área, grau de risco, uso da edificação e presença de medidas de proteção. A curva ISO-834 é representada na Figura 2 e é dada pela Equação 1:

$$\theta_g - \theta_0 = 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (1)$$

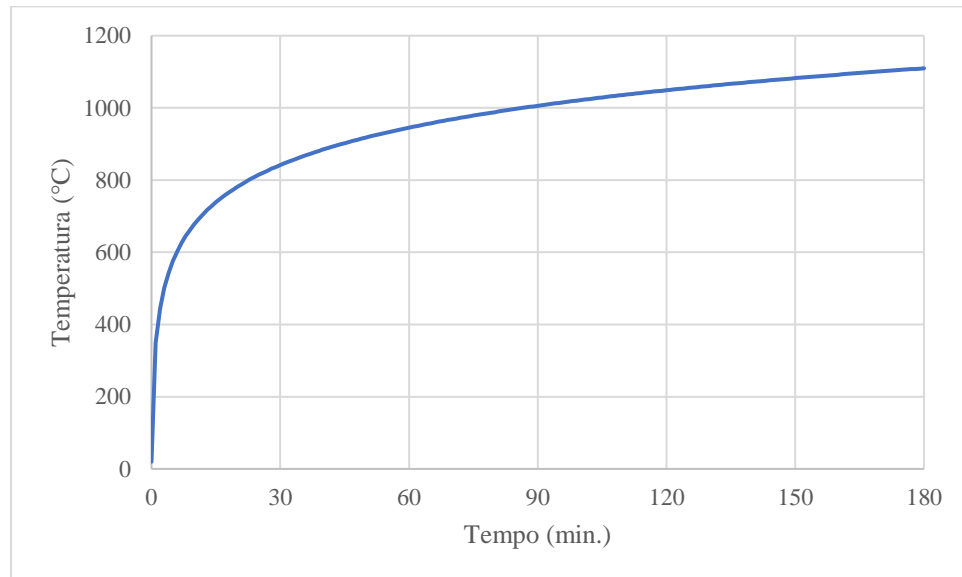
Onde:

t = tempo (min)

θ_0 = Temperatura dos gases do ambiente, no instante $t = 0$, admitida normalmente como 20°C ;

θ_g = Temperatura dos gases quentes do ambiente ($^\circ\text{C}$)

Figura 2 – Curva ISO-834-1:1999.



Fonte: Dos autores (2023).

2.3 O concreto em situação de incêndio

Com o aumento da temperatura, o concreto por ser um material heterogêneo apresenta dilatações ou expansões térmicas diferenciais. Esse aumento de temperatura causa a evaporação da água presente nos poros do concreto, o que causa um aumento da pressão nesses poros, gerando tensões que causam a fissuração excessiva. Além disso, a elevação da temperatura faz com que a rigidez e resistência a tensões do concreto diminuam, essa alteração de propriedades deve ser considerada em projeto para que se garanta a segurança da estrutura.

Estas expansões térmicas do concreto em situação de incêndio representam um fenômeno complexo, pois dependem predominantemente do tipo de agregado, a expansão livre não apresenta um comportamento linear com respeito a temperatura, devido às mudanças químicas e físicas do agregado e em parte devido a incompatibilidades térmicas entre o agregado e a matriz. Além disso, a presença de umidade livre também influencia na expansão térmica (ZHA, 2003).

Adicionalmente, devido à pressão causada pela presença de umidade nos poros ou devido a tensões térmicas, em situações de altas temperaturas e altas taxas de aquecimento, o fenômeno *spalling* pode ocorrer. Este fenômeno consiste na expulsão, de forma explosiva ou não, de porções

de concreto da superfície de elementos estruturais. Segundo Kodur e Phan (2007), os concretos de alta resistência apresentam este fenômeno com maior frequência, além de terem uma menor resistência em situações de incêndio, portanto a classe de resistência do concreto também é um fator determinante no seu comportamento em situações de incêndio.

Além disso, ensaios mostram que para faixas de resistência entre 23 e 45 MPa, a resistência original do concreto apresenta pouca influência sobre a porcentagem da resistência à compressão residual após exposição ao fogo. Por outro lado, com o aumento de temperatura o módulo de elasticidade decresce rápido em comparação a resistência à compressão. Tal efeito ocorre devido a microfissuras na zona de transição, influenciando o módulo de elasticidade (DELALIBERA *et al.*, 2017).

2.4 O aço em situação de incêndio

O aço é amplamente usado em componentes estruturais devido a sua alta resistência a tração, ductilidade, facilidade e rapidez de fabricação e construção, entretanto, em situação de incêndio, seu comportamento apresenta algumas desvantagens, como a sua alta condutividade térmica, baixo calor específico, e uma rápida degradação de resistência com o aumento da temperatura, com isso, o aço perde capacidade de suporte em uma taxa alta em situações de incêndio (AZIZ *et al.*, 2015).

Além disso, por ser um material isotrópico, o aço apresenta um comportamento estável em temperatura ambiente devido a sua interação com o concreto. Entretanto, em altas temperaturas, este material apresenta dilatações excessivas, considerável redução do módulo de elasticidade e apresenta o fenômeno da fluência, que é uma deformação plástica que ocorre em um corpo submetido a uma tensão constante abaixo do limite de escoamento, em função do tempo.

Segundo Costa e Silva (2002), o aço em relação ao concreto é um bom condutor térmico, absorvendo melhor o calor. Portanto, para elementos esbeltos de aço, devido a sua alta condutividade térmica e baixa área transversal em elementos isolados, a adoção de temperatura uniforme é coerente com a realidade. Essa consideração para elementos em contato com concreto resulta em um dimensionamento a favor da segurança, entretanto, para elementos robustos de concreto, essa consideração implica em estruturas superdimensionadas e antieconômicas.

Além disso, Delalibera *et al.* (2017) citou que a redução das propriedades mecânicas residuais do aço é intensificada quanto maior for o diâmetro da barra de aço, e se o resfriamento do material for feito ao ar livre. Porém, segundo Costa, *et al.* (2002 apud ISAIA *et al.*, 2011) em

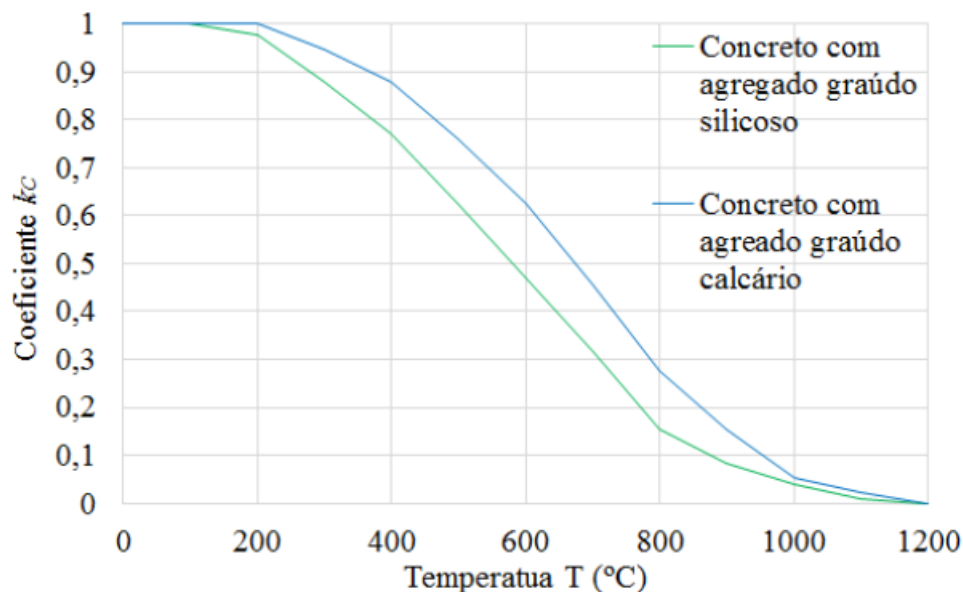
situações de incêndio, o fogo geralmente não atinge a temperatura de fusão do aço, de valor 1550°C, desse modo sua densidade pode ser considerada constante.

2.5 Propriedade dos materiais em situação de incêndio

Para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio, normas como a ABNT NBR 15200:2012 propõem coeficientes redutores para as propriedades mecânicas dos materiais em função da temperatura a qual se encontram.

Para a resistência a compressão do concreto, utiliza-se o coeficiente, $k_{c,\theta}$, cujo valor varia em função da temperatura em análise, de acordo com a Figura 3.

Figura 3 – Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.



Fonte: Adaptado de Delalibera *et al.* (2017)

Deste modo, o valor característico da resistência à compressão do concreto a uma temperatura θ é dado pela Equação 2:

$$f_{ck,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck,20^\circ C} \quad (2)$$

Em que:

$f_{ck,\theta}$ = resistência característica do concreto à compressão à temperatura elevada θ (°C) [MPa];

$k_{c,\theta}$ = fator de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura θ (°C) [adimensional];

$f_{ck,20^{\circ}C}$ = resistência característica do concreto à compressão à temperatura ambiente [MPa].

Já o valor de cálculo é dado pela Equação 3:

$$f_{cd,\theta} = k_{c,\theta} \frac{f_{ck,20^{\circ}C}}{\gamma_c} \quad (3)$$

Sendo:

$f_{cd,\theta}$ = resistência de cálculo do concreto à compressão à temperatura elevada θ ($^{\circ}C$) [MPa];

$f_{ck,20^{\circ}C}$ = resistência característica do concreto à compressão à temperatura ambiente [MPa].

γ_c = Coeficiente de minoração da resistência característica do concreto à compressão em situação excepcional [adimensional].

Os coeficientes de minoração γ_c do concreto para variadas combinações de cálculo são mostrados na Tabela 1:

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação do concreto para combinações de cálculo.

Combinações	γ_c
Normais	1.4
Especiais ou de construção	1.2
Excepcionais	1.2

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

De modo semelhante, o módulo de elasticidade é dado pela Equação 4:

$$E_{c,\theta} = k_{cE,\theta} E_{c,20^{\circ}C} \quad (4)$$

Sendo:

$E_{c,\theta}$ = módulo de elasticidade do concreto em temperatura elevada θ ($^{\circ}C$) [MPa];

$k_{cE,\theta}$ = fator de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura θ ($^{\circ}C$) [adimensional], sendo $k_{cE,\theta} = k_{c,\theta}^2$;

$E_{c,20^{\circ}C}$ = módulo de elasticidade do concreto em temperatura ambiente [MPa].

De forma análoga ao concreto, para o aço, suas propriedades também são reduzidas por coeficientes redutores, sendo assim, a resistência característica do aço é dada pela Equação 5:

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk,20^{\circ}C} \quad (5)$$

Em que:

$f_{yk,\theta}$ = resistência característica do aço à temperatura θ ($^{\circ}C$) [MPa];

$k_{s,\theta}$ = fator de redução da resistência do aço em função da temperatura θ ($^{\circ}C$) [adimensional];

$f_{yk,20^{\circ}C}$ = resistência característica do aço à temperatura ambiente [MPa].

O valor de cálculo da resistência do aço é calculado a partir da Equação 6:

$$f_{yd,\theta} = k_{s,\theta} \frac{f_{yk,20^{\circ}C}}{\gamma_s} \quad (6)$$

Em que:

$f_{yd,\theta}$ = resistência de cálculo do aço à temperatura θ ($^{\circ}C$) [MPa];

γ_s = Coeficiente de minoração da resistência característica do aço em situação excepcional [adimensional].

