INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO TOCANTINS
CAMPUS PALMAS
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL

PAULO RICARDO FEITOSA DA SILVA

AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.

PALMAS
2022

PAULO RICARDO FEITOSA DA SILVA

AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito final para obtenção do Título de Bacharel do Curso Superior de Engenharia Civil do Instituto Federal do Tocantins, Campus Palmas.

Orientadora: Prof. Ma. Rebeca Freitas Vasconcelos.

Coorientadora: Prof. Ma. Caroline Rezende Couto Luz

PALMAS
2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Bibliotecas do Instituto Federal do Tocantins

S586a Silva, Paulo Ricardo Feitosa da
Avaliação estrutural de um edifício comercial de concreto armado em situação de incêndio / Paulo Ricardo Feitosa da Silva. – Palmas, TO, 2022.
117 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins, Campus Palmas, Palmas, TO, 2022.

Orientador: Me. Rebeca Freitas Vasconcelos
Coorientador: Me. Caroline Rezende Couto Luz

1. Incêndio. 2. Dimensionamento. 3. Estruturas de concreto armado. I. Vasconcelos, Rebeca Freitas. II. Luz, Caroline Rezende Couto. III. Título.

CDD 624

A reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio, deste documento é autorizada para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.
Elaborado pelo sistema de geração automatica de ficha catalográfica do IFTO com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

FOLHA DE APROVAÇÃO

PAULO RICARDO FEITOSA DA SILVA

AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Coordenação do curso de Engenharia Civil do Instituto Federal do Tocantins - Campus Palmas, como exigência à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 03 / 10 / 2022

BANCA AVALIADORA

Rebeca Freitas Vasconcelos

Ma. Rebeca Freitas Vasconcelos

Thiago Dias de A. e Silva

Dr. Thiago Dias de Araújo e Silva

Esp. Ricardo Allen Filgueira Pontes

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pelo seu cuidado, amor e inúmeras oportunidades e bençãos que tem providenciado em minha vida, sou imensamente grato às pessoas que Ele inseriu nessa jornada e por me fortalecer durante esse processo.

À minha esposa, Jordânia de Souza Monteiro Feitosa, que com sua companhia diária deixa os meus dias mais felizes, me trazendo força e dedicação. Quero agradecer por me incentivar e ser meu suporte em todos os momentos, por seu amor, carinho e humor contagiante.

À minha mãe, Adriana Gomes Feitosa, pelo seu amor incondicional, no qual nunca mediu esforços nos seus cuidados para com a minha pessoa, buscando sempre trazer ambiente favorável aos meus estudos.

Ao meu pai, Carlos Sérgio Longá da Silva, por sempre acreditar no meu potencial e sempre estimular o meu desenvolvimento visando uma carreira profissional.

Ao meu irmão, Carlos Adriano Feitosa da Silva, que em vários momentos foi minha referência de persistência e coragem.

Aos meus avós, Maria Longá da Silva e Aldaniro Leite da Silva, e aos meus tios, William Longá da Silva e Sara Longá da Silva por todo o cuidado e zelo que tiveram por minha pessoa.

À minha orientadora, Prof. Ma. Rebeca Freitas Vasconcelos, e minha coorientadora, Prof. Ma. Caroline Rezende Couto Luz, por todos os conselhos, correções, empenho e suporte durante o desenvolvimento do trabalho.

A todos os professores e colegas do curso de Engenharia Civil do IFTO, que compartilharam dos seus conhecimentos e experiências.

A todas as pessoas que traçaram a minha caminhada e que de alguma forma colaboraram para a realização desse sonho.

Ouça conselhos e aceite instruções, e acabará sendo sábio.

Provérbios 19:20

RESUMO

SILVA, Paulo Ricardo Feitosa. **Avaliação estrutural de um edifício comercial de concreto armado em situação de incêndio**. 2022. 117 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Bacharelado em Engenharia Civil – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins. Palmas, 2022.

O concreto armado é o principal material usado para a construção estrutural das edificações no Brasil, e por sua vez, tem suas propriedades resistivas afetadas negativamente pela ação do fogo. Nesse contexto, é essencial analisar a estabilidade global da estrutura em situação de incêndio, assim como as alterações nas dimensões dos elementos estruturais com suas respectivas armaduras que a verificação à situação excepcional de incêndio provoca em relação ao dimensionamento para situação normal de uso. Dessa forma, o trabalho tem objetivo de analisar os efeitos de um incêndio em um edifício fictício de 16 pavimentos por meio do programa computacional TQS (2020) seguindo as recomendações de projeto presentes nas NBR 15200 (ABNT, 2012) e NBR 14432 (ABNT, 2001). Para o processamento foram utilizadas três classes de resistência: C25, C35 e C50, todas pertencentes ao Grupo I da NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando que o uso da edificação é para serviços profissionais ou condução de negócios, classe de agressividade ambiental II e um Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) de 120 minutos para a verificação ao incêndio. Após o processamento foi realizado um levantamento de consumo de concreto e aço, tanto para um pavimento tipo quanto para toda a edificação, observando um aumento de consumo de concreto armado, no qual o elemento estrutural com maior aumento de seção transversal são os pilares, enquanto as lajes foram as peças menos afetadas pela verificação. Quanto a estabilidade global, foi constatado que durante o incêndio, a estrutura dimensionada para situação normal de uso deve considerar os efeitos de 2ª ordem, e que a mesma só não estaria totalmente instável por conta da baixa condutividade do concreto. Portanto são comprovados os danos que o aumento da temperatura causa nas propriedades resistivas das estruturas de concreto armado, evidenciando a importância das normas pertinentes ao tema, mesmo esse material possuindo características que ajudam no combate aos efeitos da ação do fogo.

Palavras-chave: Estruturas de Concreto Armado; Segurança Estrutural; Situação de Incêndio.

ABSTRACT

Silva, Paulo Ricardo Feitosa. **Structural evaluation of a commercial building of reinforced concrete in a fire situation**. 2022. 117 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Bacharelado em Engenharia Civil – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins. Palmas, 2022.

Reinforced concrete is the main material used for the structural construction of buildings in Brazil, and in turn has its resistive properties negatively affected by the action of fire. In this context, it is essential to analyze the overall stability of the structure in a fire situation, as well as the changes in the dimensions of the structural elements with their respective reinforcements that the verification of the exceptional fire situation causes in relation to the dimensioning for normal situation of use. Thus, the work aims to analyze the effects of a fire in a fictitious building of 16 floors through the computer program TQS (2020) following the project recommendations present in NBR 15200 (ABNT, 2012) and NBR 14432 (ABNT, 2001). For the processing, three resistance classes were used: C25, C35 and C50, all belonging to Group I of NBR 6118 (ABNT, 2014), considering that the use of the building is for professional services or business conduct, environmental aggressiveness class II and a Required Fire Resistance Time (TRRF) of 120 minutes for fire verification. After processing, a survey of concrete and steel consumption was carried out, both for a type pavement and for the entire building, observing an increase in the consumption of reinforced concrete, in which the structural element with the greatest cross-section increase are the pillars, while the slabs were the parts less affected by the verification. As for overall stability, it was found that during the fire, the structure sized for normal use situation should consider the effects of 2nd order, and that it would not only be totally unstable due to the low conductivity of the concrete. Therefore, the damage that the increase in temperature causes in the resistive properties of reinforced concrete structures is proven, evidencing the importance of the norms pertinent to the theme, even though this material has characteristics that help combat the effects of fire action.

Keywords: Reinforced Concrete Structures; Structural Security; Fire situation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Triângulo do fogo. 23
Figura 02 - Fases do Incêndio Natural. 23
Figura 03 - Transferência de Calor por Condução. 25
Figura 04 - Transferência de Calor por Convecção. 26
Figura 05 - Transferência de Calor por Radiação. 26
Figura 06 - Gráfico do Incêndio Padrão. 28
Figura 07 - Tabela de Classe de Agressividade Ambiental. 32
Figura 08 - Curva de Gauss para resistência do concreto à compressão. 33
Figura 09 - Fator de redução da resistência do concreto silicoso em função da temperatura. 41
Figura 10 - Fator de redução da resistência do aço em função da temperatura. 44
Figura 11 - Gráfico do fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura. 45
Figura 12 - Gráfico do Alongamento do aço em função da temperatura. 50
Figura 13 - Gráfico do Calor específico em função da temperatura. 51
Figura 14 - Gráfico de Condutividade térmica em função da temperatura. 52
Figura 15 - Tabela de Coeficientes de Ponderação para ELU. 54
Figura 16 - Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal ... 56
Figura 17 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas. 57
Figura 18 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos. 57
Figura 19 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas. 58
Figura 20 – Dimensões mínimas para lajes contínuas. 58
Figura 21 – Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo. 59
Figura 22 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas. .. 59
Figura 23 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas. 60
Figura 24 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção. 60
Figura 25 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo. 61
Figura 26 - Gradiente Térmico de uma seção transversal retangular para os TRRF's de 30, 60, 90 e 120 min. 69
Figura 27 - Fluxograma dos Procedimento Metodológico. 71

Figura 28 - Determinação do TRRF. 73
Figura 29 - Aba "Gerais" do programa TQS (2020). 74
Figura 30 - Aba "Modelo" do programa TQS (2020). 75
Figura 31 - Velocidade básica do vento em Palmas. 76
Figura 32 - Parâmetros para determinação do vento. 77
Figura 33 - Janela "Editar edifício" no programa TQS (2020). 78
Figura 34 - Aba de inserção de cargas de incêndio. 79
Figura 35 - Processo para acrescentar o incêndio nas verificações do TQS. 79
Figura 36 - Critérios para verificação da estrutura em incêndio" 80
Figura 37 - Editor de critérios de incêndio do programa TQS. 81
Figura 38 - Processamento Global 81
Figura 39 - Determinação da temperatura θ a partir do TRRF. 83
Figura 40 - Determinação do kc, θ com o valor da temperatura θ. 83