Os coeficientes de minoração γ_s do aço para variadas combinações de cálculo são mostrados na Tabela 2:

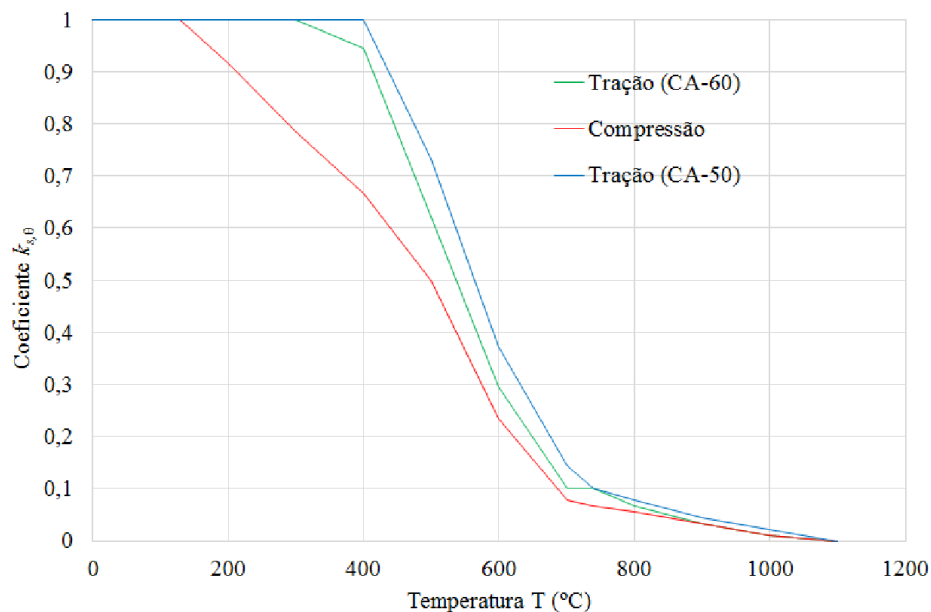
Tabela 2 – Coeficientes de ponderação do aço para combinações de cálculo

Combinações	γ_s
Normais	1.15
Especiais ou de construção	1.15
Excepcionais	1

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

O fator $k_{s,\theta}$ é determinado a partir da Figura 4:

Figura 4 – Fator de redução da resistência do aço em função da temperatura.



Fonte: Adaptado de Delalibera et al. (2017)

E finalmente, seu módulo de elasticidade deve ser reduzido de forma semelhante, de acordo com a Equação 7:

$$E_{s,\theta} = k_{E_{s,\theta}} E_{s,20^{\circ}C} \quad (7)$$

Em que:

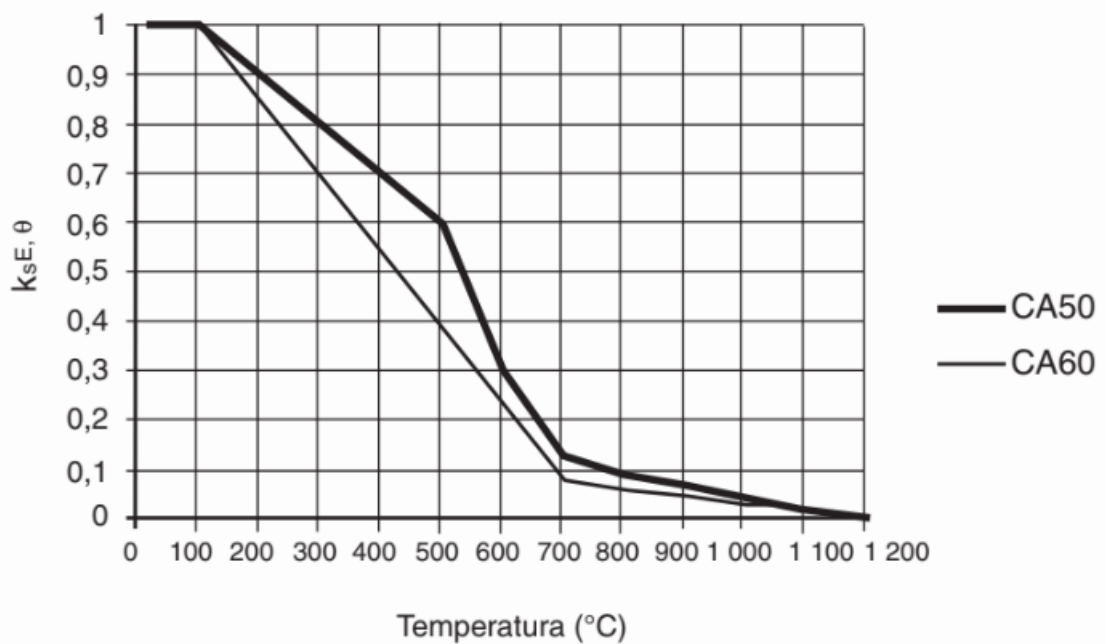
$E_{s,\theta}$ = módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada θ ($^{\circ}C$) [GPa];

$k_{E_{s,\theta}}$ = fator de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura θ ($^{\circ}C$) [adimensional].

$E_{s,20^{\circ}C}$ = módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente [GPa].

Sendo que o fator $k_{E_{s,\theta}}$ tem seu valor em função da temperatura analisada, de acordo com a Figura 5:

Figura 5 – Fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura.



Fonte: ABNT NBR 15200:2012

2.6 Método de Hertz (Faixas)

As principais normativas internacionais indicam os métodos simplificados de dimensionamento para elementos estruturais em situação de incêndio, sendo esses, considerados mais conservadores que o método de dimensionamento tabular, apresentado pela ABNT NBR 15200:2012, por exemplo.

Os coeficientes de minoração da resistência do concreto e aço, $k_{c,\theta}$ e $k_{s,\theta}$, encontrados a partir das Figuras 3 e 4 respectivamente, são relativamente importantes no que se refere ao dimensionamento a partir de metodologias simplificadas, já que, contribuem para a diferenciação do comportamento desses elementos à temperatura ambiente e em situações de incêndio.

Costa (2008) definiu que para simular a redução da resistência da seção de concreto, os métodos simplificados incorporaram algum artifício para estabelecer uma resistência residual uniforme equivalente, seja por redução da área da seção transversal ou por adoção de uma temperatura média uniforme na seção. As condições mencionadas são peculiares de cada método simplificado, sendo que o abordado no presente trabalho, o método de Hertz, utiliza do primeiro artifício citado, pois considera que o incêndio contribui para com a perda da resistência da peça, em decorrência das camadas periféricas inutilizáveis de concreto que perdem sua função estrutural.

O método de Hertz, ou também chamado de Método das Faixas, foi desenvolvido pelo dinamarquês Hertz (1981), sendo comumente aplicado em elementos estruturais situados em ambientes secos (interiores de edifícios) e para concretos de densidade normal e resistência usual (COSTA; SILVA, 2005; COSTA 2008). Esse método é permitido apenas para situações de incêndio padrão.

Foi considerado que para lajes maciças e vigas, é suficiente a verificação da resistência à flexão simples para o dimensionamento da estrutura, sendo que a verificação da ruptura por cisalhamento não é usual, visto que a resistência ao cisalhamento é maior que a resistência à flexão. Sendo assim, o momento resistente da seção transversal, segundo Costa e Silva (2005) é dado pela Equação 8, para momentos positivos e negativos respectivamente:

$$M_{R,fi} = \left\{ \begin{array}{l} A_s f_{yd,\theta} \left(d - \frac{0,8 x_{fi}}{2} \right) \\ A_s f_{yd,\theta} \left(d_{fi} - \frac{0,8 x_{fi}}{2} \right) \end{array} \right\} \quad (8)$$

Sendo:

A_s = área de aço calculada em temperatura ambiente [cm²/m].

$f_{yd,\theta}$ = Resistência de cálculo do aço, à temperatura θ (°C) [MPa];

d = altura útil da seção [cm];

d_{fi} = altura útil da seção em situação de incêndio, com a zona comprimida aquecida [cm] (COSTA, 2008);

x_{fi} = profundidade da linha neutra em situação de incêndio [cm]

Além disso, d_{fi} pode ser calculado a partir da Equação 9:

$$d_{fi} = d - a_z \quad (9)$$

Em que:

a_z = espessura de concreto da face aquecida a ser desprezada na zona comprimida, conforme método simplificado [cm].

A profundidade da linha neutra x_{fi} é calculada baseada na equação 10, para momentos positivos e negativos, respectivamente:

$$x_{fi} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{(k_{s,\theta} f_{yd}) A_s}{0,85 b (k_{c,\theta_M} f_{cd})} \\ \frac{f_{yd} A_s}{0,85 b (k_{c,\theta_M} f_{cd})} \end{array} \right\} \quad (10)$$

Em que:

b = largura do elemento estrutural analisado [cm];

k_{c,θ_M} = fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura “ θ_M ” no meio da seção [adimensional].

Para análise de estabilidade dos pilares, a carga crítica é calculada pela equação de Rankine (EQUAÇÃO 11), para pilares sujeitos a carregamentos concêntricos (COSTA; SILVA, 2005; COSTA, 2008):

$$\frac{1}{F_R} = \frac{1}{F_u} + \frac{1}{F_E} \quad (11)$$

Onde:

F_R = força de Rankine, significando a carga axial última [kN];

F_u = valor de cálculo do esforço normal resistente último resultante da seção [kN] (EQUAÇÃO 12);

F_E = carga crítica de Euler (EQUAÇÃO 13).

$$F_u = \alpha_{cc} f_{cd,\theta} A_c + f_{yd,\theta} A_s \quad (12)$$

$$F_E = \left(\frac{\pi}{l_e} \right)^2 E_{c,\theta} I_c + \left(\frac{\pi}{l_e} \right)^2 E_{s,\theta} I_s \quad (13)$$

Onde

l_e = comprimento efetivo de pilar [cm];

I_c = momento de inércia da seção de concreto [cm⁴];

I_s = momento de inércia da armadura [cm⁴].

A espessura fictícia a_z é fundamental para o dimensionamento da estrutura em situação de incêndio, pois a partir dela, há a redução da seção de concreto e conseqüente uniformização da temperatura da mesma, com valores iguais à temperatura no centro da seção (HERTZ 1981,1985,1999). A uniformização da temperatura em decorrência da redução da seção pela espessura a_z , supri os locais do concreto que foram atingidos pelas altas temperaturas e apresentam baixa resistência. Para determinar a espessura fictícia, primeiramente é necessário estabelecer uma largura w da seção transversal do elemento estrutural analisado, que é função da largura do elemento e do número de faces expostas ao fogo, mostrado na tabela 3:

Tabela 3: Largura w da seção transversal do elemento (b_w corresponde a menor dimensão)

Laje	Viga		Parede ou pilar		
	1 face exposta	2 faces expostas	1 face exposta	2 faces expostas	4 faces expostas
$w = h_{laje}$	$w = b_w$	$w = 1/2 b_w$	$w = b_w$	$w = 1/2$ largura	$w = 1/2$ menor dimensão

Fonte: *Eurocode 2* (EN 1992-1-2:2004).

A partir disso, segundo o método, divide-se a largura w do elemento estrutural em no mínimo 3 faixas ou zonas. Quanto maior for a divisão do elemento, mais preciso será o resultado. Sendo assim, é necessário tomar as distâncias do centro de gravidade de cada faixa até a face do elemento exposta ao fogo, para assim, com o auxílio de ábacos disponíveis no *Eurocode 2* (EN 1992-1-2:2004), determinar as temperaturas dentro da seção para cada TRRF.

Determinada a temperatura dentro da seção, é possível, através da Figura 3, encontrar os valores de $k_{c,\theta}$ para cada faixa.

Com esses dados em mãos, calcula-se a espessura fictícia a_z a partir da Equação 14, que compreende a média ponderada de temperaturas da seção (COSTA; SILVA, 2005; COSTA 2008):

$$a_z = \left\{ \begin{array}{l} w \left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta_M}} \right) \rightarrow \text{lajes e vigas;} \\ w \left[\left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta_M}} \right)^{1,3} \right] \rightarrow \text{pilares e pilares - parede} \end{array} \right\} \quad (14)$$

Onde:

w = espessura efetiva do elemento em função da quantidade de faces aquecidas [cm];

$k_{c,\theta M}$ = fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura “ θ_M ” no meio da seção [adimensional];

$k_{c,m}$ = fator médio de redução da resistência do concreto [adimensional], calculado a partir da equação 15:

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \sum_{i=1}^n k_{c\theta,i} \quad (15)$$

Alguns gráficos foram desenvolvidos para determinar a espessura a_z em função da espessura w e do TRRF (EN 1992-1-2:2004), e podem ser consultados para encontrar o valor de forma mais simples.

2.7 Métodos tabulares

O dimensionamento de estruturas em situação de incêndio por métodos tabulares é descrito por diversas normatizações, a brasileira é a ABNT NBR 15200:2012, mas há normas internacionais que apresentam versões desse método, como a BS 8110 Part 2 (1985), a ACI-216R (1989), a NZS 3101 (1995), a AS-3600 (2001) e a prEN 1992-1-2 (2002). Esses métodos geram agilidade na etapa de projeto, por sua simplicidade de aplicação, tratam-se de tabelas que apresentam dimensões mínimas para a seção transversal, distância até a face mais próxima exposta ao calor para diversos tipos de elementos estruturais como vigas, pilares, lajes e para diversos tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF).

Neste método os esforços cisalhantes não são considerados, pois há ensaios que demonstram que em situações de incêndio, as estruturas rompem pela ação de forças normais e momentos fletores (NBR 15200:2012).

Além disso, é informado que o método tabular apresentado pela NBR 15200:2012 é aplicável para concretos de até 50 Mpa de resistência à compressão.

Para vigas a NBR 15200:2012 fornece as dimensões mínimas b_{min} e b_{wmin} além do valor de c_1 que indica a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo. Essas dimensões são apresentadas pelas tabelas 4 e 5 da referida norma. Essas tabelas foram construídas considerando 3 faces expostas ao calor.

É interessante citar que para vigas contínuas com TRRF maior ou igual a 90 minutos, a área de armaduras negativas entre a linha de centro do apoio e $0,3 l_{ef}$ não pode ser menor que:

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) \times \left(1 - 2,5 \cdot \frac{x}{l_{ef}}\right) \quad (16)$$

Onde:

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

$A_{s,calc}(x)$ = Área mínima 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.

Para lajes são fornecidas as tabelas 6 a 11 da referida norma, abrangendo lajes simplesmente apoiadas, lajes contínuas, lajes lisas ou cogumelo, lajes nervuradas simplesmente apoiadas, lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas e lajes nervuradas armadas em uma só direção.

Para pilares são fornecidas as tabelas 12 e 13, que consideram uma face exposta ao fogo, essas tabelas podem ser utilizadas para o dimensionamento de pilares com uma face exposta ao fogo ou para pilares parede.

2.8 Método analítico para pilares

Em um incêndio, pelo senso comum, a probabilidade de se ter um pilar com mais de uma face exposta ao fogo é bem grande, portanto, o método tabular não é suficiente para a verificação de uma estrutura, fazendo-se necessário o estudo de casos com mais de uma face exposta. Sendo assim, a ABNT NBR 15200:2012 fornece o método analítico para pilares com mais de face exposta ao fogo, através da equação abaixo para o tempo de resistência ao fogo (TRF) o qual deve ser superior ao TRRF. Essa formulação é válida para estruturas de nós fixos, ou em casos em que os deslocamentos de 2° ordem podem ser desconsiderados. Além disso, é necessário que os efeitos de 2° ordem não ultrapassem 30% dos efeitos de 1° ordem.

$$TRF = 120 \left(\frac{R_{\mu} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (17)$$

Onde:

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

$$R_a = 1,60 (c_l - 30) \text{ [mm]}$$

$$R_l = 9,60 (5 - l_{ef,fi})$$

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

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

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

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

Sendo:

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

$N_{Sd,fi}$ é o valor de cálculo da força axial em situação de incêndio

N_{Rd} é valor de cálculo da força normal resistente do pilar calculado de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, com γ_m à temperatura ambiente, incluindo os efeitos da não linearidade geométrica (2° ordem) e desconsiderados os efeitos das forças decorrentes do vento.

c_1 é a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo. Em seu cálculo, é permitida a consideração do revestimento conforme as prescrições dispostas em no item 8.2 da referida norma.

$l_{e,fi}$ é o 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, 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 $l_{e,fi} = 0,5 l_e$ e para o pavimento mais alto $l_{e,fi} = 0,7 l_e$. 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 $l_{e,fi}$ pode ser determinado por análise estrutural específica.

O termo b' é definido pela seguinte equação 18:

$$b' = \begin{cases} \frac{2 A_c}{(b + h)} \rightarrow \text{para } h \leq 1,5 b \\ 1,2 b \rightarrow \text{para } h > 1,5 b \end{cases} \quad (18)$$

Onde:

A_c é a área da seção transversal do pilar [mm²];

b é a menor dimensão da seção transversal do pilar [mm];

h é a maior dimensão da seção transversal do pilar [mm].

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

$$A_s / A_c \leq 0,04$$

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

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

$$e \leq 0,15 b$$

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

onde:

A_s é a área total das armaduras [mm²];

e é a 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.

3 METODOLOGIA

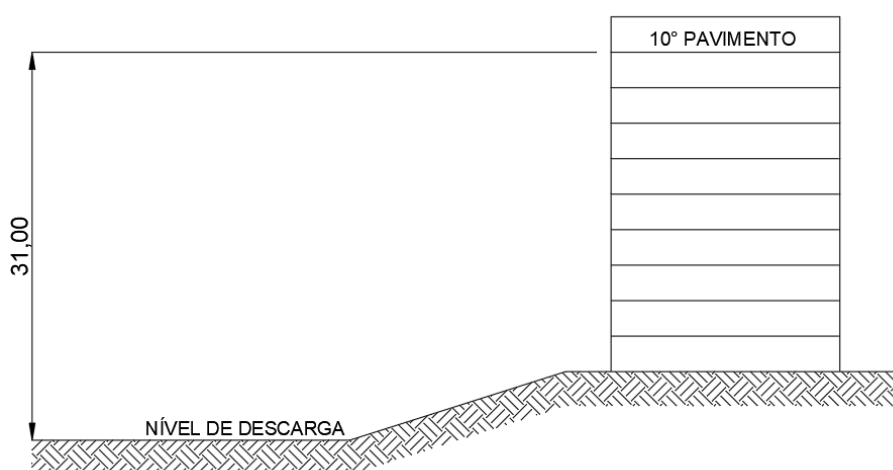
3.1 Considerações iniciais

Esse capítulo tem como objetivo descrever o caso estudado, processo de análise e métodos utilizados.

3.2 Caso estudado

Para a comparação dos métodos de dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio é proposto o estudo de caso, considerando uma estrutura composta por quatro pilares, quatro vigas e uma laje. Essa estrutura é um recorte central do sexto pavimento de uma edificação de 10 pavimentos, de uso comercial, que possui um desnível de 31,00 metros entre o piso do último pavimento e o nível de descarga, ou seja, o nível o qual conduz ao exterior das dependências da edificação, como apresentado na Figura 6. Desse modo, de acordo com a IT 06 – Segurança Estrutural das Edificações do Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais, essa edificação é classificada como Medianamente Alta, e possui um tempo requerido de resistência ao fogo de 120 minutos.

Figura 6 – Representação do exemplo estudado.



Fonte: Dos autores (2023).

As condições de apoio dos pilares analisados são consideradas como rotulados em ambas extremidades, já para os pilares e vigas, foi considerada a continuidade das mesmas, portanto, as vigas são consideradas como bi-engastadas e as lajes têm apoio engastado em todos os bordos.

Para a determinação dos carregamentos, foi utilizado a ABNT NBR 6120:2019, para definição das ações variáveis e da carga permanente proveniente das paredes sobre as vigas, e o *software Eberick*[®] para a definição das demais cargas permanentes, e dimensionamento inicial da estrutura. Como a edificação foi idealizada supondo uso comercial, a NBR 6120:2019 indica uma sobrecarga superficial de 2,5 kN/m² para salas de uso geral e sanitários, além disso, foram consideradas paredes de 2,6 m de altura em blocos cerâmicos vazados, com 19 cm de espessura, com uma carga de 1,3 kN/m². Para que as cargas permanentes sejam determinadas, é necessário definir a geometria dos elementos, ou seja, os pilares, vigas e lajes.

Os pilares considerados têm seção transversal quadrada de lado igual a 30 cm, com cobrimento de 3 cm, comprimento efetivo de 3,10 m. As vigas foram definidas com uma base de 30 cm, de modo a ter um alinhamento com os pilares, o cobrimento considerado também foi de 3 cm. Para sua altura, adotou-se a recomendação de pré-dimensionamento, indicada na equação 19, considerando um vão de aproximadamente 4,0 m, adotou-se o valor final de 40 cm.

$$h = \frac{L}{12} \text{ a } \frac{L}{10} \quad (19)$$

Onde,

h = altura da viga [cm];

L = vão da viga [cm].

Para as lajes maciças, a ABNT NBR 15200:2012 estabelece que para o TRRF de 120 minutos, a altura mínima que garante a função corta-fogo é de 12 cm, portanto, esse foi o valor adotado, considerando 2,5 cm de cobrimento. Além disso, foram considerados os mesmos materiais para as lajes, vigas e pilares, ou seja, concreto classe C30 com agregado graúdo silicoso, aço CA-50 para as armaduras longitudinais e CA-60 para as armaduras transversais.

Após essa definição, através do *software Eberick*[®], realizou-se um dimensionamento em temperatura ambiente, e os valores de taxa de armadura, diâmetros de barras, e detalhamentos foram coletados. Esses detalhamentos constam nos apêndices A a D.

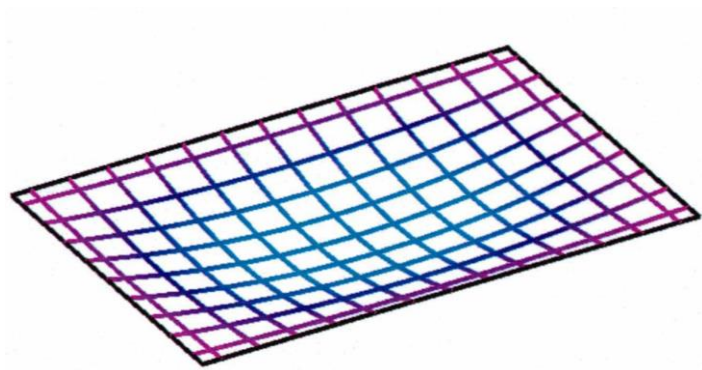
Com a definição da geometria do problema partiu-se para a análise da estrutura de acordo com os métodos de dimensionamento citados no capítulo anterior, ou seja, o método tabular da ABNT NBR 15200:2012, o método de Hertz, e o método analítico para pilares.

3.3 *Software utilizado: Eberick*[®]

O *software Eberick*[®], como mencionado no item anterior, foi utilizado para o dimensionamento inicial da estrutura, portanto, é interessante descrever o procedimento de

lançamento, dimensionamento, análise e detalhamento. O *Eberick*[®] é um *software* utilizado na elaboração de projetos estruturais em concreto armado, que analisa a estrutura em um modelo de pórtico espacial, seguindo os princípios da ABNT NBR 6118:2014. Esse programa adota a analogia de grelha, como ilustrado na Figura 7, para o comportamento das lajes e vigas, que são analisadas em conjunto (SILVA, 2018).

Figura 7 - Analogia de grelha



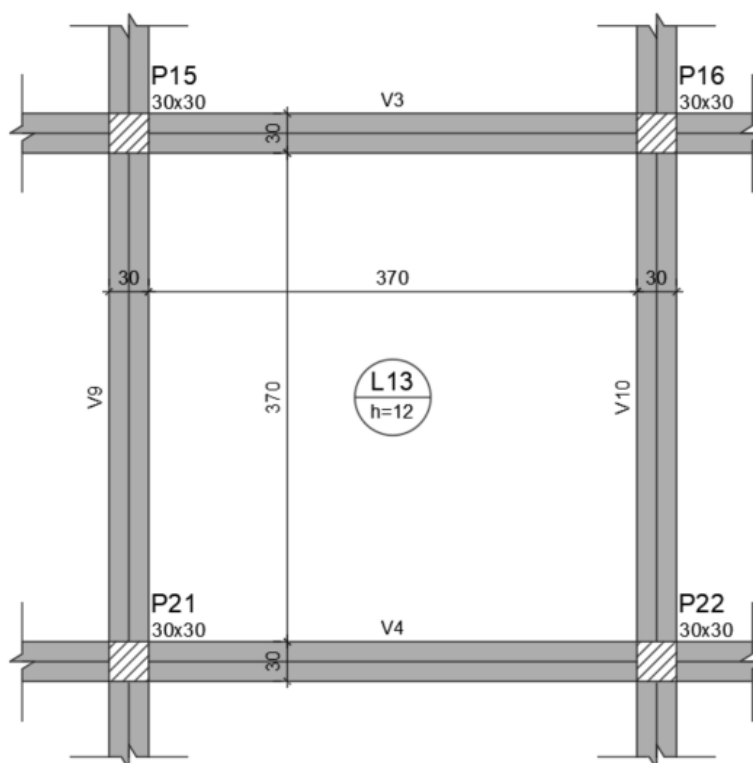
Fonte: Coelho, 2000

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Dimensionamento em Temperatura Ambiente

O croqui dos elementos estruturais a serem analisados no presente trabalho são ilustrados na Figura 8:

Figura 8 – Croqui dos elementos estruturais analisados.