LISTA DE TABELAS

Tabela 01- Fator de redução da resistência do concreto silicoso em função da temperatura. 42
Tabela 02 - Resumo dos coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço em armaduras passivas. 45
Tabela 03 - Classificação das edificações quanto a sua Ocupação. 63
Tabela 04 - Dimensões dos pilares para Situação Normal e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 25 Mpa. 87
Tabela 05 – Áreas das seções transversais dos pilares para Situação Normal de Uso e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 25 Mpa. 88
Tabela 06 - Dimensões dos pilares para Situação Normal e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 35 MPa. 89
Tabela 07 - Áreas das seções transversais dos pilares para Situação Normal de Uso e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 35 MPa. 90
Tabela 08 - Dimensões dos pilares para Situação Normal e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 50 Mpa. 91
Tabela 09 - Áreas das seções transversais dos pilares para Situação Normal de Uso e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 50 Mpa. 92
Tabela 10 - Resumo do Consumo de Concreto dos Pilares no Pavimento 10. 92
Tabela 11 - Dimensões das vigas para Situação Normal e de Incêndio. 93
Tabela 12 - Resumo do Consumo de Concreto das Vigas no Pavimento 10. 94
Tabela 13 - Espessuras das lajes para Situação Normal e de Incêndio. 94
Tabela 14 - Resumo do Consumo de Concreto das Lajes no Pavimento 10. 95
Tabela 15 - Resumo do Consumo de Aço dos Pilares do Pavimento 10. 96
Tabela 16 - Resumo do Consumo de Aço nas Vigas no Pavimento 10. 96
Tabela 17 - Resumo do Consumo de Aço nas Lajes no Pavimento 10. 97
Tabela 18 - Taxa de Aço dos Pilares do Pavimento 10. 98
Tabela 19 - Taxa de Aço das Vigas do Pavimento 10. 99
Tabela 20 - Taxa de Aço das Lajes do Pavimento 10. 99
Tabela 21 - Consumo de Concreto da Edificação para Situação Normal de Uso. ..100
Tabela 22 - Consumo de Concreto da Edificação para Situação de Incêndio. 100
Tabela 23 - Consumo de Aço na edificação. 101
Tabela 24 - Taxa de Aço na Edificação. 102

Tabela 25 - Redução das Resistências (Fatores de Redução).....103
Tabela 26 - Coeficiente γz para Situação Normal de Uso.....103
Tabela 27 - Início dos efeitos de 2ª Ordem. 104

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_S	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
$A_S{}'$	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
c_1	Distância do eixo das armaduras longitudinais a face externa da peça de concreto.
Ca	Calor específico do aço
Cp	Calor específico do concreto
$Cp(\theta)$	Calor específico do concreto em função da temperatura
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
Eci, θ	Módulo de elasticidade inicial do concreto em função da temperatura θ
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
EM	European Standard
Es	Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em situação normal
ES, θ	Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura θ
f_c	Resistência à compressão de um corpo de prova de concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto em situação normal
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
$f_{ctk,sup}$	Resistência máxima à tração do conreto
$f_{ctk,inf}$	Resistência mínima à tração do concreto
f_{ct}	Resistência à tração do concreto à temperatura ambiente (20 °C)

fc,θ	Resistência característica à compressão do concreto em função da temperatura θ
$f_{ct,\theta}$	resistência à tração do concreto em função da temperatura
$F_{d,fi}$	Esforço de cálculo em situação de incêndio
F_{gk}	Ação permanente com seu valor característico;
F_{qexc}	Ação variável excepcional
F_{qjk}	Ação variável com seu valor característico
$F_{\varepsilon gk}$	Ações indiretas permanentes
$F_{\varepsilon qk}$	Ações indiretas variáveis
fy,k	Resistência característica do aço de armadura passiva em situação normal
fy,θ	Resistência característica do aço de armadura passiva em função da temperatura θ
H	Altura da edificação
Hs	Altura do subsolo
ISSO	International Organization for Standardization
kc,θ	Fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ
kcE,θ	Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ
kS,θ	Fator de redução da resistência do aço na temperatura θ
kSE,θ	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ
Mpa	Megapascal
NBR	Norma Brasileira
$R_{d,fi}$	Resistência de cálculo em situação de incêndio
$S_{d,fi}$	Solicitação de cálculo em situação de incêndio
S_d	Desvio padrão
t	Tempo
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

Eyi	Deformação específica do aço no escoamento
θ_a	Temperatura da peça de aço
θc	Temperatura do concreto
θ_g	Temperatura dos gases
θ_0	Temperatura do ambiente antes do início do aquecimento
γ_g	Coeficiente de ponderação das ações permanentes
γ_q	Coeficiente de ponderação das ações variáveis
$\gamma_{\varepsilon g}$	Coeficiente de ponderação para as ações indiretas permanentes;
$\gamma_{\varepsilon q}$	Coeficiente de ponderação para as ações indiretas variáveis
Ψ_{0j}	Fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas;
$\Psi_{0\varepsilon}$	Fator de redução de combinação para as ações variáveis indiretas
λ	Condutividade térmica do concreto
λa	Condutividade térmica do aço
ρa	Massa específica do aço
ρcn	Massa específica do concreto de densidade normal
α_E	Coeficiente que leva em consideração o agregado utilizado no concreto
la	Comprimento inicial da peça de aço a 20°C
l	Comprimento da peça de concreto de densidade normal a 20 °C
Δla	Expansão térmica da peça de aço provocada pela temperatura
Δl	Variação do comprimento da peça de concreto de densidade normal provocada pela temperatura θ
°C	Graus Celsius

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 17
2 PROBLEMA DE PESQUISA 19
3 JUSTIFICATIVA 20
4 OBJETIVOS 21
4.1 Objetivo Geral 21
4.2 Objetivos Específicos 21
5 REVISÃO DE LITERATURA 22
5.1 Incêndio e suas generalidades 22
5.1.1 Fases do incêndio 23
5.1.2 Transferência de calor 24
5.1.3 Curva de incêndio padrão 27
5.2 Sistemas de proteção contra o incêndio 29
5.2.1 Proteção Passiva 29
5.2.2 Proteção Ativa 30
5.3 Dimensionamento do concreto armado em situação normal de uso 31
5.3.1 Resistência à compressão 32
5.3.2 Resistência à tração 34
5.3.3 Módulo de Elasticidade 34
5.3.4 Estabilidade Global 35
5.3.4.1 Parâmetro de instabilidade α 36
5.3.4.2 Coeficiente γz 36
5.3.5 Estados limites e Combinações de ação 37
5.3.5.1 Estado Limite Último (ELU) 38
5.3.5.2 Estado Limite de Serviço (ELS) 39
5.4 Comportamento do concreto armado em situação excepcional de incêndio 39
5.4.1 Propriedades mecânicas do concreto 40
5.4.1.1 Resistência à compressão 40
5.4.1.2 Resistência à tração 42
5.4.1.3 Módulo de elasticidade 43
5.4.2 Propriedades mecânicas do aço 43
5.4.2.1 Resistência característica 43
5.4.2.2 Módulo de elasticidade 44

5.4.3 Propriedades térmicas do concreto 46
5.4.3.1 Alongamento relativo 46
5.4.3.2 Calor específico 47
5.4.3.3 Condutividade térmica 48
5.4.3.4 Massa específica 48
5.4.4 Propriedades térmicas do aço 49
5.4.4.1 Alongamento relativo 49
5.4.4.2 Calor específico 50
5.4.4.3 Condutividade térmica 51
5.4.4.4 Massa específica 52
5.4.5 Verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio 53
5.4.6 Método tabular de verificação ao incêndio 55
5.4.6.1 Método tabular para as vigas 56
5.4.6.2 Método tabular para as lajes 57
5.4.6.3 Método tabular para os pilares 61
5.5 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo 61
5.5.1 Determinação do TRRF 61
5.6 Gradiente térmico da seção de concreto armado 68
6 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS 70
6.1 Caracterização do edifício 70
6.2 Fluxograma da pesquisa 71
6.2.1 Escolha das classes de resistência 71
6.2.2 Obtenção das plantas baixas 72
6.2.3 Determinação do TRRF 72
6.2.3 Lançamento da estrutura no programa computacional TQS 73
6.2.4 Dimensionamento para situação normal de uso 77
6.2.4 Verificação para situação excepcional de incêndio 78
6.2.4 Análise de estabilidade global 81
6.2.5 Análise dos resultados 84
7 RESULTADOS E DISCUSSÕES 86
7.1 Dimensionamento para Situação Normal de Uso 86
7.2 Verificação para Situação Excepcional de Incêndio 86
7.3 Comparação entre situação normal de uso e excepcional de incêndio 86

7.3.1 Análise do Pavimento 10 da Edificação 87
7.3.1.1 Consumo de Concreto 87
7.3.1.1.1 Pilares 87
7.3.1.1.2 Vigas 93
7.3.1.1.3 Lajes 94
7.3.1.2 Consumo de Aço 95
7.3.1.2.1 Pilares 95
7.3.1.2.2 Vigas 96
7.3.1.2.3 Lajes 97
7.3.1.3 Taxa de Aço 98
7.3.1.3.1 Pilares 98
7.3.1.3.2 Vigas 98
7.3.1.3.3 Lajes 99
7.3.2 Análises da Edificação total 100
7.3.2.1 Consumo de Concreto 100
7.3.2.2 Consumo de Aço 101
7.3.2.3 Taxa de Aço 102
7.4 Análise dos resultados de estabilidade global 103
8 CONCLUSÕES FINAIS 105
REFERÊNCIAS 107
APÊNDICE A – Tabela para determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo 89
APÊNDICE B – Planta baixa do pavimento térreo da edificação 91
APÊNDICE C – Planta baixa do pavimento tipo da edificação 92
APÊNDICE D – Planta de forma do pavimento tipo da edificação 93

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado, comparado aos demais materiais para confecção de estruturas, apresenta bom comportamento diante da elevação de temperatura dos gases por ter combustibilidade e condutividade térmica baixas. Isso ocorre por consequência dos vazios existentes e da grande capacidade dos minerais constituintes do concreto de armazenar energia térmica. Além disso, estruturas com esse material possuem maior robustez, ocasionando uma retardação do aquecimento das peças estruturais de um edifício em situação de incêndio (DHIR *et al*., 2008).

Mesmo possuindo essas vantagens em uma situação de incêndio, o aumento da temperatura proporciona alterações maléficas ao comportamento do concreto armado. Os coeficientes de dilatação térmica dos agregados graúdos e da pasta de cimento são distintos, com isso surgem microfissuras, provocando fragilidade na zona de transição entre esses dois elementos por falta de aderência. Outro fator negativo é que o aumento da temperatura promove tanto no concreto como na armadura o decréscimo da resistência e do módulo de elasticidade, dois parâmetros fundamentais no processo de dimensionamento das estruturas.

Com esses efeitos negativos provocados pelo aumento da temperatura, e ponderando que o dimensionamento estrutural para situação normal é realizado considerando a temperatura ambiente (20°C), é importante a verificação da situação de incêndio, que tem como objetivo analisar os esforços, assim como a redistribuição dos mesmos, considerando os decréscimos das propriedades mecânicas do concreto armado, seguindo as recomendações de redução de resistência e módulo de elasticidades presentes na NBR 15200 (ABNT,2012).

O incêndio é um fenômeno que pode ocorrer em qualquer momento da vida útil da edificação, e seu comportamento real depende de variáveis como geometria do compartimento, grau de ventilação e carga de incêndio. Com isso, é usado um modelo simplificado de curva de incêndio padrão, especificada na NBR 14432 (ABNT,2001), para as verificações da estrutura de concreto armado às ações de fogo.