Fonte: Dos autores (2023).

Como mencionado anteriormente, o dimensionamento estrutural à temperatura ambiente foi feito utilizando o *software Eberick*[®]. Sendo assim, foram extraídos relatórios de dimensionamento e memoriais de cálculo para auxiliar nos futuros dimensionamentos em situação de incêndio. Alguns resultados importantes foram retirados dos relatórios, como, por exemplo, os esforços solicitantes máximos em cada elemento, bem como a área de aço necessária para combatê-los.

Uma informação importante a ser considerada nos cálculos futuros, segundo a ABNT NBR 15200:2012, é que as solicitações em situação de incêndio podem ser tomadas como 70% das solicitações à temperatura ambiente.

Ademais, alguns dos resultados extraídos do *Eberick*[®], bem como sua correção em situação de incêndio são listados nas Tabelas 4, 5 e 6 para a laje, vigas e pilares, respectivamente:

Tabela 4 – Resultados extraídos do *Eberick*[®] para a laje L13.

M_x (kNm/m)		M_y (kNm/m)		A_{sx}	A_{sy}
Ambiente	Incêndio	Ambiente	Incêndio	(cm²/m)	(cm²/m)
8,81	6,17	8,81	6,17	2,30	2,53

Fonte: Dos autores (2023).

Para a laje, temos o valor do momento máximo atuante em cada direção, bem como a armadura calculada pelo *software* em cada eixo, a fim de combatê-los.

Tabela 5 – Resultados extraídos do *Eberick*[®] para as vigas.

M_{d+} (kN.m)		M_{d-} (kN.m)		A_{s,+} (cm²)	A_{s,-} (cm²)
Ambiente	Incêndio	Ambiente	Incêndio		
29,51	20,66	58,85	41,20	2,01	4,91

Fonte: Dos autores (2023).

Para as vigas analisadas, temos os momentos atuantes máximos positivos e negativos, bem como a armadura utilizada na seção da viga para combatê-los.

Tabela 6 – Resultados extraídos do *Eberick*[®] para os pilares.

N_{d,max} (kN)	A_{sef} (cm²)
1454,80	6,28

Fonte: Dos autores (2023).

Quanto aos pilares, temos o esforço normal máximo atuante no pavimento para os pilares analisados, bem como a armadura longitudinal efetiva utilizada ao longo do comprimento do pilar.

4.2 Método de Hertz

O dimensionamento pelo Método de Hertz será feito para cada elemento estrutural do projeto separadamente. Primeiramente será feita a análise térmica a fim de definir o perfil de temperaturas da seção, bem como a determinação da espessura de sacrifício a_z e os fatores de redução da resistência do concreto e do aço. Adiante, será feita a análise estrutural do elemento, a fim de garantir que a redução da seção e das resistências de cálculo não vão prejudicar a segurança estrutural do elemento.

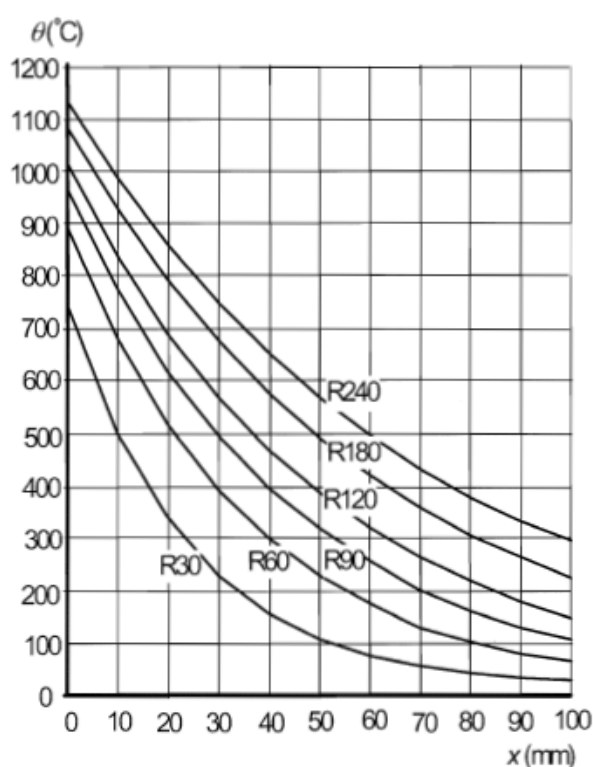
4.2.1 Lajes

Como mencionado anteriormente, para fins de cálculo, será feita a análise em situação de incêndio apenas para uma das lajes maciças do sexto pavimento. Foi escolhida a laje central do pavimento (L13) de 12 cm de altura.

4.2.1.1 Análise Térmica

O primeiro passo da análise térmica, é a determinação das temperaturas para cada faixa ou zona definida na seção do elemento estrutural por meio dos ábacos dispostos no *Eurocode 2* (EN 1992-1-2:2004) para cada TRRF. Na Figura 9 é mostrado o ábaco a ser utilizado para estudo proposto da laje, onde x (mm) é a distância considerada até a face exposta ao fogo e θ (°C) é a temperatura nesse ponto:

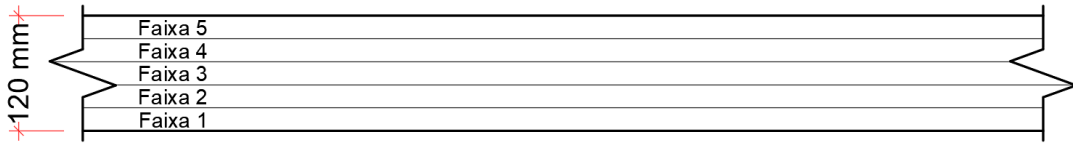
Figura 9 – Isotermas para a seção da laje em função da distância de exposição ao fogo.



Fonte: *Eurocode 2* (EN 1992-1-2:2004).

Conforme a Tabela 3, para lajes, a largura w a ser considerada nos cálculos corresponde à altura da própria laje, sendo assim, tem-se $w = 12$ cm, dividida em pelo menos 3 faixas. Para os cálculos do presente trabalho foram dispostas 5 zonas na laje estudada, ilustradas na Figura 10.

Figura 10 – Divisão da seção da laje.



Fonte: Dos autores (2023).

Determinado o número de faixas do elemento, deve-se definir as temperaturas para cada centro de gravidade das faixas, com base na Figura 9 para a curva R120, que corresponde ao TRRF de 120 minutos, e, posteriormente, determinar os fatores de redução da resistência à compressão do concreto ($k_{c,\theta,i}$) em função de cada temperatura encontrada, de acordo com a Figura 3. Esse processo está registrado na Tabela 7. Percebe-se que quanto mais distante da face exposta ao fogo, menor é a temperatura e mais próximo de 1 é o fator de redução da resistência à compressão, ou seja, nos pontos mais distantes, temos uma menor redução das propriedades do material.

Tabela 7 – Temperatura e coeficientes redutores de resistência do concreto na laje.

Faixa	y_{CG} (mm)	Temperatura (°C)	$k_{c\theta,i}$
1	12	800	0,16
2	36	510	0,60
3	60	325	0,84
4	84	200	0,96
5	108	130	0,98

Fonte: Dos autores (2023).

O próximo passo é calcular o fator médio de redução da resistência do concreto ($k_{c,m}$) seguindo a Equação 15:

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \sum_{i=1}^n k_{c\theta,i} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{5}\right)}{5} (0,16 + 0,60 + 0,84 + 0,96 + 0,98) = 0,68$$

Finalmente, podemos calcular, com base na Equação 14 para lajes, o valor de a_z . O valor de k_{c,θ_M} equivale ao fator de redução da resistência do concreto no centro da laje, ou seja a uma distância de 60 mm, temos um valor de $k_{c\theta}$ equivalente a 0,84 segundo a Tabela 7.

$$a_z = w \left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta_M}}\right) = 12 \left(1 - \frac{0,68}{0,84}\right) = 2,29 \text{ cm}$$

Assim temos, para uma laje maciça de 12 cm, a um TRRF de 120 minutos, uma espessura de sacrifício devido ao incêndio de 2,29 cm.

4.2.1.2 Análise Estrutural

A análise estrutural consiste na verificação se a laje está segura nas condições estabelecidas no tópico anterior. Inicialmente, devem ser calculadas as reduções de resistência do concreto e do aço. Primeiramente, para o concreto, a nova resistência é calculada a partir da Equação 3, em que o $k_{c,\theta}$ utilizado no cálculo será o $k_{c,\theta M}$, que é tomado como um valor representativo para toda seção da laje (BRITTO, 2018):

$$f_{cd,\theta} = k_{c,\theta} \frac{f_{ck,20^\circ C}}{\gamma_c} = 0,84 \frac{3}{1,2} = 2,10 \frac{kN}{cm^2}$$

Para as armaduras, devemos inicialmente determinar a distância do centro de gravidade das mesmas em cada direção até a face exposta ao fogo. Esse valor corresponde à diferença da altura da laje pela altura útil em cada direção das armaduras, calculadas com base na Equação 20:

$$d = \left\{ \begin{array}{l} d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} \\ d_y = h - c - \phi_x - \frac{\phi_y}{2} \end{array} \right\} \quad (20)$$

Em que:

h = altura da laje [cm];

c = cobrimento da laje [cm];

ϕ_x = armadura longitudinal positiva na direção x [cm];

ϕ_y = armadura longitudinal positiva na direção y [cm];

Assim, calcula-se a altura útil da seção para cada direção:

$$d = \left\{ \begin{array}{l} d_x = 12 - 2,5 - \frac{0,8}{2} = 9,10 \text{ cm} \\ d_y = 12 - 2,5 - 0,8 - \frac{0,8}{2} = 8,30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Tabela 8 – Distâncias de exposição ao fogo das armaduras, temperaturas e $k_{s\theta}$.

Armaduras	y (mm)	Temperatura (°C)	$k_{s\theta}$
eixo x	29	580	0,44
eixo y	37	525	0,63

Ademais, com os valores de $k_{s\theta}$ encontrados, calcula-se a resistência das armaduras em cada eixo utilizando a Equação 6:

$$f_{yd,\theta,eixo x} = k_{s,\theta,eixo x} \frac{f_{yk,20^\circ C}}{\gamma_s} = 0,44 \frac{50}{1} = 22,00 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{yd,\theta,eixo\ y} = k_{s,\theta,eixo\ y} \frac{f_{yk,20^{\circ}C}}{\gamma_s} = 0,63 \frac{50}{1} = 31,50 \frac{kN}{cm^2}$$

Com os valores das resistências do aço e do concreto corrigidas, podemos calcular a profundidade da linha neutra e posteriormente a resistência de cálculo para cada eixo, com base nas Equações 10 e 8 respectivamente:

$$x_{fi,eixo\ x} = \frac{f_{yd,\theta,eixo\ x} A_{s,x}}{0,85 b (f_{cd,\theta})} = \frac{22 \cdot 2,3}{0,85 \cdot 100 \cdot 2,1} = 0,28 \text{ cm}$$

$$x_{fi,eixo\ y} = \frac{f_{yd,\theta,eixo\ y} A_{s,y}}{0,85 b (f_{cd,\theta})} = \frac{31,5 \cdot 2,53}{0,85 \cdot 100 \cdot 2,1} = 0,45 \text{ cm}$$

$$M_{R,fi,eixo\ x} = A_{s,x} f_{yd,\theta,eixo\ x} \left(d_x - \frac{0,8 x_{fi}}{2} \right) = \frac{2,3 \cdot 22 \left(9,1 - \frac{0,8 \cdot 0,28}{2} \right)}{100} = 4,53 \frac{kN\ m}{m}$$

$$M_{R,fi,eixo\ y} = A_{s,y} f_{yd,\theta,eixo\ y} \left(d_y - \frac{0,8 x_{fi}}{2} \right) = \frac{2,53 \cdot 31,5 \left(8,3 - \frac{0,8 \cdot 0,45}{2} \right)}{100} = 6,44 \frac{kN\ m}{m}$$

Ao se comparar os resultados dos momentos solicitantes em cada direção em situações de incêndio mostrados na Tabela 4, com os momentos resistentes calculados anteriormente, nota-se que, para o eixo y a verificação é atendida ($M_R > M_S$). Porém para a direção x , essa condição não é respeitada. Isso ocorre devido às altas temperaturas encontradas no ábaco da Figura 9 para um TRRF de 120 minutos. Quanto maior o TRRF maiores serão as temperaturas em uma determinada distância de exposição ao fogo do elemento estrutural, e conseqüentemente, tem-se valores maiores de coeficientes redutores da resistência do material.