Essas verificações são realizadas com o objetivo de fornecer segurança ao edifício em suas funcionalidades. Resistir aos esforços impostos pelo meio, mesmo que seja um fenômeno excepcional, é função da estrutura. A mesma deve suportar as

variações de esforços e decréscimo das propriedades mecânicas ocasionadas pela elevação da temperatura, apresentando resistência necessária, no mínimo, para evacuação dos usuários, tanto do edifício em questão quanto dos que se encontram próximos.

Considerando essa necessidade de um tempo mínimo de resistência que os elementos estruturais precisam suportar as ações do fogo, a NBR 14432 (ABNT, 2001) preconiza alguns limites de acordo com a ocupação e altura da edificação. Ainda segundo a norma, esse parâmetro é chamado de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), no qual o mesmo serve de aspecto avaliativo na verificação à situação de incêndio, sendo assim favorável à segurança do edifício.

Para tal condição de segurança ser concedida ao edifício, ocorre alterações em relação ao dimensionamento realizado para situação normal. A verificação à situação de incêndio acarreta aos elementos estruturais um ampliamento das seções transversais e das taxas de armadura, fornecendo uma maior robustez e consequentemente mais proteção aos aços do concreto.

Com isso, o presente trabalho tem a intenção de realizar o dimensionamento estrutural em situação normal, verificar as ações do fogo considerando uma curva de incêndio padrão e analisar as alterações ocorridas para fornecer segurança a edificação, comprovando a importância das normas que regulamentam as considerações da situação de incêndio em estruturas.

2 PROBLEMA DE PESQUISA

Mesmo a situação de incêndio não apresentando alta possibilidade de ocorrência, toda edificação possui gatilhos para desencadear tal acontecimento como curto-circuito nos sistemas elétricos e gases combustíveis, além desses, existem fatores externos como descargas de raios e ações criminosas.

Por conta das consequências negativas que tal evento pode ocasionar nas estruturas de concreto armado, existem recomendações normatizadas que fundamentam a necessidade de um dimensionamento que considere a situação de incêndio. Entretanto, existem construções de edifícios que antecedem a existência desses normativos, além de edificações que continuam a ser projetadas e executadas sem a avaliação da ação do fogo. É visto que, para resistir à situação de incêndio, edifícios não verificados para esse acontecimento deveriam sofrer alterações para proporcionar segurança quando submetidos a esse evento excepcional. Portanto, questiona-se: quais as mudanças que ocorreriam em uma estrutura de concreto armado, dimensionado a princípio para situação normal e posteriormente verificada a ação do fogo?

3 JUSTIFICATIVA

Sendo o sistema de concreto armado, dentre os vários sistemas construtivos, o de maior utilização na construção de estruturas no Brasil (Bastos, 2019), é sempre importante apresentar estudos de comportamento do mesmo, proporcionando um uso que busque o melhor desempenho desse material. Sabendo que o concreto armado tem como principal função resistir a esforços e que a ação do fogo provoca efeitos negativos nas propriedades físicas e mecânicas da maioria dos materiais, é importante realizar análises, garantindo maior segurança no desempenho do concreto armado quando submetido a um incêndio, pois de acordo com NBR 15200 (ABNT, 2012), existe a necessidade da consideração de fatores de redução para cálculos de resistência e módulo de elasticidade.

O trabalho busca destacar a insegurança que a falta de implementação das normas que regulamentam as questões da ação do fogo provoca às estruturas, salientando as alterações que as mesmas proporcionam a um dimensionamento para situação normal, evidenciando, dessa forma, a relevância que estas normas possuem para a construção civil, principalmente para o desempenho de segurança, contribuindo assim, como incentivo para o atendimento dos regulamentos e indicações constituídos nessas normativas.

É importante destacar também que, de acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), grandes edificações, principalmente as mais altas, possuem maior carga de incêndio (energia gerada pela combustão do material depositado no edifício), incentivando assim a escolha de um edifício de múltiplos pavimentos. Além disso, nesse tipo de edificação, há maior quantidade de usuários, podendo provocar, em caso de incêndio, e possível colapso, danos sociais de grande relevância, que por sua vez podem ser diminuídos, ou até mesmo evitados, se no processo de avaliação do empreendimento contiver as verificações ordenadas pelas normas.

4 OBJETIVOS

4.1 Objetivo Geral

Comparar o dimensionamento de um edifício de concreto armado submetido a situação normal de uso com a verificação do mesmo edifício submetido a situação excepcional de incêndio para avaliar efeitos e alterações nas dimensões e consumo de aço da estrutura.

4.2 Objetivos Específicos

- Dimensionar, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), e apresentar a estrutura em concreto armado do edifício comercial considerando a situação normal de uso, usando o programa computacional ***TQS (2020)***;

- Verificar a estrutura dimensionada para situação de incêndio, de acordo com os critérios de projetos estabelecidos pela NBR 15200 (ABNT, 2012), usando o programa computacional ***TQS (2020)***;

- Comparar e analisar os resultados obtidos de seção transversal, consumo de concreto e armaduras de pilares, vigas e lajes na situação normal de uso com os da verificação para situação excepcional de incêndio em um pavimento tipo.

- Comparar e analisar os resultados obtidos de consumo de concreto e aço da situação normal de uso com os da verificação para situação excepcional de incêndio de toda a edificação.

- Verificar em qual classe de resistência começa a consideração dos efeitos de segunda ordem por meio do coeficiente γ_z e comparar com as resistências calculadas a partir dos fatores de redução presentes na NBR 15200 (ABNT, 2012);

5 REVISÃO DE LITERATURA

Para a realização de uma pesquisa e alcance dos objetivos, é necessário ter uma base de referência teórica que embase o trabalho. Dessa forma, a seguir é abordado primeiramente o tópico de incêndio e suas generalidades, apresentando a formação do fogo e os mecanismos de transferência de calor, assim como a curva de incêndio padrão a ser utilizada no trabalho. No tópico seguinte, é mostrado, os sistemas de proteção contra o incêndio, conceituando e diferenciando a proteção passiva da ativa. Já no terceiro tópico, é apresentado, de forma simplificada, as considerações e o processo de dimensionamento de estruturas de concreto armado segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), focando nas características mecânicas do concreto armado. Posteriormente, é apresentada a influência da temperatura nas propriedades mecânicas e térmicas do concreto e do aço. Seguindo a contextualização dos efeitos do incêndio, o referencial teórico abrange a determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), parâmetro essencial nas verificações de estruturas em situação de incêndio e por fim apresenta o gradiente térmico da seção de concreto, fator determinante no combate ao alastramento do incêndio.

5.1 Incêndio e suas generalidades

O incêndio, conforme Souza (1999), é uma ação descontrolada do fogo, ou seja, quando essa fonte de calor é utilizada para um determinado fim, mesmo em grande quantidade, não é caracterizado como incêndio, sendo definido dessa forma somente quando a ação do fogo assume proporções incontroláveis. Seguindo essa mesma ideia, Quintiere (2016), define o incêndio como a propagação do fogo de maneira descontrolada no tempo e espaço, apresentando riscos para a sociedade, economia e meio ambiente.

Segundo Souza (1999), a ocorrência do incêndio é possibilitada pela combinação de um material combustível, de um gás comburente, normalmente sendo o oxigênio, e de uma fonte de calor que eleve a temperatura do sistema, desencadeando assim uma reação química que ocasiona esse fenômeno. A interrelação entre esses elementos é chamada de tetraedro do fogo (*Figura 01*), no qual a falta de qualquer um deles impossibilita a ocorrência do incêndio.

Figura 01 - Triângulo do fogo.

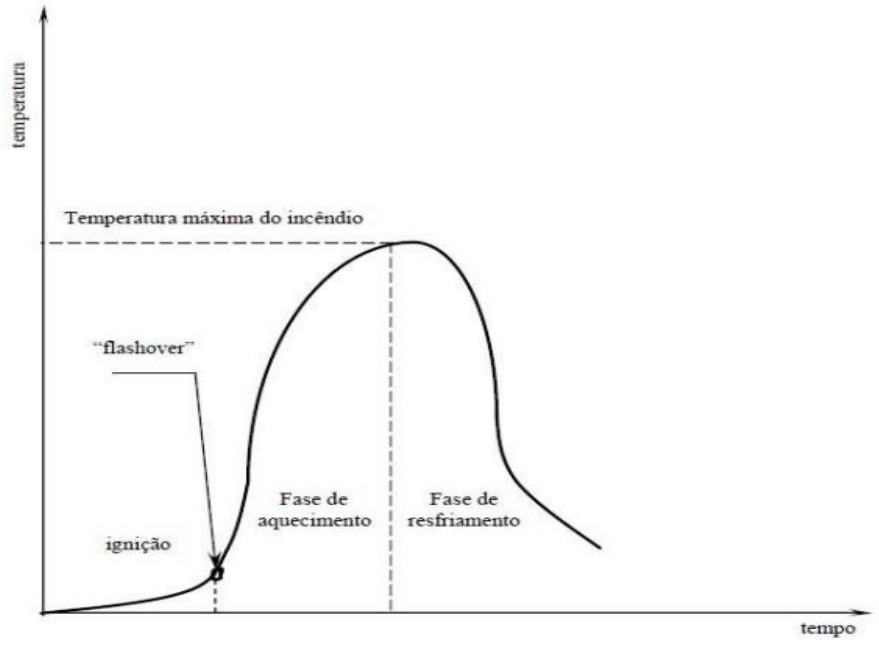


Fonte: ROTONDO, LIIBER (2019)

5.1.1 Fases do incêndio

O incêndio é um processo que ocorre em etapas distintas, sendo possível caracterizar cada uma delas de acordo com o grau de intensidade e das temperaturas e os efeitos provocados no ambiente. Esse fenômeno passa por uma evolução crescente até chegar a um grau máximo, no qual começa a passar por um resfriamento (*Figura 02*). Segundo Costa (2008), o incêndio é dividido nas seguintes fases:

Figura 02 - Fases do Incêndio Natural.



Fonte: ALVA (2000)

- **Primeira fase:** também chamada de ignição, sendo a etapa na qual ocorre o abrasamento e o chamejamento. No abrasamento ocorre uma lenta combustão, sem chamas, que produz pouco calor, porém com um potencial de lançar gases tóxicos no ambiente. Já no chamejamento a combustão ocorre em forma de chamas e fumaça, sendo caracterizada pelo aumento de temperatura, ainda sim, sem riscos de provocar um colapso.
- **Segunda fase:** nessa etapa é iniciado a inflamação da localidade, um período chamado de *pré-flashover*, na qual há uma aceleração no aumento da temperatura, porém o alastramento do incêndio ainda depende de situações como características do ambiente e ventilação. Nesse estágio, o incêndio ainda apresenta potencial de ser controlado.
- **Terceira fase:** é o momento no qual ocorre uma inflamação generalizada, também chamada de *flashover*. Nessa etapa, o fenômeno não é mais controlável, pois o fogo se propaga com maior intensidade e os materiais combustíveis no ambiente começam a queimar mais rapidamente. Durante esse processo, os gases quentes e a fumaça começam a se alastrar para todos os ambientes.
- **Quarta fase:** é o estágio caracterizado pelo aumento vigoroso da temperatura dos gases. É nessa etapa que o incêndio evolui até chegar à temperatura máxima, sendo esse ponto o término dessa fase, que também é chamada de *pós-flashover*.
- **Quinta fase:** o último estágio do incêndio é o processo de resfriamento, nessa etapa ocorrem reduções nas temperaturas dos gases por conta da escassez de material combustível presente na localidade, comprovando assim a ideia do tetraedro do fogo citado anteriormente.

5.1.2 Transferência de calor

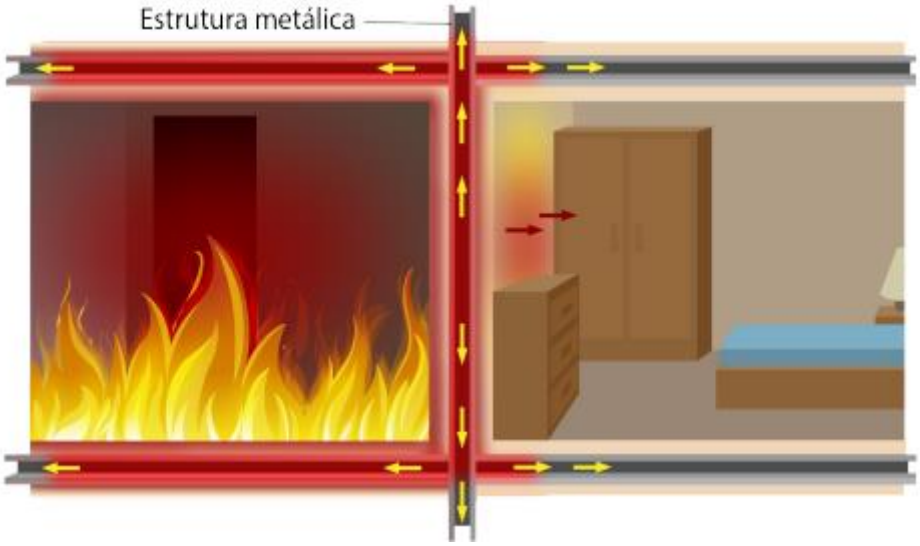
A transferência de calor, ou simplesmente calor, é definida por Kreith *et al* (2014) como a transmissão de energia de uma região a outra, resultante de uma diferença de temperatura entre elas. Ainda seguindo a mesma lógica, o calor é determinado por Vila Real (2003) como a propagação de energia térmica de um meio para o outro, independentemente do estado físico (sólido, líquido e gasoso), como resultado da diferença de gradiente térmico entre os elementos. Essas definições são baseadas na lei de Isaac Newton, conhecida como segunda lei da termodinâmica, que

embasa que a passagem de calor ocorre através da transferência de temperatura do corpo mais quente para o mais frio, buscando atingir um equilíbrio térmico do sistema.

De acordo com Silva (2014), os mecanismos de transferência de calor ocorrem de três formas: condução, convecção e radiação. Ainda, segundo a mesma autora, a transferência de calor pode ocorrer, em algumas situações, por meio dos três mecanismos simultaneamente.

Na condução (*Figura 03*), a energia térmica é transferida das partículas mais agitadas para as de menor agitação por meio da interação molecular, na qual a agitação ocasiona colisões constantes, promovendo assim a passagem de calor das partículas mais energéticas para as de menor energia.

Figura 03 - Transferência de Calor por Condução.

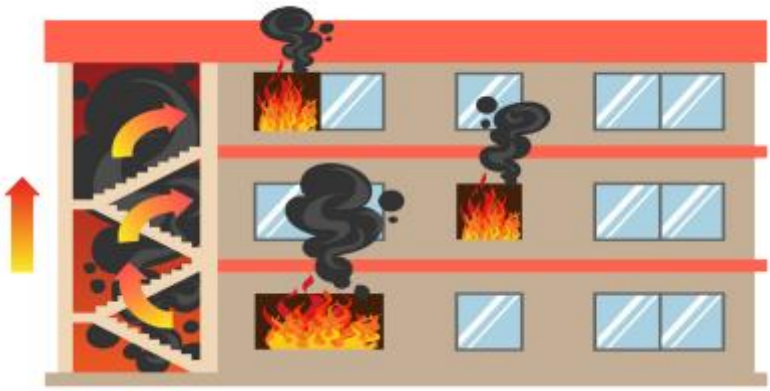


Fonte: ROTONDO, LIIBER (2019)

Na convecção, o mecanismo de transferência de calor acontece entre um fluido em movimento, geralmente um gás, com a interface de uma superfície qualquer, no qual os dois sistemas trocam energia. Nesse processo, todo o ambiente vai se aquecendo gradativamente por conta das movimentações dos fluidos causadas pelo aumento de temperatura. Esse processo ocorre por meio das correntes de convecção, que transferem o calor através de uma massa ascendente aquecida de gases. Em um edifício, por exemplo, andares superiores que não tem contato direto ao local de início

de incêndio são atingidos pelas massas de ar quente, tendo assim a ocorrência de altas temperaturas por meio da convecção (*Figura 04*).

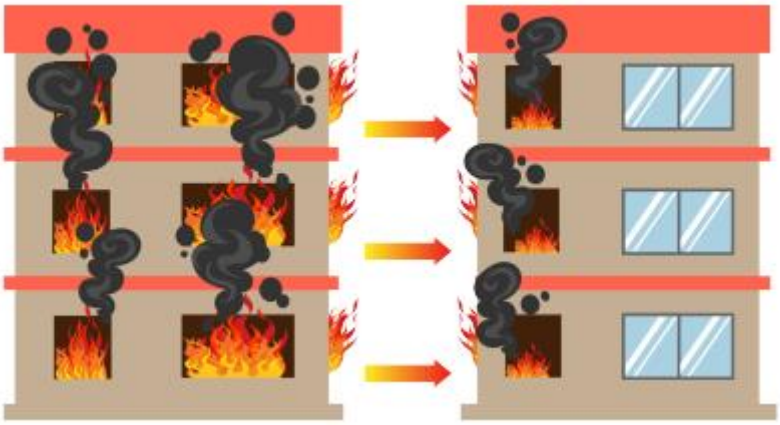
Figura 04 - Transferência de Calor por Convecção.



Fonte: ROTONDO, LIIBER (2019)

Na radiação (*Figura 05*), a transmissão de energia térmica ocorre por meio de ondas eletromagnéticas liberadas por corpos que apresentam temperatura diferente de zero. Sua forma de propagação, diferente dos mecanismos de condução e convecção, não depende de um meio, podendo transferir calor, até de forma mais eficiente, no vácuo. Esse mecanismo de transferência ocorre em todas as direções, e a intensidade da propagação do calor depende da proximidade da fonte calorífica.

Figura 05 - Transferência de Calor por Radiação.



Fonte: ROTONDO, LIIBER (2019)

Quando uma edificação é submetida a uma situação de incêndio, sua energia térmica é transferida por meio da radiação e convecção à parte estrutural, e quando essas peças de concreto armado estão agitadas, o aquecimento ocorre por condução, tanto para elementos estruturais ligados quanto para o interior das peças. Dessa forma, é importante conhecer esses mecanismos de transmissão de energia térmica que ocorrem nas estruturas em situação de incêndio.

5.1.3 Curva de incêndio padrão

O fenômeno de incêndio real possui singularidades, dessa forma o comportamento do mesmo apresenta complexidades individuais, sendo assim, se torna quase impossível ocorrer dois incêndios idênticos. De acordo com Costa (2008), o grau de intensidade de um incêndio é influenciado por quatro agentes principais: carga de incêndio, ambiente onde o evento ocorre, ventilação e as propriedades térmicas dos materiais presentes na localidade. Com isso, essa variabilidade nos parâmetros influenciadores do desenvolvimento da ação do fogo, dificulta análises específicas de cada incêndio.

Por conta dessa variação nas ocorrências de incêndio, houve a necessidade de estudos para a elaboração de curvas padronizadas, facilitando a implementação das mesmas em análises que abrangem o comportamento e consequências da ação do fogo. Para Filho (2018), a avaliação do incêndio busca entender o comportamento dos gases, assim como a evolução dos mesmos de acordo com o tempo. Ainda segundo o mesmo autor, a melhor maneira para conseguir essas análises é a utilização de curvas que relacionam temperatura e tempo do incêndio.

Costa e Silva (2006) conceituam a curva de incêndio padrão, ou curva padrão temperatura-tempo, como uma idealização e simplificação do estágio de queima mais intenso de um incêndio padronizado, designada às análises experimentais e numéricas de estruturas. Para a elaboração das mesmas, as temperaturas dos gases são consideradas uniformes na localidade do incêndio, além disso, não é considerada a fase de resfriamento presente nas curvas de incêndio real.

Para o presente trabalho, a curva padrão utilizada para as análises estruturais é da ISO 834 presente na NBR 14432 (ABNT, 2001). Essa curva tem como característica o desenvolvimento ascendente, assumindo que a temperatura dos gases sempre aumenta no decorrer do tempo.