Sendo assim, uma alternativa interessante para conter a propagação do incêndio e aumentar o tempo de exposição da estrutura ao mesmo sem seu colapso, seria a adoção de medidas de proteção passivas, como por exemplo, o controle de materiais e compartimentação, e ou medidas de proteção ativa, como sistema de proteção por extintores, hidrantes e mangotinhos, chuveiros automáticos, entre outros. Essas medidas são atualmente obrigatórias por lei para edifícios como o estudado no presente trabalho.

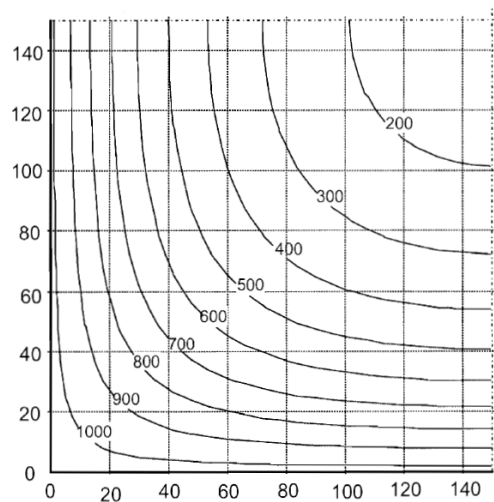
4.2.2 Pilares

Foram analisados os trechos dos pilares 15, 16, 21 e 22, que se estendem pelo sexto pavimento do edifício. Todos os quatro pilares citados, apresentam as mesmas propriedades e o mesmo dimensionamento feito pelo *software Eberick*[®].

4.2.2.1 Análise Térmica

Assim como foi feito na laje, o primeiro passo da análise térmica é determinar o ábaco do perfil de temperaturas da seção transversal do pilar a partir do *Eurocode 2* (EN 1992-1-2:2004). Para pilares e vigas, o *Eurocode 2*, disponibiliza ábacos que representam $\frac{1}{4}$ da seção transversal, já que, o mesmo considera suas seções duplamente simétricas. É mostrado na Figura 11 as isotermas na seção do pilar de concreto de dimensões 30 cm por 30 cm, para um TRRF de 120 minutos:

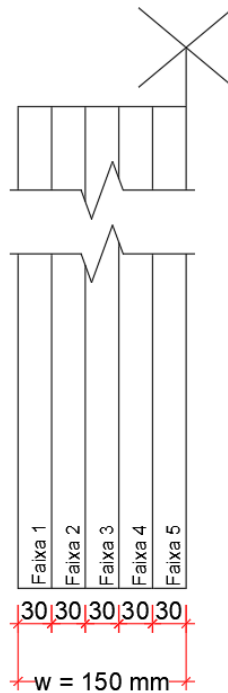
Figura 11 – Perfil de temperaturas dos pilares analisados para um TRRF de 120 minutos.



Fonte: *Eurocode 2* (EN 1992-1-2:2004).

Conforme a Tabela 3, considerando um aquecimento em duas faces do pilar, temos um valor de w correspondente a metade da largura do pilar, sendo assim, o valor de $w = 15$ cm. Ademais, deve-se dividir o valor de w encontrado em no mínimo 3 faixas. Determinou-se, para fins de cálculo, 5 faixas para seção do pilar, conforme ilustrado na Figura 12:

Figura 12 – Divisão da seção do pilar.



Fonte: Dos autores (2023).

Determinado o número de faixas do elemento, deve-se definir as temperaturas para cada centro de gravidade das faixas, com base na Figura 11, e, posteriormente, determinar os fatores de redução da resistência à compressão do concreto ($k_{c,\theta,i}$) em função de cada temperatura encontrada, de acordo com a Figura 3. Esse processo está registrado na Tabela 9:

Tabela 9 – Temperatura e coeficientes redutores de resistência do concreto no pilar.

Faixa	y_{CG} (mm)	Temperatura (°C)	$k_{c,\theta,i}$
1	15	790	0,17
2	45	450	0,69
3	75	290	0,87
4	105	195	0,97
5	135	150	0,99

O próximo passo é calcular o fator médio de redução da resistência do concreto ($k_{c,m}$) seguindo a Equação 15:

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \sum_{i=1}^n k_{c\theta,i} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{5}\right)}{5} (0,17 + 0,69 + 0,87 + 0,97 + 0,99) = 0,71$$

Finalmente, podemos calcular, com base na Equação 14 para pilares, o valor de a_z . O valor de $k_{c,\theta M}$ equivale ao fator de redução da resistência do concreto no centro do pilar, ou seja a uma distância de 150 mm, temos um valor de $k_{c\theta}$ equivalente a 1 segundo a Figura 3.

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta M}} \right)^{1,3} \right] = 15 \left[1 - \left(\frac{0,71}{1} \right)^{1,3} \right] = 5,42 \text{ cm}$$

Assim temos, para um pilar com dimensões de 30 cm por 30 cm, a um TRRF de 120 minutos, uma espessura de sacrifício devido ao incêndio de 5,42 cm.

4.2.2.2 Análise Estrutural

A análise estrutural consiste na verificação se os pilares estão seguros nas condições estabelecidas no tópico anterior.

Inicialmente, devem ser calculadas as reduções de resistência do concreto e do aço. Primeiramente, para o concreto, a nova resistência é calculada a partir da Equação 3, em que o $k_{c,\theta}$ utilizado no cálculo será o $k_{c,\theta M}$, que é tomado como um valor representativo para toda seção do pilar (BRITTO, 2018), ou seja:

$$f_{cd,\theta} = k_{c,\theta} \frac{f_{ck,20^\circ C}}{\gamma_c} = 1 \frac{3}{1,2} = 2,50 \frac{kN}{cm^2}$$

Com relação às armaduras, foi tomado que a espessura de sacrifício a ser desconsiderada na seção, atua como uma barreira de fogo, que embora não tenha função estrutural, protege as armaduras (BRITTO, 2018). A seção do pilar apresenta 8 barras de 10 mm distribuídas simetricamente. Para isso, deve-se determinar um valor de $k_{s\theta,i}$ para cada barra da seção, e posteriormente um $k_{s\theta,M}$ que represente a redução de resistência para todas as barras.

Sendo assim, analisa-se a posição do centro de gravidade de cada barra no ábaco da Figura 11 para determinar sua temperatura. Para as quatro barras nos cantos superiores e inferiores direito e esquerdo, tem-se um valor de temperatura de aproximadamente 700°C, logo, de acordo com a Figura 4, $k_{s\theta} = 0,15$. Para as duas barras centrais no eixo horizontal do pilar, tem-se um valor de temperatura de aproximadamente 100°C, logo, de acordo com a Figura 4, $k_{s\theta} = 1$. Para as duas barras centrais no eixo vertical do pilar, tem-se um valor de temperatura de aproximadamente 500°C, logo, de acordo com a Figura 4, $k_{s\theta} = 0,75$. Assim, pode-se calcular o valor médio de $k_{s\theta}$:

$$k_{s,\theta,M} = \frac{4 (0,15) + 2 (1) + 2 (0,75)}{8} = 0,51$$

Pode-se também calcular o valor da resistência das armaduras em situação de incêndio utilizando a Equação 6:

$$f_{yd,\theta} = k_{s,\theta,M} \frac{f_{yk,20^\circ C}}{\gamma_s} = 0,51 \frac{50}{1} = 25,63 \frac{kN}{cm^2}$$

O próximo passo da verificação é calcular os valores corrigidos dos módulos de elasticidade do concreto e aço em situação de incêndio. O valor de $E_{c,\theta}$, é calculado a partir da Equação 4.

$$E_{c,\theta} = k_{cE,\theta} E_{c,20^\circ C} = k_{c\theta,M}^2 E_{c,20^\circ C} = 1^2 \cdot 2607,1 = 2607,10 \frac{kN}{cm^2}$$

Para o cálculo $E_{s,\theta}$, deve-se aplicar o mesmo raciocínio feito para o cálculo $f_{yd,\theta}$. Sendo assim, determina-se um valor de $k_{Es,\theta,i}$ para cada barra da seção, segundo a Figura 5, e posteriormente um $k_{Es\theta,M}$ que represente a redução de resistência para todas as barras.

A partir disso, analisa-se a posição do centro de gravidade de cada barra no ábaco da Figura 11 para determinar sua temperatura. Para as quatro barras nos cantos superiores e inferiores direito e esquerdo, tem-se um valor de temperatura de aproximadamente $700^\circ C$, logo, de acordo com a Figura 5, $k_{Es,\theta} = 0,14$. Para as duas barras centrais no eixo horizontal do pilar, tem-se um valor de temperatura de aproximadamente $100^\circ C$, logo, de acordo com a Figura 5, $k_{Es,\theta} = 1$. Para as duas barras centrais no eixo vertical do pilar, tem-se um valor de temperatura de aproximadamente $500^\circ C$, logo, de acordo com a Figura 5, $k_{Es,\theta} = 0,60$. Assim, pode-se calcular o valor médio de $k_{Es\theta,M}$, como segue:

$$k_{Es,\theta,M} = \frac{4 (0,14) + 2 (1) + 2 (0,60)}{8} = 0,47$$

Portanto, também pode-se calcular o valor do módulo de elasticidade do aço em situação de incêndio a partir da Equação 7.

$$E_{s,\theta} = k_{Es\theta,M} E_{s,20^\circ C} = 0,47 \cdot 21000 = 9870 \frac{kN}{cm^2}$$

Calculados os valores de resistência e módulos de elasticidade em situação de incêndio para o concreto e o aço, pode-se então verificar a estabilidade dos pilares seguindo as Equações 11, 12 e 13. A área de aço (A_s) é de $6,28 \text{ cm}^2$, a área de concreto (A_c) basta fazer o produto da largura pela altura do pilar, obtendo-se um valor de 900 cm^2 . Os valores dos momentos de inércia do concreto e do aço são calculados abaixo:

$$I_c = \frac{b h^3}{12} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 6 \left[\left(\frac{\pi \left(\frac{\emptyset}{2} \right)^4}{4} \right) + \left(\frac{\pi (\emptyset)^2}{4} d^2 \right) \right] + \left(\frac{2\pi \left(\frac{\emptyset}{2} \right)^4}{4} \right)$$

onde d é a distância do centro do pilar ao centro de gravidade das barras. Assim:

$$I_s = 6 \left[\left(\frac{\pi \left(\frac{1}{2} \right)^4}{4} \right) + \left(\frac{\pi (1)^2}{4} 11^2 \right) \right] + \left(\frac{2\pi \left(\frac{1}{2} \right)^4}{4} \right) = 570,59 \text{ cm}^4$$

A partir desses valores podemos calcular o valor de F_u (valor de cálculo do esforço normal resistente último resultante da seção) e F_e (carga crítica de Euler):

$$F_u = \alpha_{cc} f_{cd,\theta} A_c + f_{yd,\theta} A_s = 0,85 \cdot 2,50 \cdot 900 + 25,63 \cdot 6,28 = 2073,43 \text{ kN}$$

$$F_E = \left(\frac{\pi}{l_e} \right)^2 E_{c,\theta} I_c + \left(\frac{\pi}{l_e} \right)^2 E_{s,\theta} I_s$$

$$F_E = \left(\frac{\pi}{310} \right)^2 2607,10 \cdot 67500 + \left(\frac{\pi}{310} \right)^2 9870 \cdot 570,59 = 18651,70 \text{ kN}$$

Agora, pode-se verificar a estabilidade do pilar a partir do cálculo da carga crítica de Rankine (F_r):

$$\frac{1}{F_R} = \frac{1}{F_u} + \frac{1}{F_E} = \frac{1}{2073,425} + \frac{1}{18651,70} \rightarrow F_R = 1865,99 \text{ kN}$$

Ao se comparar o valor do esforço normal solicitante no pilar de acordo com a Tabela 6, com a carga axial última (Força de Rankine), nota-se que o esforço solicitante é menor que o resistente, portanto, verifica-se que a análise estrutural é atendida para todos os pilares analisados.