Ainda seguindo a definição da NBR 14432 (ABNT, 2001), o incêndio padrão é a elevação padronizada de temperatura em função do tempo, representado pela *Equação 01*:

$$\theta_g = \theta_0 + 345\,log\,(8t + 1) \qquad (01)$$

Onde:

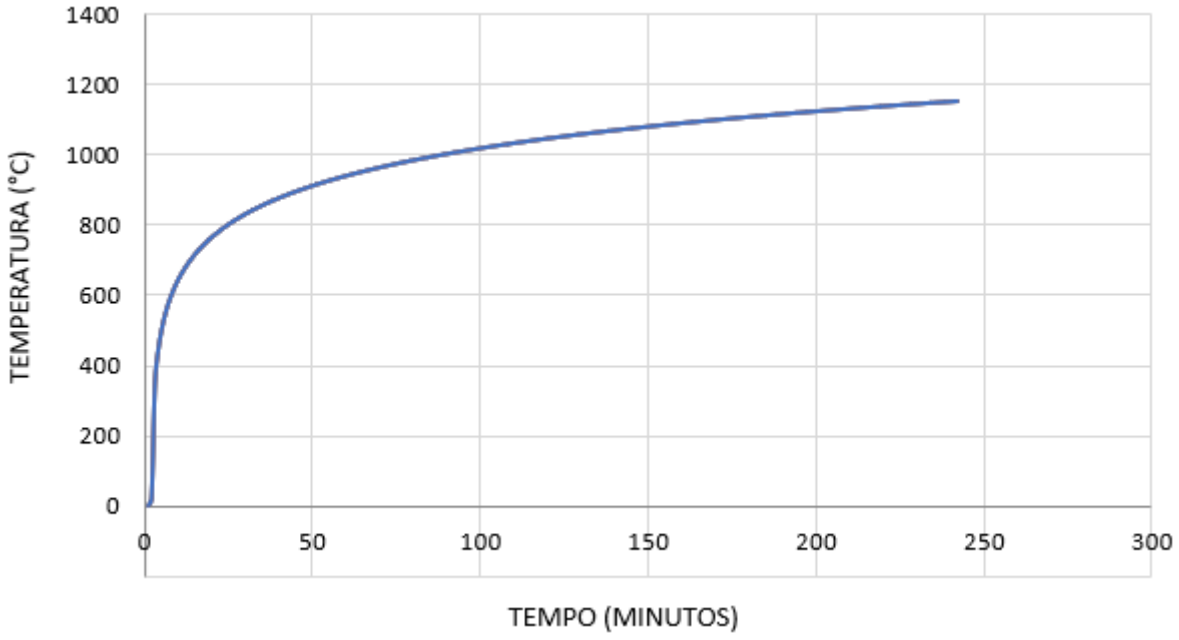
θ_0: é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, em graus Celsius, geralmente sendo 20°C;

t: é o tempo decorrido desde a ignição do incêndio, em minutos;

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

Por meio da *Equação 01*, é possível a obtenção da curva padrão (*Figura 06*):

Figura 06 - Gráfico do Incêndio Padrão.



Fonte: Autor (2022)

Vale ressaltar que quaisquer conclusões sobre um incêndio-padrão devem ser analisadas com cuidado, pois o comportamento da curva padrão não é fiel à curva de um incêndio real (Costa e Silva, 2003).

5.2 Sistemas de proteção contra o incêndio

Um edidício, para apresentar segurança contra incêndio, solicita meios de combate que procurem evitar que as chamas se propaguem, assim como impedir que as mesmas provoquem um colapso estrutural da edificação, contribuindo assim para a evacuação dos usuários e da estabilidade do patrimônio. Com isso, a NBR 14432 (ANBT, 2001), apresenta a classificação de meios de proteção contra incêndio como passiva e ativa.

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), para uma estrutura ser verificada e aprovada para situação de incêndio, a mesma deve apresentar as seguintes funções:

- Função corta-fogo: capacidade da estrutura de impedir que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para ocasionar combustão no outro lado, ou seja, a mesma deve apresentar isolamento térmico e estanqueidade à passagem de chamas.
- Função suporte: capacidade da estrutura de resistir aos esforços solicitantes em situação de incêndio, sendo capaz de suportar as cargas mesmo com suas propriedades resistivas diminuídas.

Essas funções são buscadas para atingir os seguintes requisitos:

- Reduzir o risco de incêndio;
- Controlar o fogo em estágios iniciais;
- Limitar a área exposta ao fogo;
- Criar rotas de fuga;
- Facilitar a operação de combate ao incêndio;
- Evitar ruína extemporânea da estrutura, permitindo a saída dos usuários e a ocorrência dos serviços de combate ao incêndio.

5.2.1 Proteção Passiva

A proteção passiva é definida pela NBR 14432 (ABNT, 2001) como o conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício, sendo funcional durante o uso normal da edificação e que reage passivamente ao desenvolvimento do incêndio, não estabelecendo condições propícias ao seu crescimento e propagação, garantindo a resistência ao fogo, facilitando a fuga dos usuários e a aproximação e o ingresso no edifício para o desenvolvimento das ações de combate.

Os principais meios de proteção passiva são;

- Saídas de emergência, sendo necessário que haja um projeto para tais elementos, mostrando sua localização no edifício;
- Reação ao fogo dos materiais de acabamento e revestimento, evitando a utilização de materiais de maior potencial combustível;
- Resistência ao fogo dos elementos construtivos;
- Controle de fumaça;
- Separação entre edificações;
- Compartimentação.

5.2.2 Proteção Ativa

A proteção ativa, segundo a NBR 14432 (ABNT, 2001), é o tipo de proteção contra incêndio que é ativada manual ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, composta basicamente das instalações prediais de proteção contra incêndio.

Segundo SEITO et al. (2008), as medidas de proteção ativa são meios complementares aos de proteção passiva, sendo compostas geralmente de equipamentos e instalações prediais que são acionadas em caso de emergência, de forma manual ou automática, não realizando nenhuma função quando a edificação se encontra em situação normal de uso.

Os principais meios de proteção ativa são as seguintes:

- Detecção e alarme manual ou automático de incêndio;
- Extinção manual e/ou de incêndio, sendo os extintores, um meio manual, e os Sprinklers, automáticos;
- Iluminação e sinalização de emergência;
- Controle de ocorrência de fumaça;

Ainda seguindo SEITO et al. (2008), esses meios de proteção possuem grande importância para controlar o incêndio em sua fase inicial, chamada de fase de ignição. Além do controle inicial das chamas, a proteção ativa é importante para alarmar e sinalizar os usuários da situação de emergência em que estão situados, proporcionando assim um processo de evacuação mais eficiente.

Quando ocorrido o *flashover*, ou seja, uma inflamação generalizada, a NBR 14432 (ABNT, 2001) afirma que os meios de proteção ativa não possuem mais capacidade de controlar as chamas, sendo total responsabilidade da proteção passiva de controlar o fogo, tendo suas funções de corta-fogo e de suporte como necessárias para evitar a propagação e crescimento do incêndio.

5.3 Dimensionamento do concreto armado em situação normal de uso

A principal função de uma estrutura de concreto armado é resistir aos esforços que ocorrem durante sua vida últil, oferecendo segurança e possibilidade de desenvolvimento das atividades para qual a edificação foi construída. Dessa forma é importante o conhecimento e a determinação dos valores de resistência característica à compressão e à tração, assim como a rigidez por meio do módulo de elasticidade.

Conforme esclarece Carvalho e Filho (2014), a obtenção de um concreto de boa qualidade depende exclusivamente do planejamento adequado quanto aos cuidados na hora da execução do concreto, com a definição das propriedades e análises e escolha dos materiais para a definição do traço, proporcionando assim a consistência, trabalhabilidade, homogeneidade e adensamento necessários à segurança do projeto.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas de concreto armado devem ser projetadas e construídas com concreto classe C20 ou superior, sendo que a classe C20, ou superior, se aplica ao concreto com armadura passiva e a classe C25, ou superior, ao concreto com armadura ativa. A classe C15 pode ser usada apenas em obras provisórias ou concreto sem fins estruturais. Vale ressaltar que as equações para determinação da resistência e módulo de elasticidade apresentadas posteriormente são para concretos de classe de resistência do grupo I, que compreende os f_{ck}'s de 20 a 50 Megapascal (Mpa).

Os projetos estruturais são executados em diversos ambientes que devem ser devidamente analisados e classificados conforme a agressividade ambiental. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

Essa classificação é realizada de acordo com a tabela apresentada pela *Figura 07* a seguir:

Figura 07 - Tabela de Classe de Agressividade Ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana [a, b]	Pequeno
III	Forte	Marinha [a] Industrial [a, b]	Grande
IV	Muito forte	Industrial [a, c] Respingos de maré	Elevado

[a] Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

[b] Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

[c] Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Os cálculos para dimensionar os carregamentos nas estruturas, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), é realizado por meio de combinações de ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido. A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser obtido os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.

5.3.1 Resistência à compressão

De acordo com Bastos (2019), essa característica do concreto é considerada primordial para o dimensionamento das estruturas que utilizam desse material. É a resistência à compressão que rege todo o procedimento de cálculo das seções dos elementos de concreto armado, sendo necessário o engenheiro estrutural determinar esse valor. Ainda segundo o mesmo autor, geralmente, o ensaio para determinação

da resistência característica à compressão é realizado quando os corpos de prova estão com 28 dias de moldados, mesmo podendo haver a determinação de resistência em corpos de provas com outras idades.

Segundo a NBR 12655 (ABNT, 2015), a resistência característica do concreto é encontrada pela *Equação 02* a seguir:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1{,}65 \times S_d \qquad (02)$$

Onde:

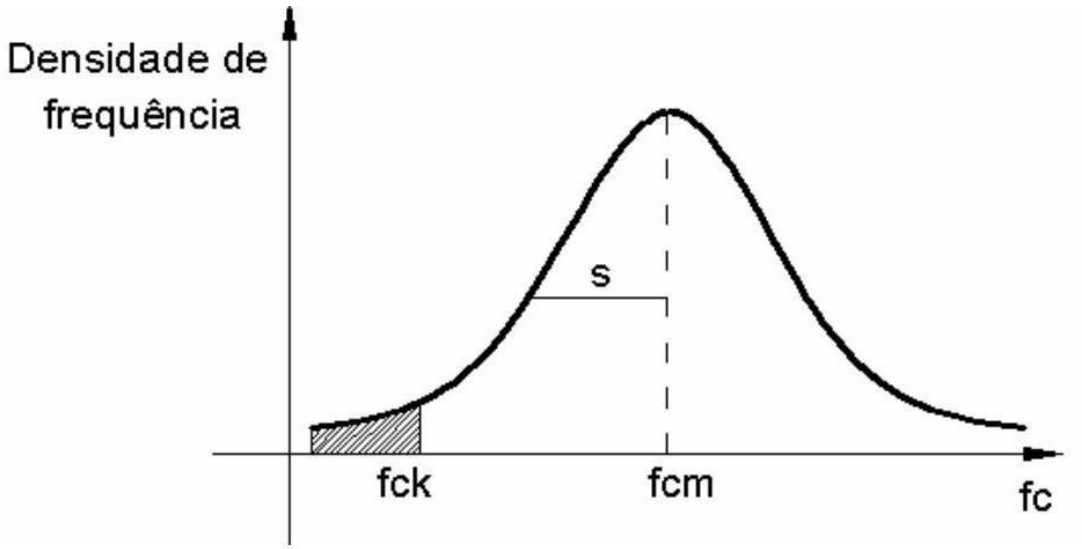
f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto, em Megapascal (MPa);

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto, em Megapascal (MPa);

S_d é o desvio padrão, em Megapascal. O seu valor é encontrado no gráfico da *Figura 08*, sendo a distância da abscissa de f_{cm} para a abscissa do ponto de inflexão da curva.

Como aponta Pinheiro (2007), nos ensaios que contém muitos corpos de provas, pode ser feito um gráfico chamado densidade de frequência, como pode ser visto na *Figura 08*, que representa a relação entre o valor obtido da resistência à compressão do concreto (f_c) com o número de amostras em relação a um determinado valor de f_c.

Figura 08 - Curva de Gauss para resistência do concreto à compressão.



Fonte: Pinheiro (2007).

5.3.2 Resistência à tração

Segundo Bastos (2019), o conhecimento do parâmetro de resistência à tração é importante, pois essa é utilizada na determinação do momento fletor de fissura e verificação de abertura de fissuras, além de ser fundamental para o dimensionamento das vigas para força cortante e no cálculo de resistência de aderência entre o concreto e as armaduras.

Desconsiderando a possibilidade da realização dos ensaios para a determinação dos valores de resistência a tração, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta a relação da mesma com a resistência característica à compressão (f_{ck}) conforme apresentado nas *Equações 03* a *05*:

$$f_{ct,m} = 0{,}3 \times \sqrt[3]{{f_{ck}}^2} \quad (03)$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0{,}7 \times f_{ct,m} \quad (04)$$

$$f_{ctk,sup} = 1{,}3 \times f_{ct,m} \quad (05)$$

Onde:

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto, em Megapascal (MPa);

$f_{ctk,inf}$ é a resistência mínima à tração do concreto, em Megapascal (MPa);

$f_{ctk,sup}$ é a resistência máxima à tração do conreto, em Megapascal (MPa).

5.3.3 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade depende de aspectos como agregado utilizado na confecção do concreto, das características da pasta de cimento e da zona de transição entre pasta e agregado. O mesmo pode ser definido como um parâmetro relativo à medida da deformação que o concreto apresenta sob a ação de tensões, principalmente as que resultam de esforços de compressão. Facilitando o entendimento dessa propridade, quanto maior a resistência característica à compressão, menor serão as deformações do material, e maior será o módulo de elasticidade (Bastos, 2019).

Desconisderando a possibilidade da realização dos ensaios para a determinação dos valores de módulo de elasticidade do concreto (E_{ci}), a NBR 6118

(ABNT, 2014) apresenta a relação do mesmo com a resistência característica à compressão (f_{ck}) conforme a *Equação 06*:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (06)$$

Sendo:

α_E = 1,2 para basalto e diabásio;

α_E = 1,0 para granito e gnaisse;

α_E = 0,9 para calcário;

α_E = 0,7 para arenito.

Onde:

Eci é o módulo de elasticidade inicial do concreto;

α_E é o coeficiente que leva em consideração o agregado utilizado no concreto.

A determinação do módulo de elasticidade é necessária para o desenvolvimento dos cálculos de deformação do concreto, podendo verificar as flechas que ocorrem principalmente em vigas e lajes. Outro parâmetro importante que é determinado por meio do módulo de elasticidade é a estabilidade global do edifício.

De acordo com Bastos (2019), outra propriedade importante é o módulo de elasticidade secante (E_{cs}), que segundo NBR 6118 (ABNT, 2014) pode ser determinada, na falta de ensaio, por meio das *Equações 07* e *08* a seguir:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (07)$$

Onde:

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto.

Em que:

$$\alpha_i = 0{,}8 + 0{,}2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1{,}0 \quad (08)$$

5.3.4 Estabilidade Global

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), existem dois processos para a definicção da estabilidade global de uma estrutura. Nos dois procedimentos, o objetivo é determinar a necessidade ou não da consideração dos efeitos globais de 2ª ordem,

ou seja, verificar se a estrutura pode ser considerada de nós fixos, efeitos de 1ª ordem, ou se há necessidade da consideração de nós móveis, no qual envolve cálculos mais rigorosos por considerar os esforços decorrentes dos deslocamentos. Com isso, essa mesma norma apresenta o Parâmetro de instabilidade α e o Coeficiente γ_z.

5.3.4.1 Parâmetro de instabilidade α

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), esse parâmetro é utilizado para determinar a estabilidade de uma estrutura reticulada simétrica, na qual pode ser considerada de nós fixos se o seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor de α_1, sendo que são determinados pelas *Equações 09, 10 e 11*:

$$\alpha = H_{tot} \times \sqrt{N_k / E_{CS} I_C} \qquad (09)$$

Onde:

H_{tot}: é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k: é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{CS} I_C$: representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{CS} I_C$ de um pilar equivalente de seção constante. É importante ressaltar que o valor de I_C deve ser calculado considerando a seções brutas dos pilares.

$$\alpha_i = 0{,}2 + 0{,}1n \qquad \text{Se} \quad n \leq 3 \qquad (10)$$

$$\alpha_i = 0{,}6 \qquad \text{Se} \quad n \geq 4 \qquad (11)$$

Onde:

n: é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

5.3.4.2 Coeficiente γ_z

De acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014), esse coeficiente é utilizado em estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de

carregamento, adotando-se os valores de rigidez apresentados pelas seguintes equações:

Para lajes $(EI)_{SEC} = 0{,}3E_{CI}I_C$ (12)

Para vigas $(EI)_{SEC} = 0{,}4E_{CI}I_C$ Para $A_S' \neq A_S$ (13)

$(EI)_{SEC} = 0{,}5E_{CI}I_C$ Para $A_S' = A_S$ (14)

Para pilares $(EI)_{SEC} = 0{,}8E_{CI}I_C$ (15)

Sendo:

A_S – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A_S' – área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão

Para a combinação de carregamento, o Coeficiente γ_z é determinado pela *Equação 16*:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (16)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$: é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$: é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Para a estrutura ser considerada de nós fixos, em que apenas os esforços de 1ª ordem são usados no processo de dimensionamento, o coeficiente $\gamma_z \leq 1{,}1$.

5.3.5 Estados limites e Combinações de ação

Como o próprio nome já menciona, estados limites são as condições em que a estrutura deixa de atender seus requisitos de funcionamento de forma segura e

adequada, ou seja, é o estado que define a impropriedade para o uso da estrutura em virtude da falta de funcionalidade, estética e principalmente de segurança, tendo assim seu desempenho fora dos padrões determinados. Dessa forma, a NBR 6118 (ABNT,2014) apresenta esses estados limites, que são divididos em estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS).

5.3.5.1 Estado Limite Último (ELU)

Esse estado limite, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), está relacionado com o colapso, ou seja, o esgotamento de capacidade resistente de um elemento ou de toda a estrutura, oferendo riscos enormes à segurança do mesmo. Dessa forma, a norma apresenta as verificações que devem ser realizadas em relação ao estado limite último (ELU):

- Estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais, todavia, é necessário realizar verificações com a sobreposição dessas solicitações;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- Estado limite último de colapso progressivo;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando a ação excepcional de incêndio, conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012);
- Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006);
- Outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

5.3.5.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

Conforme a NBR 6118 (ABNT,2014), o estado limite de serviço está relacionado com o conforto dos usuários e à durabilidade, cuidando da aparência e boa utilização da estrutura, tanto por parte das pessoas quanto dos equipamentos e máquinas que virão a compor a edificação. Ainda segundo a mesma norma, as verificações realizadas para estado limite de serviço tem objetivo de evitar, principalmente, as seguintes situações:

- Flechas excessivas em lajes ou vigas;
- Fissuração exagerada;
- Forte vibração da estrutura;
- Recalques consideráveis.

5.4 Comportamento do concreto armado em situação excepcional de incêndio

O concreto armado, que tem função de trabalhar como um material homogêneo, é potencializado a se comportar de forma heterogênea quando submetido a situação de incêndio. Com isso, a reação ao calor distinta de cada componente (agregados, pasta de cimento e aço) contribui para a degradação da estrutura como um todo (Costa e Silva, 2004). De acordo com Lomba (2011) a heterogeneidade do concreto armado é realçada pelas transformações físicas, químicas e mineralógicas dos materiais constituintes.

Segundo Caldas (2008), a pasta de cimento representa somente de 20 a 40% do volume total do concreto. Portanto, o tipo de agregado utilizado, normalmente silicosos ou calcáreos, tem papel fundamental na determinação das propriedades deste material.

Em conformidade com Ferreira (2019), as propriedades térmicas dos materiais representam a resposta dos mesmos às ações térmicas impostas pela temperatura. Sendo assim, a distribuição térmica em um elemento está diretamente relacionada com a condutividade térmica, o calor específico e a massa de seus materiais. Além dessas, o alongamento relativo, também chamado de deformação térmica específica dos materiais, representa um parâmetro importante na situação de incêndio, pois sob altas temperaturas, essas deformações podem provocar tensões adicionais no

sistema estrutural, principalmente quando o mesmo possuir restrição em seus graus de liberdade.

De acordo com Costa (2008), a ação térmica em situação de incêndio no concreto armado é reproduzida pela redução das propriedades mecânicas e por esforços adicionais devido ao impedimento das deformações de natureza térmica, em estruturas isostáticas e hiperestáticas.

Percebendo esse efeito negativo que o aumento da temperatura causa nas estruturas de concreto armado, se faz necessário considerar os decréscimos dos desempenhos das propriedades mecânicas tanto do concreto quanto das armaduras de aço presente no mesmo. Além disso, é importante compreender o comportamento das propriedades térmicas desses dois constituintes (concreto e aço) do concreto armado.

5.4.1 Propriedades mecânicas do concreto

Em conformidade com Costa (2008), é necessário conhecer as propriedades térmicas do material, principalmente as resistências à compressão e à tração, e o módulo de elasticidade. Geralmente, os modelos matemáticos que representam as propriedades mecânicas em função do aumento da temperatura são obtidos por meio de resultados experimentais ou modelagens numéricas.

Segundo Oliveira (2006), as altas temperaturas presente na situação de incêndio provocam fenômenos fisicos e químicos que resultam na redução das propriedades mecânicas do concreto como resistência a compressão e à tração e módulo de elasticidade, comprometendo assim a capacidade resistente dos elementos estruturais.

Dessa forma, a NBR 15200 (ABNT,2012) apresenta os coeficientes de redução que regulamentam o comportamento mecânico do concreto em função da temperatura.