4.2.3 Vigas

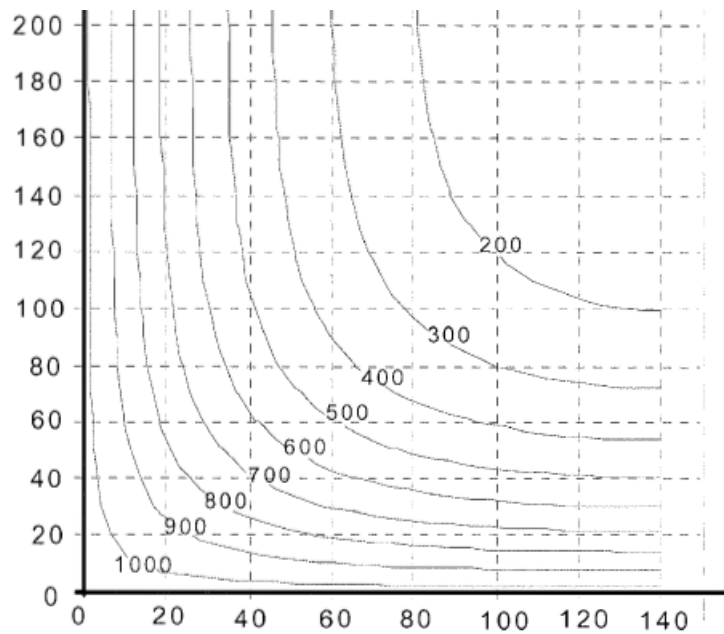
Foram analisados os trechos centrais das vigas 3, 4, 9 e 10, do sexto pavimento. Todas as quatro vigas citadas, apresentam as mesmas propriedades e o mesmo dimensionamento feito pelo *software Eberick®*.

4.2.3.1 Análise Térmica

O primeiro passo da análise térmica é determinar o ábaco do perfil de temperaturas da seção transversal da viga a partir do Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004). A Figura 13 adaptada dos

perfis de temperatura do Eurocode, mostra as isotermas na seção da viga de concreto de dimensões 40 cm por 30 cm, para um TRRF de 120 minutos.

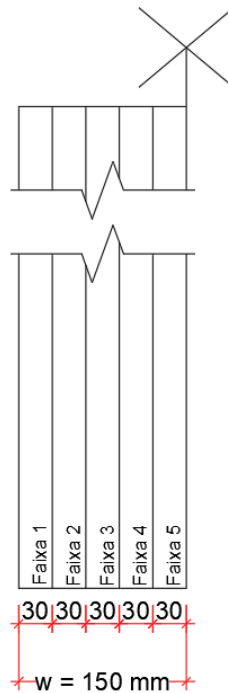
Figura 13 – Perfil de temperaturas dos pilares analisados para um TRRF de 120 minutos.



Fonte: Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004).

Conforme a Tabela 3, considerando um aquecimento em duas faces da viga, temos um valor de w correspondente a metade da largura da viga, sendo assim, o valor de $w = 15$ cm. Ademais, deve-se dividir o valor de w encontrado em no mínimo 3 faixas. Determinou-se, para fins de cálculo, 5 faixas para seção da viga, conforme ilustrado na Figura 14:

Figura 14 – Divisão da seção da viga.



Fonte: Dos autores (2023).

Determinado o número de faixas do elemento, deve-se definir as temperaturas para cada centro de gravidade das faixas, com base no ábaco da Figura 13, e, posteriormente, determinar os fatores de redução da resistência à compressão do concreto ($k_{c,\theta,i}$) em função de cada temperatura encontrada, de acordo com a Figura 3. Esse processo está registrado na Tabela 10.

Tabela 10 – Temperatura e coeficientes redutores de resistência do concreto nas vigas.

Faixa	y_{CG} (mm)	Temperatura (°C)	$k_{c,\theta,i}$
1	15	750	0,24
2	45	400	0,76
3	75	230	0,93
4	105	180	0,97
5	135	120	1

Fonte: Dos autores (2023).

O próximo passo é calcular o fator médio de redução da resistência do concreto ($k_{c,m}$) seguindo a Equação 15.

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \sum_{i=1}^n k_{c\theta,i} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{5}\right)}{5} (0,24 + 0,76 + 0,93 + 0,97 + 1) = 0,75$$

Finalmente, podemos calcular, com base na Equação 14 para vigas, o valor de a_z . O valor de $k_{c,\theta M}$ equivale ao fator de redução da resistência do concreto no centro da viga, ou seja a uma distância de 150 mm, temos um valor de $k_{c\theta}$ equivalente a 1 segundo a Figura 3.

$$a_z = w \left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta M}}\right) = 15 \left(1 - \frac{0,75}{1,00}\right) = 3,77 \text{ cm}$$

Assim temos, para uma viga com dimensões de 40 cm por 30 cm, a um TRRF de 120 minutos, uma espessura de sacrifício devido ao incêndio de 3,77 cm.

4.2.3.2 Análise Estrutural

A análise estrutural consiste na verificação se as vigas estão seguras nas condições estabelecidas no tópico anterior.

Inicialmente, deve ser calculada a redução de resistência do concreto. A nova resistência é calculada a partir da Equação 3, em que o $k_{c,\theta}$ utilizado no cálculo será o $k_{c,\theta M}$, que é tomado como um valor representativo para toda seção da viga (BRITTO, 2018):

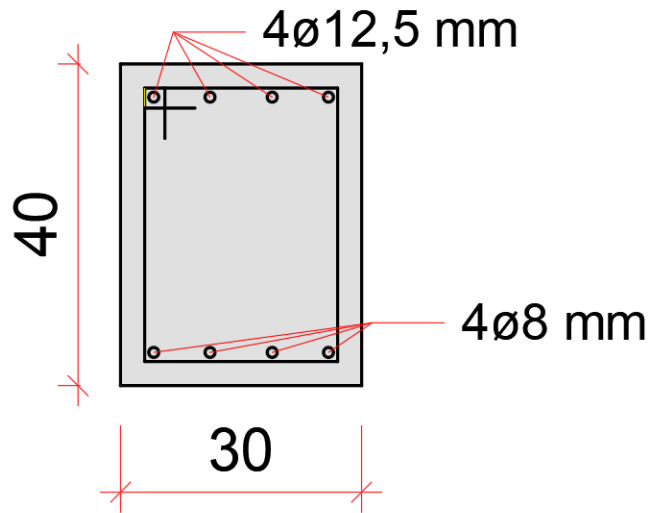
$$f_{cd,\theta} = k_{c,\theta} \frac{f_{ck,20^\circ C}}{\gamma_c} = 1 \frac{3}{1,2} = 2,50 \frac{kN}{cm^2}$$

Agora parte-se para duas vertentes de análise, já que a viga apresenta dois picos de momentos atuantes, um positivo e outro negativo. Sendo assim, a viga analisada foi dividida em duas seções, cada uma com a predominância de cada tipo de momento.

Primeiramente foi feita a análise para a seção AA da viga, com predominância de momentos positivos.

Com relação às armaduras, foi tomado que, a espessura de sacrifício a ser desconsiderada na seção, atua como uma barreira de fogo, que, embora não tenha função estrutural, protege as armaduras (BRITTO, 2018). A seção da viga apresenta quatro barras de 8 mm na região tracionada, além de quatro barras de 12,5 mm na parte superior, em decorrência dos momentos negativos presentes nos apoios, que foram estendidas ao longo de todo comprimento da viga, como mostrado na Figura 15. Para essa análise desconsiderou-se a parcela referente a armadura superior de 12,5 mm da viga. Deve-se determinar um valor de $k_{s\theta,i}$ para cada barra da seção, e posteriormente um $k_{s\theta,M}$ que represente a redução de resistência para todas as barras.

Figura 15 – Seção transversal da viga.



Fonte: Dos autores (2023).

Sendo assim, analisa-se a posição do centro de gravidade de cada barra no ábaco da Figura 13 para determinar sua temperatura. Para as duas barras nos cantos inferior direito e esquerdo, tem-se um valor de temperatura de aproximadamente 700°C, logo, de acordo com a Figura 4, $k_{s\theta} = 0,15$. Para as outras duas barras mais centrais no eixo horizontal da viga, tem-se um valor de temperatura inferiores a 200°C, logo, de acordo com a Figura 4, $k_{s\theta} = 1$. Assim, pode-se calcular o valor médio de $k_{s\theta}$:

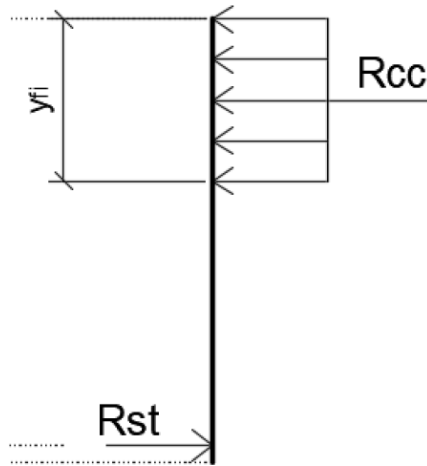
$$k_{s,\theta,M} = \frac{2 (0,15) + 2 (1)}{4} = 0,575$$

Assim, pode-se calcular o valor da resistência das armaduras em situação de incêndio utilizando a equação 6:

$$f_{yd,\theta} = k_{s,\theta,M} \frac{f_{yk,20^\circ C}}{\gamma_s} = 0,575 \frac{50}{1} = 28,75 \frac{kN}{cm^2}$$

Na Figura 16 é mostrado o equilíbrio de forças a ser considerado para verificação estrutural das vigas analisadas. Admite-se que as tensões sejam constantes no bloco comprimido (BRITTO, 2018).

Figura 16 – Equilíbrio de forças.



Fonte: Britto (2018).

As forças resultadas R_{cc} e R_{st} são das pelas Equações 21 e 22:

$$R_{cc} = f_{cd,\theta} b_{fi} y_{fi} \quad (21)$$

$$R_{st} = f_{yd,\theta} A_s \quad (22)$$

Em que:

b_{fi} = largura reduzida da viga [cm].

Substituindo os valores nas Equações 21 e 22:

$$R_{cc} = f_{cd,\theta} b_{fi} y_{fi} = 2,50 (30 - 3,77 - 3,77)y_{fi} = 56,16y_{fi}$$

$$R_{st} = f_{yd,\theta} A_s = 28,75 \cdot 2,01 = 57,81 \text{ kN}$$

A fim de estabelecer o equilíbrio de forças horizontais temos $R_{cc} = R_{st}$, portanto:

$$y_{fi} = \frac{57,81}{56,16} = 1,03 \text{ cm}$$

Sendo assim, calcula-se o braço de alavanca em relação a resultante de compressão no bloco e, posteriormente encontramos o momento fletor resistente da seção, conforme as Equações 23 e 24:

$$z_{fi} = d - \frac{y_{fi}}{2} \quad (23)$$

$$M_{R,fi} = z_{fi} R_{st} \quad (24)$$

Em que:

d = altura útil da seção;

z_{fi} = braço de alavanca da seção de concreto comprimido.

Substituindo os valores nas Equações 23 e 24:

$$z_{fi} = 36,1 - \frac{1,03}{2} = 35,59 \text{ cm}$$

$$M_{R,fi}^+ = 35,59 \cdot 57,81 = 2057 \text{ kN.cm} = 20,57 \text{ kN.m}$$

Agora, faz-se a análise da Seção BB, com predominância de momentos negativos.

A seção analisada da viga apresenta quatro barras de 12,5 mm na região tracionada, como mostrado na Figura 15. Para essa análise desconsiderou-se a parcela referente a armadura de 8 mm na parte inferior da viga. Deve-se determinar um valor de $k_{s\theta,i}$ para cada barra da seção, e posteriormente um $k_{s\theta,M}$ que represente a redução de resistência para todas as barras.