5.4.1.1 Resistência à compressão

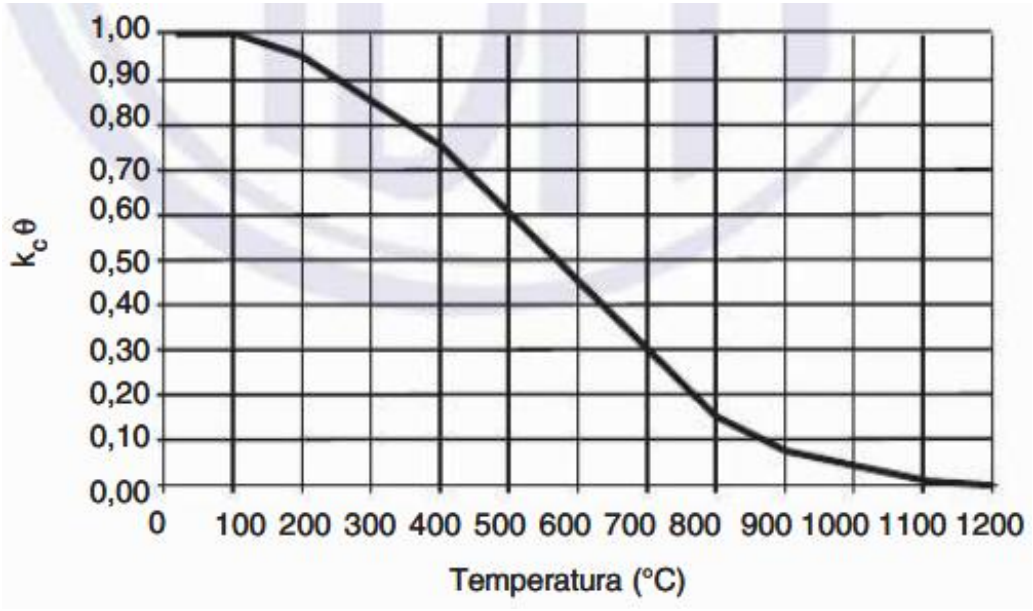
Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), a resistência à compressão do concreto decresce com o acréscimo de temperatura conforme a *Equação 17*.

$$fc,\theta = kc,\theta \,.\, fc,k \qquad (17)$$

Onde:

- kc,θ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ, encontrado por meio do ábaco da *Figura 09*;
- fc,θ é a resistência característica à compressão do concreto em função da temperatura θ.

Figura 09 - Fator de redução da resistência do concreto silicoso em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

Ainda seguindo a NBR 15200 (ABNT, 2012), são tabelados os valores do fator de redução da resistência do concreto de acordo com a temperatura (*Tabela 01*). É importante destacar que tanto as informações da *Figura 09* quanto as da *Tabela 01* são utilizadas para concretos preparados predominantemente com agregados silicosos e de massa específica normal (2000 Kg/m³ a 2800 Kg/m³). Considerando valores intermediários de temperatura, a NBR 15200 (ABNT, 2012) recomenda a realização de interpolação linear para a obtenção do fator de redução.

Tabela 01- Fator de redução da resistência do concreto silicoso em função da temperatura.

TEMPERATURA DO CONCRETO °C	kc,θ
1	2,00
20	1,00
100	1,00
200	0,95
300	0,85
400	0,75
500	0,60
600	0,45
700	0,30
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0,00

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

5.4.1.2 Resistência à tração

A NBR 15200 (ABNT, 2012) não apresenta coeficiente de redução para resistência de tração do concreto, pois é considerado esse esforço sendo resistido pelas armaduras de aço, considerando o concreto somente na compressão. Ainda assim, o EN 1992-1-2 (Eurocode, 2004), pondera essa propriedade para as situações na qual ela deve ser considerada, apresentadas nas *Equações 18* e *19* como forma de determinação:

- Para θ ≤ 100 °C:

$$f_{ct,\theta} = f_{ct} \tag{18}$$

- Para 100 < θ ≤ 600 °C:

$$f_{ct,\theta} = \left[1 - \left(\frac{\theta - 100}{500}\right)\right] f_{ct} \tag{19}$$

Onde:

f_{ct} é resistência à tração do concreto à temperatura ambiente (20 °C), em Megapascal (MPa);

$f_{ct,\theta}$ é a resistência à tração do concreto à temperatura elevada, em Megapascal (MPa).

5.4.1.3 Módulo de elasticidade

Outra propriedade do concreto que também é afetada negativamente pelo aumento da temperatura é o módulo de elasticidade, que de acordo com EN 1992-1-2 (Eurocode, 2004) decresce conforme a *Equação 20*.

$$Eci,\theta = kcE,\theta \,.\, Eci \tag{20}$$

Onde:

- Eci,θ é o módulo de elasticidade inicial do concreto em função da temperatura θ.

Sendo:

$$kcE,\theta = kc,\theta^{\,2} \tag{21}$$

Onde:

- kcE,θ é o fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ, sendo encontrado pela *Equação 21*.

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), essa propriedade, assim como a resistência a tração pode ser determinada para a situação excepcional de incêndio, a partir da resistência à compressão na temperatura θ (fc,θ), substituindo o valor do mesmo nas equações 03 e 06, que são usadas para encontrar a resistência média à tração ($f_{ct,m}$) e o módulo de elasticidade do concreto (E_{ci}). Para as análises realizadas nesse trabalho, essa metodologia da NBR 15200 (ABNT, 2012) é o processo de verificação utilizado para redução das propriedades mecânicas do concreto, visto que o programa computacional *TQS (2020)* trabalha dessa forma.

5.4.2 Propriedades mecânicas do aço

Conforme colocado por Landi (1986), os problemas mais graves de uma estrutura de concreto armado ocorrem quando a sua armadura atinge temperaturas da ordem de 500 a 600°C, pois nesse intervalo o aço perde sensivelmente sua resistência à tração, comprometendo a estrutura como um todo.

5.4.2.1 Resistência característica

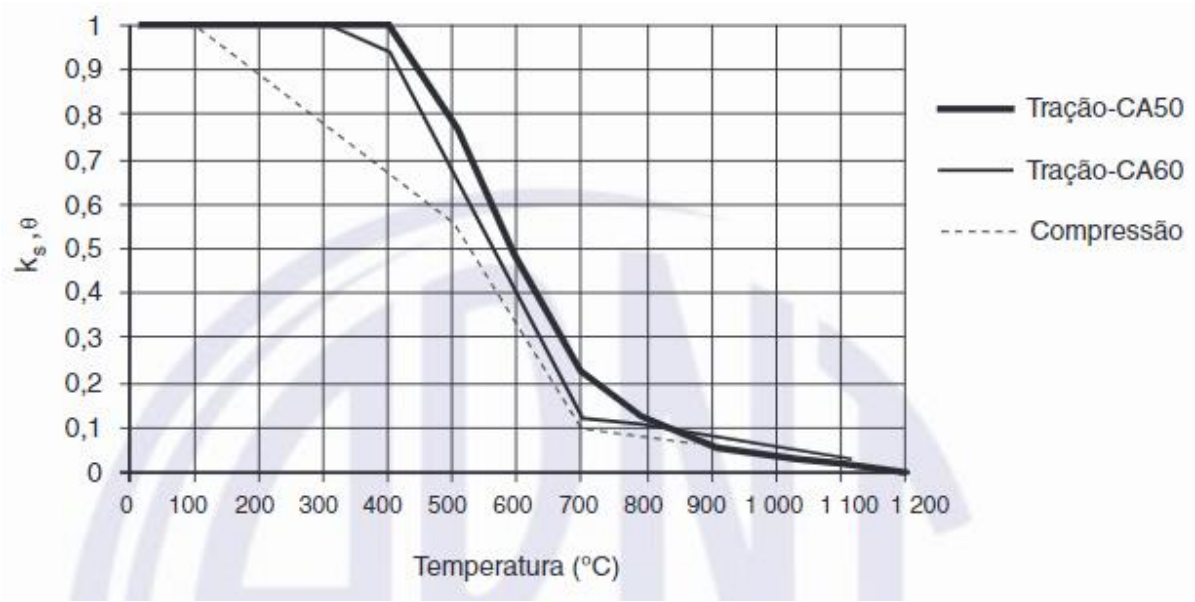
De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), a resistência do aço de armadura passiva é reduzida com o aumento da temperatura, seguindo a *Equação 22*.

$$fy,\theta = kS,\theta \,.\, fy,k \qquad (22)$$

Onde:

- fy,k é a resistência característica do aço de armadura passiva em situação normal;
- kS,θ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ, encontrado por meio do gráfico da *Figura 10*;
- fy,θ é a resistência característica do aço de armadura passiva em função da temperatura θ.

Figura 10 - Fator de redução da resistência do aço em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

No gráfico para obtenção do fator de redução (kS,θ), é necessário se atentar quais das curvas usar como referência. As curvas cheias, ou seja, não tracejadas, são aplicadas quando o $\varepsilon yi \geq 2\%$, ocorrendo normalmente em armaduras tracionadas de vigas e lajes. Além disso, uma delas se refere ao aço CA-50 e a outra ao CA-60. Já a curva tracejada é aplicada quando $\varepsilon yi \leq 2\%$, ocorrendo normalmente em armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

5.4.2.2 Módulo de elasticidade

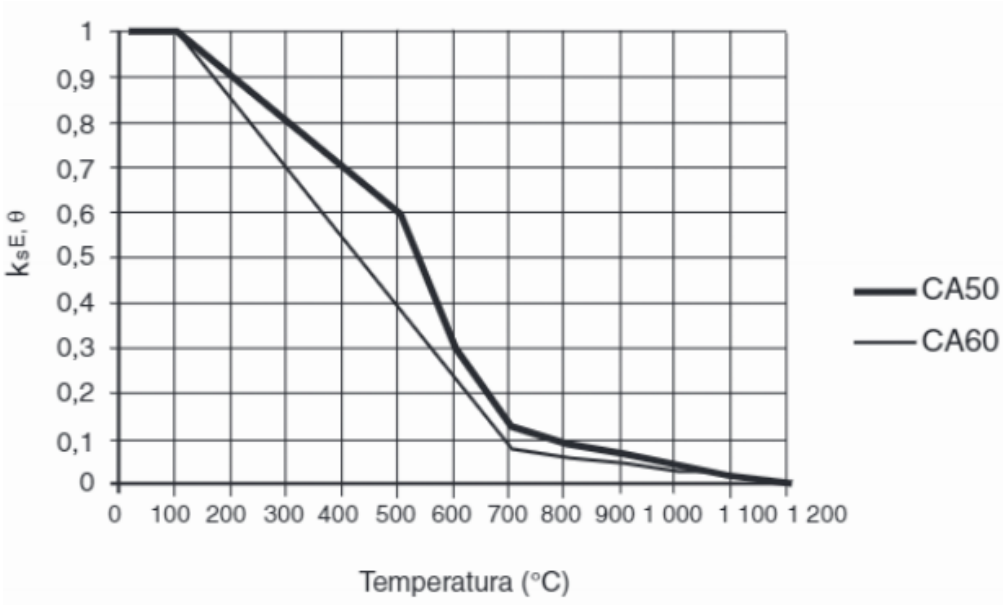
Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), o módulo de elasticidade do aço também sofre decréscimo com elevação da temperatura, seguindo a *Equação 23.*

$$ES, \theta = kSE, \theta \, . Es \qquad (23)$$

Onde:

- Es é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em situação normal;
- kSE, θ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ, encontrado por meio do gráfico da *Figura 11*;
- ES, θ é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura θ.

Figura 11 - Gráfico do fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura.



Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012).

Facilitando a busca de dados em relação aos coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço de armaduras passivas, a NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta a *Tabela 02* a seguir:

Tabela 02 - Resumo dos coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço em armaduras passivas.