Sendo assim, analisa-se a posição do centro de gravidade de cada barra no ábaco da Figura 13 para determinar sua temperatura. Para as duas barras nos cantos inferior direito e esquerdo, tem-se um valor de temperatura de aproximadamente 690°C, logo, de acordo com a Figura 4, $k_{s\theta} = 0,16$. Para as outras duas barras mais centrais no eixo horizontal da viga, tem-se um valor de temperatura de inferiores a 200°C, logo, de acordo com a Figura 4, $k_{s\theta} = 1$. Assim, pode-se calcular o valor médio de $k_{s\theta}$:

$$k_{s,\theta,M} = \frac{2 (0,16) + 2 (1)}{4} = 0,58$$

Pode-se então calcular o valor da resistência das armaduras em situação de incêndio utilizando a Equação 6.

$$f_{yd,\theta} = k_{s,\theta,M} \frac{f_{yk,20^\circ C}}{\gamma_s} = 0,58 \frac{50}{1} = 29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Agora, substitui-se os valores nas Equações 21 e 22 a fim de encontrar as forças horizontais provenientes do bloco de concreto e da armadura, respectivamente:

$$R_{cc} = f_{cd,\theta} b_{fi} y_{fi} = 2,5 (30 - 3,77 - 3,77) y_{fi} = 56,16 y_{fi}$$

$$R_{st} = f_{yd,\theta} A_s = 29 \cdot 4,91 = 142,35 \text{ kN}$$

A fim de estabelecer o equilíbrio de forças horizontais temos $R_{cc} = R_{st}$, portanto:

$$y_{fi} = \frac{142,39}{56,16} = 2,54 \text{ cm}$$

Sendo assim, calcula-se o braço de alavanca em relação a resultante de compressão no bloco e, posteriormente encontramos o momento fletor resistente da seção, conforme as Equações 23 e 24, como segue:

$$z_{fi} = 35,88 - \frac{2,54}{2} = 34,61 \text{ cm}$$

$$M_{R,fi}^+ = 34,61 \cdot 142,35 = 4927 \text{ kN.cm} = 49,27 \text{ kN.m}$$

Ao se comparar os resultados dos momentos solicitantes para cada seção da viga analisada em situação de incêndio, mostrados na Tabela 5, com os momentos resistentes calculados anteriormente, nota-se que, para seção BB com predominância de momentos fletores negativos, a verificação é atendida ($M_R > M_S$). Porém, para a seção AA, com predominância de momentos positivos, essa condição não é respeitada. Isso ocorre devido às altas temperaturas encontradas no ábaco da Figura 13 para um TRRF de 120 minutos, na região das armaduras tracionadas. Quanto maior o TRRF maiores serão as temperaturas em uma determinada distância de exposição ao fogo do elemento estrutural, e conseqüentemente, tem-se valores maiores de coeficientes redutores da resistência do material.

Sendo assim, como mencionado anteriormente para as lajes, uma alternativa interessante para conter a propagação do incêndio e aumentar o tempo de exposição da estrutura ao mesmo sem seu colapso, seria a adoção de medidas de proteção passiva, como por exemplo, o controle de materiais, compartimentação e saídas de emergência. Essas medidas são atualmente obrigatórias por lei para edifícios como o estudado no presente trabalho.

4.3 Método tabular da ABNT NBR 15200:2012

Como mencionado nos itens anteriores, para o método tabular da ABNT NBR 15200:2012, basta atender às dimensões mínimas apresentadas nas tabelas 4 a 12 da referida norma.

Portanto para as lajes, considerando o TRRF de 120 minutos, tem-se que a dimensão mínima para altura é de 12 cm, devendo também, garantir pelo menos 2 cm de distância entre o eixo da armadura e a face exposta ao fogo (c_l), como apresentado na Tabela 11. Desse modo, como a laje tem uma altura de 12 cm e cobrimento de 2,5 cm, as dimensões adotadas atendem ao mínimo exigido, assim a função corta-fogo é garantida.

Tabela 11 – Dimensões mínimas para lajes contínuas

TRRF (min)	h (mm) ^a	c_l (mm) ^{b,c}
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

a- Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo;

b- Válido para lajes armadas em uma ou duas direções;

c- Os valores de c_l indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_l para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas

Fonte: ABNT NBR 15200:2012

Para as vigas, tendo por hipótese o aquecimento em três lados, é exigido que para uma base de 30 cm, tenha-se o valor mínimo de 3,5 cm para c_l . Para o exemplo, foi adotado uma base de 30 cm, um cobrimento de 3,0 cm, armaduras transversais de diâmetro igual a 5mm, armaduras longitudinais de 8mm, assim, o valor efetivo de c_l é de 3,9 cm, portanto esses elementos também estão verificados.

Tabela 12 – Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

TRRF (min)	Combinações de b_{\min}/c_l (mm/mm) ^a				$b_{w\min}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140

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

Fonte: ABNT NBR 15200:2012

Para os pilares supondo exposição ao fogo em apenas uma face, é exigido uma dimensão mínima de 17,5 cm para o menor lado da seção transversal e 3,5 cm para c_l , as dimensões

adotadas foram de 30,0 cm de base e altura, cobrimento de 3,0 cm, armaduras transversais de diâmetro igual a 5 mm, e longitudinais de 10 mm, assim, o valor efetivo de c_1 é de 4,0 cm, assim a estrutura está verificada.

Tabela 13 - 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 NBR 15200:2012

4.4 Método analítico para pilares

Para que uma comparação mais coerente com o método das faixas seja realizada, o método tabular não é suficiente, devido a suposição de apenas uma face exposta ao fogo, portanto foi realizada a análise pelo método analítico proposto pela ABNT NBR 15200:2012. Esse método depende da relação entre esforços solicitantes e resistentes, do comprimento do pilar, do número de barras longitudinais, do valor de c_1 , e da relação entre base e altura do pilar. Vale mencionar que todas as restrições inerentes a esse método não se aplicam aos pilares analisados, ou seja, os pilares são considerados com nós rígidos, vistos que não fazem parte da estrutura de contraventamento do edifício, e, portanto, têm seus esforços de 2° ordem desprezados, assim o método pode ser aplicado.

Na Tabela 13 são apresentados os parâmetros adotados, os termos da Equação 13 calculados e o resultado final para o tempo de resistência ao fogo (TRF). Cabe ressaltar que a favor da segurança, os esforços axiais solicitantes foram igualados aos esforços resistentes em temperatura ambiente, para o caso em situação de incêndio, de acordo com a ABNT NBR 15200:2012, as solicitações de cálculo podem ser reduzidas multiplicando-as por 0,7. Além disso, por se tratar de um pavimento intermediário, o comprimento efetivo do pilar em situação de incêndio pode ser reduzido em 50%. O termo b' foi calculado com a consideração de que $h \leq 1,5 b$.

Tabela 13 - Método analítico para pilares.

Dados Pilares			
l _{ef,fi} (cm)	155	R _μ	24,9
A _s (cm ²)	6,283185	R _a	24
b' (mm)	300	R _ℓ	33,12
n (barras)	8	R _b	27
μ _{fi}	0,7	R _n	12
c ₁ (mm)	45	TRF (min)	121,8422

Fonte: dos autores (2023).

Portanto a estrutura atende ao TRRF exigido. Aqui cabe fazer-se uma comparação com o método das faixas para pilares, considerando que a força axial de cálculo de compressão aplicada aos pilares foi de 1454,80 kN, que para situação de incêndio pode ser reduzida em 30% ou seja, 1018,36 kN, e que a força de Rankine foi de 1865,99 kN, tem-se um aproveitamento de 54,6% da resistência. Já para o método analítico para pilares, comparando-se o TRF com o TRRF, houve um aproveitamento de 98,5%, assim o método analítico para pilares mostra-se mais conservador que o método simplificado das faixas, porém estudos mais aprofundados se fazem necessários para essa comparação, observando-se a diferença de variáveis comparadas.

5 CONCLUSÃO

Considerando que os métodos analisados definem critérios diferentes para atendimento das exigências de segurança ao incêndio, sendo esses o tempo de resistência ao fogo para o método analítico para pilares, dimensões mínimas para o método tabular, e momento resistente para o método simplificado das faixas, a comparação direta desses métodos não pode ser realizada. Ou seja, esses métodos são complementares uns aos outros, não sendo recomendada a utilização de apenas um método no dimensionamento de estruturas, mas sim a combinação de mais de um, especialmente, devido ao fato do método tabular garantir a função corta-fogo apenas, e não a estabilidade estrutural do elemento considerado.

Conclui-se também, considerando o método simplificado das faixas e o método analítico para pilares, que o dimensionamento pelo *software Eberick*[®] foi suficiente para atender não só a condição em temperatura ambiente, mas também a situação de incêndio, com exceção da laje, visto que a excepcionalidade dessa ação permite a redução em 30% dos esforços de cálculo em relação a situação em temperatura ambiente.

Ademais, observa-se que a legislação brasileira apresentou uma melhora gradual e lenta após a ocorrência de tragédias relacionadas ao incêndio, e que mesmo com essa melhora, os processos e a rigorosidade de fiscalização merecem ser aprimorados, visto que na maioria dos estados brasileiros é exigido apenas um laudo técnico afirmando o atendimento das recomendações apresentadas pelas normas técnicas.

Sendo assim, a área de segurança estrutural em situação de incêndio merece um maior incentivo de pesquisa e produção de material, de modo a desenvolver métodos mais precisos e completos, como a integração de métodos que garantam a função corta-fogo e a estabilidade estrutural simultaneamente, por exemplo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. Rio de Janeiro, RJ, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432: Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro, RJ, 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design**. EN 1992-1-2. Bruxelas, 2004.

DELALIBERA, R. G. et al. **Análise de Lajes Maciças em Situação de Incêndio pelo Método Tabular da NBR 15200:2012 e pelo Método de Hertz**. Revista de Engenharia e Tecnologia, 2017.

SOUZA D. A; SILVA G. P. **Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 2015.

BRAGA H. C. **Simulação da Movimentação de Pessoas em Situações de Emergência com Lógica Fuzzy: Aspectos Ergonômicos e Computacionais**. Dissertação de Mestrado, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2012.

ZHA, X. X. **Three-dimensional non-linear analysis of reinforced concrete members in fire**. Huazhong University of Science and Technology, Wuhan, República Popular da China,

KODUR V. K. R; PHAN L. **Critical Factors Governing the Fire Performance of High Strength Concrete Systems**. Michigan State University, East Lansing, MI, Estados Unidos da America.

COSTA, C. N; SILVA, V. P. **Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. Jornadas sul-americanas de engenharia estrutural, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

MATA, K. L. **Análise da Influência do Combate a Incêndio nas Temperaturas de um Compartimento**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2019.

AZIZ, E. M. **Behavior of Steel Bridge Girders Under Fire Conditions**. Journal of Constructional Steel Research, 2015.

PICCININ, Alysson. **Estruturas de Concreto Armado em situação de incêndio**. 2022. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil de Infraestrutura) - Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Foz do Iguaçu, 2022.

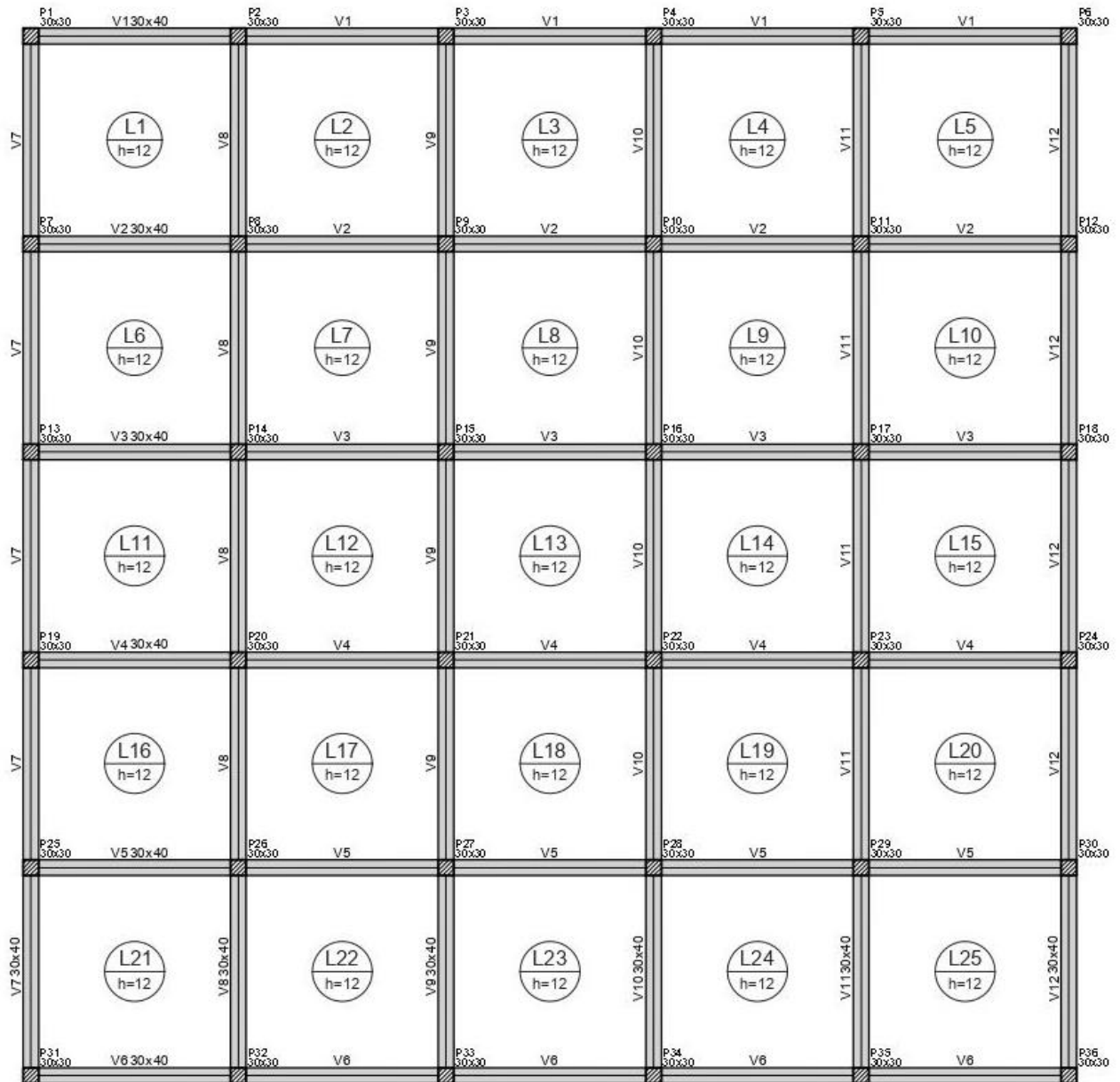
BRITTO, Caio. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio: Comparação de requisitos técnicos entre a ABNT NBR 15200:2012 E A ACI/TMS-216.1M-14**. Orientador: Angela Gaio Graeff. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso

(Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

Incêndio no Edifício Andraus. Memória Globo, 29 out. 2021. Coberturas. Disponível em: <https://memoriaglobo.globo.com/jornalismo/coberturas/incendio-no-edificio-andraus/noticia/incendio-no-edificio-andraus.ghtml>. Acesso em: 24 fev. 2023.

Incêndio no Edifício Joelma. Memória Globo, 29 out. 2021. Coberturas. Disponível em: <https://memoriaglobo.globo.com/jornalismo/coberturas/incendio-no-edificio-joelma/noticia/incendio-no-edificio-joelma.ghtml>. Acesso em: 24 fev. 2023.

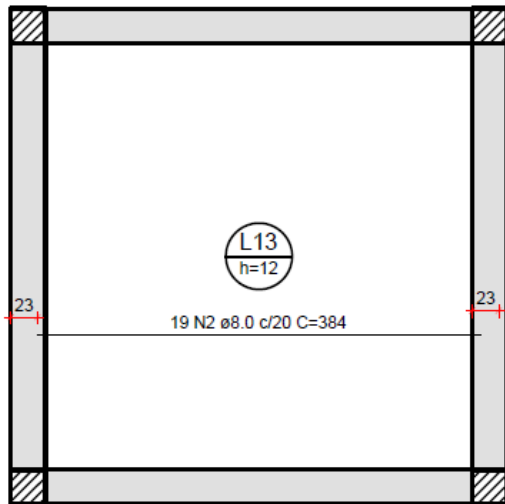
APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS DO SEXTO PAVIMENTO



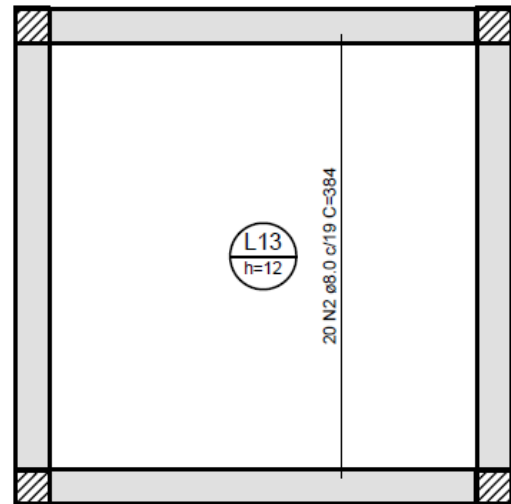
APÊNDICE B – DETALHAMENTO DA LAJE 13

RELAÇÃO DO AÇO

AÇO	N	DIAM (mm)	C.UNIT (cm)
CA50	2	8.0	384



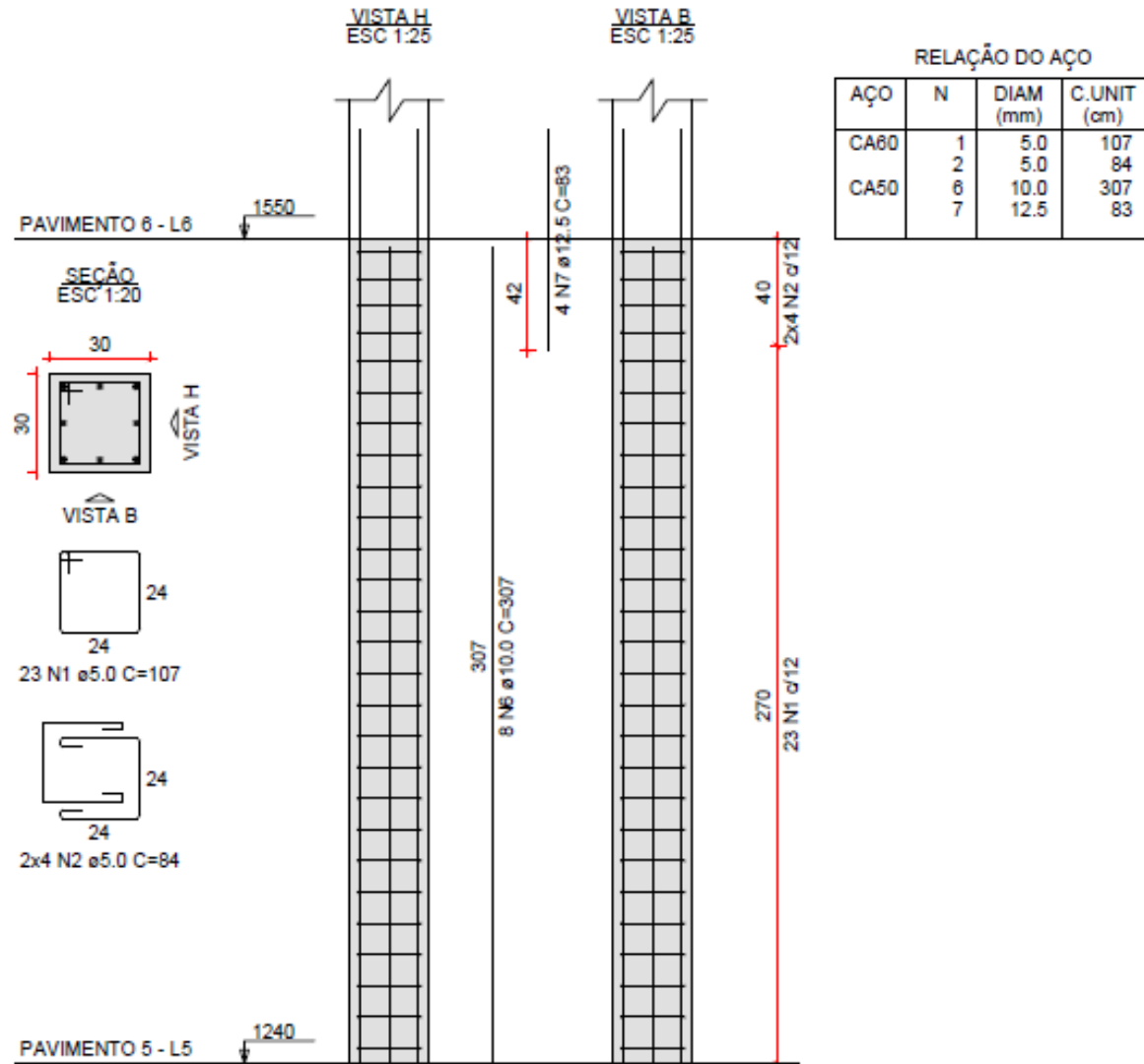
Armação positiva (Eixo X)
escala 1:50



Armação positiva (Eixo Y)
escala 1:50

APÊNDICE C – DETALHAMENTO DOS PILARES ANALISADOS

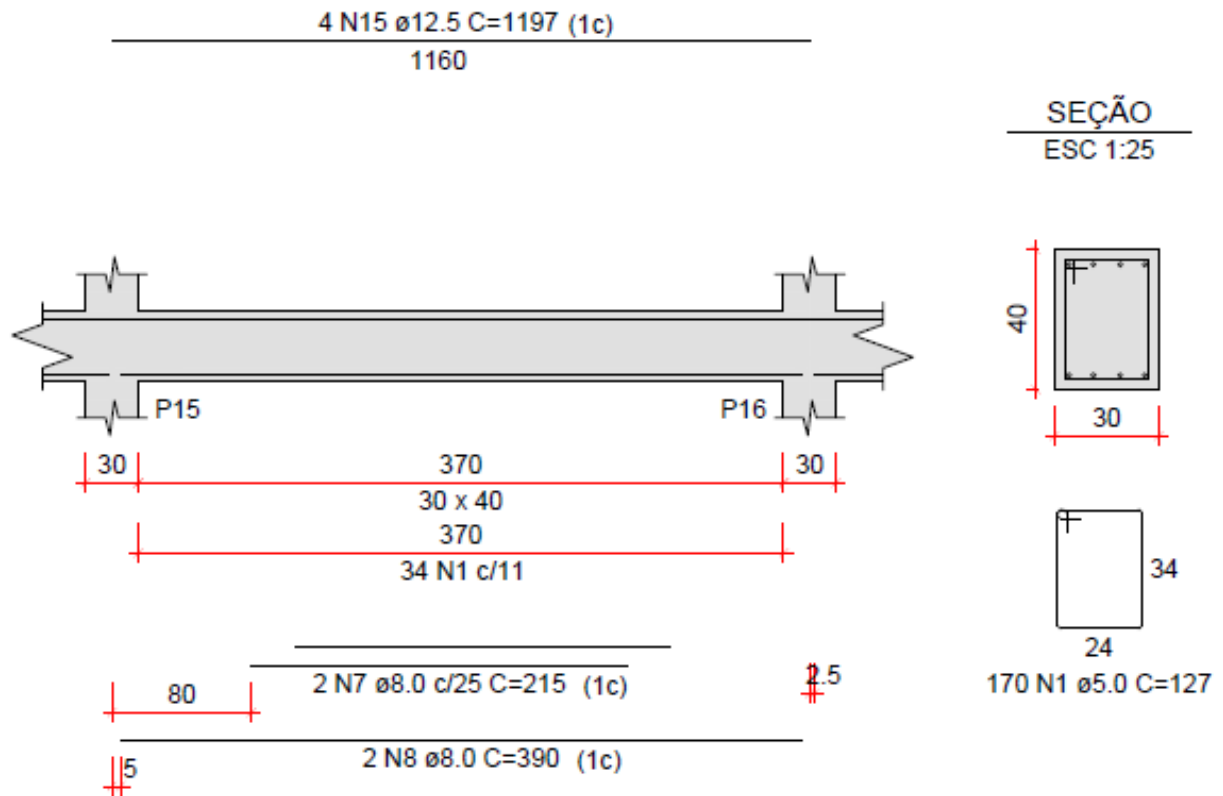
P15=P16=P21=P22



APÊNDICE D – DETALHAMENTO DAS VIGAS ANALISADAS

V3=V4=V9=V10

ESC 1:50



RELAÇÃO DO AÇO

AÇO	N	DIAM (mm)	C.UNIT (cm)
CA60	1	5.0	127
CA50	7	8.0	215
	8	8.0	390
	15	12.5	1197