Temperatura do aço (°C)	kS, θ			kSE, θ	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
1	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87

300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

5.4.3 Propriedades térmicas do concreto

Segundo Guo e Shi (2011), os componentes do concreto possuem diferentes composições químicas minerais, com isso, as propriedades térmicas de cada componente são distintas. Como o componente de maior porcentagem na dosagem do concreto, usualmente, são os agregados, é esse o principal influenciador das propriedades térmicas do concreto.

Conforme Padre (2017), as propriedades mais importantes para a análise térmica dos materiais são a massa específica, influenciada pela perda de água da matriz do concreto e pela variação de volume devido a expansão do material, o calor específico, que indica a variação de temperatura do material ao receber calor, e a condutividade térmica, que indica a capacidade do material de conduzir o calor recebido. Além dessas, o alongamento relativo também deve ser analisado.

5.4.3.1 Alongamento relativo

Alongamento é a razão ente a variação de comprimento com o comprimento inicial, nesse caso, a variação ocorre em função da temperatura, podendo ser chamado de alongamento térmico. De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), essa propriedade pode ser determinada da seguinte forma:

- Para 20 °C ≤ θ_c < 700 °C:

$$\frac{\Delta l}{l} = 9 \times 10^{-6}\theta_c + 2{,}3 \times 10^{-11}{\theta_c}^3 - 1{,}8 \times 10^{-4} \quad (24)$$

- Para 700 °C ≤ θ_c ≤ 1200 °C:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-3} \quad (25)$$

Onde:

l: é o comprimento da peça de concreto de densidade normal a 20 °C;

Δl: é a variação do comprimento da peça de concreto de densidade normal provocada pela temperatura θ;

θc: é a temperatura do concreto, em graus Celsius.

A mesma norma ainda apresenta uma simplificação na determinação dessa propriedade térmica do concreto, considerando a relação entre o alongamento específico do concreto de densidade normal e temperatura, uma constante, e que pode ser calculada pela *Equação 26* a seguir:

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \times 10^{-3}(\theta_c - 20) \quad (26)$$

5.4.3.2 Calor específico

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), o calor específico do concreto seco (Cp), ou seja, com umidade igual a zero por cento (0%), silicoso ou calcáreo, pode ser determinado da seguinte forma:

- Para 20°C ≤ θ ≤ 100°C:

$$Cp(\theta) = 900\ [J/kg\ °C] \quad (27)$$

- Para 100°C < θ ≤ 200°C:

$$Cp(\theta) = 900 + (\theta - 100)\ [J/kg\ °C] \quad (28)$$

- Para 200°C < θ ≤ 400°C:

$$Cp(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2\ [J/kg\ °C] \quad (29)$$

- Para 400°C < θ ≤ 1200°C:

$$Cp(\theta) = 1100\ [J/kg\ °C] \quad (30)$$

Onde:

θ: é a temperatura do ambiente, em graus Celsius (°C).

5.4.3.3 Condutividade térmica

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), a condutividade térmica do concreto (λ) de densidade normal, medida em watts por metro e por grau Celsius (W/m°C), pode ser calculada, para 20 °C ≤ θ_c ≤ 1200 °C, pela *Equação 31* a seguir:

$$\lambda = 1{,}36 - 0{,}136\frac{\theta_c}{100} + 0{,}0057\left(\frac{\theta_c}{100}\right)^2 \quad (31)$$

A norma ainda apresenta de forma simplificada, considerando a condutividade térmica em função da temperatura, uma constante, e nesse caso sendo considerada igual a 1,3 W/m °C.

5.4.3.4 Massa específica

Segundo a NBR 14323 (ABNT, 2013), a massa específica do concreto de densidade normal (ρcn) é a mesma independentemente da mudança de temperatura, podendo considerar um valor constante de:

$$\rho cn = 2400\ kg/m^3 \quad (32)$$

Já a NBR 15200 (ABNT, 2012) considera que há uma variação da densidade em função da temperatura por meio da perda de água. Essa variação pode ser determinada da seguinte forma:

- Para 20°C ≤ θ < 115°C:

  $\rho cn = \rho(20°C)$, sendo geralmente 2400 kg/m³ nos casos de concretos de densidade normal.

- Para 115°C < θ ≤ 200°C:

  $$\rho cn = \rho(20°C)\ x\ (1 - 0{,}02\ (\theta - 115)\ /85) \quad (33)$$

- Para 200°C < θ ≤ 400°C:

  $$\rho cn = \rho(20°C)\ x\ (0{,}98 - 0{,}03\ (\theta - 200)\ /200) \quad (34)$$

- Para 400°C < θ ≤ 1200°C:

  $$\rho cn = \rho(20°C)\ x\ (0{,}95 - 0{,}07\ (\theta - 400)\ /800) \quad (35)$$

5.4.4 Propriedades térmicas do aço

Sendo destacado por Lie e Lin (1985), o aço apresenta, em geral, propriedades térmicas mais elevadas em comparação às do concreto. Sua maior condutividade térmica, por exemplo, permite uma absorção melhor do calor. Apesar disso, as propriedades térmicas do aço, no contexto da análise exclusivamente térmica de uma peça de concreto armado, comumente são desprezadas.

Segundo Albuquerque (2012), a presença e a posição do aço não alteram de maneira significativa a distribuição das temperaturas na estrutura, pois a área das barras de aço em comparação à de concreto é muito reduzida e a temperatura em suas seções é uniformizada rapidamente. Em análise térmica de estruturas de concreto armado, caso o aço não seja modelado, costuma-se assumir, de maneira simplificada, para o aço o mesmo valor da temperatura observado no concreto localizado em suas adjacências.

Mesmo considerando essas informações, o trabalho apresenta o comportamento das propriedades térmicas do aço em função da temperatura, pois as mesmas são importantes na análise estrutural.

5.4.4.1 Alongamento relativo

Alongamento é a razão ente a variação de comprimento com o comprimento inicial, nesse caso, a variação ocorre em função da temperatura, podendo ser chamado de alongamento térmico. De acordo com a NBR 14323 (ABNT, 2013), essa propriedade pode ser determinada da seguinte forma:

- Para 20°C ≤ θ_a < 750°C:

$$\frac{\Delta la}{la} = 1{,}2 \times 10^{-5}\theta_a + 0{,}4 \times 10^{-8}{\theta_a}^2 - 2{,}416 \times 10^{-4} \quad (36)$$

- Para 750°C ≤ θ_a ≤ 860°C:

$$\frac{\Delta la}{la} = 1{,}1 \times 10^{-2} \quad (37)$$

- Para 860°C < θ_a ≤ 1200°C:

$$\frac{\Delta la}{la} = 2 \times 10^{-5}\theta_a - 6{,}2 \times 10^{-3} \quad (38)$$

Onde:

Δla: é a expansão térmica da peça de aço provocada pela temperatura;

la: é o comprimento inicial da peça de aço a 20°C;

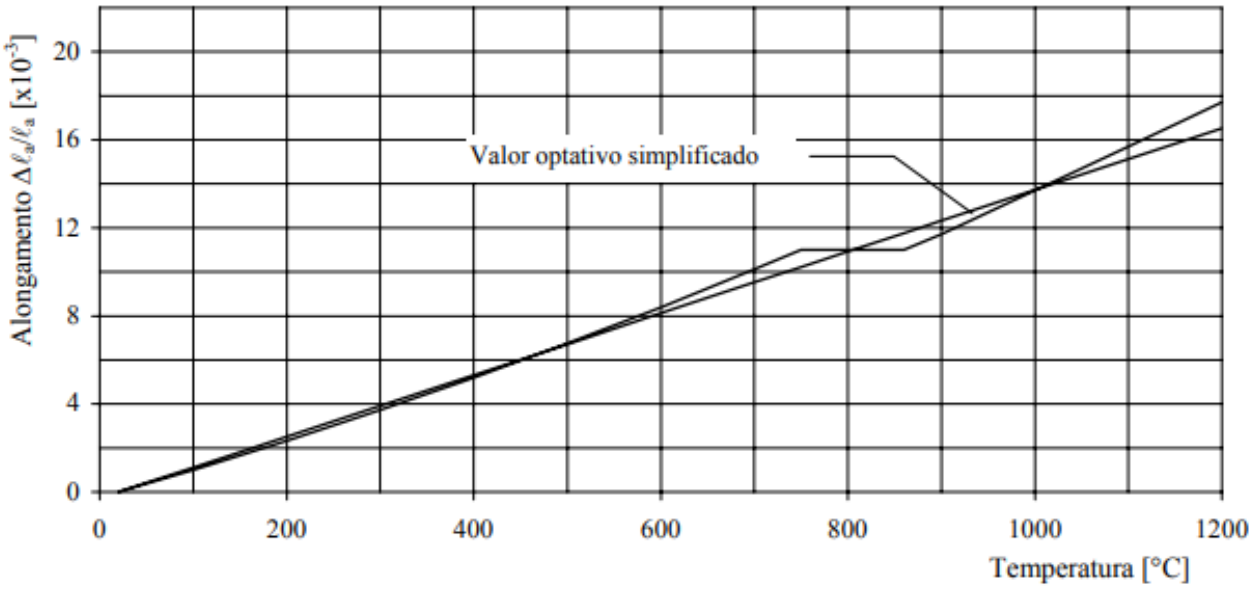
θ_a: é a temperatura da peça de aço, em Graus Celsius.

Como um meio de facilitar e padronizar a ação térmica no alongamento das peças de aço, a NBR 14323 (ABNT, 2013) considera constante a relação entre o alongamento e a temperatura, resultando na *Equação 39* a seguir:

$$\frac{\Delta la}{la} = 1{,}4 \times 10^{-6}(\theta_a - 20) \qquad (39)$$

Considerando essas equações, a mesma norma apresenta um gráfico contido na *Figura 12*:

Figura 12 - Gráfico do Alongamento do aço em função da temperatura.



Fonte: NBR 14323 (ABNT, 2013).

5.4.4.2 Calor específico

Essa propriedade térmica do aço também sofre alterações em função da temperatura. Sua unidade de medida será expressa em joule por quilograma e por grau Celsius (J/kg °C) e para a sua determinação, a NBR 14323 (ABNT,2013) apresenta a seguinte forma:

- Para 20°C ≤ θ_a < 600°C:

$$Ca = 425 + 7{,}73 \times 10^{-1}\,\theta_a - 1{,}69 \times 10^{-3}{\theta_a}^2 + 2{,}22 \times 10^{-6}{\theta_a}^3 \quad (40)$$

- Para 600°C < θ_a < 735°C:

$$Ca = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (41)$$

- Para 735°C < θ_a < 900°C:

$$Ca = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (42)$$

- Para 900°C < θ_a ≤ 1200°C:

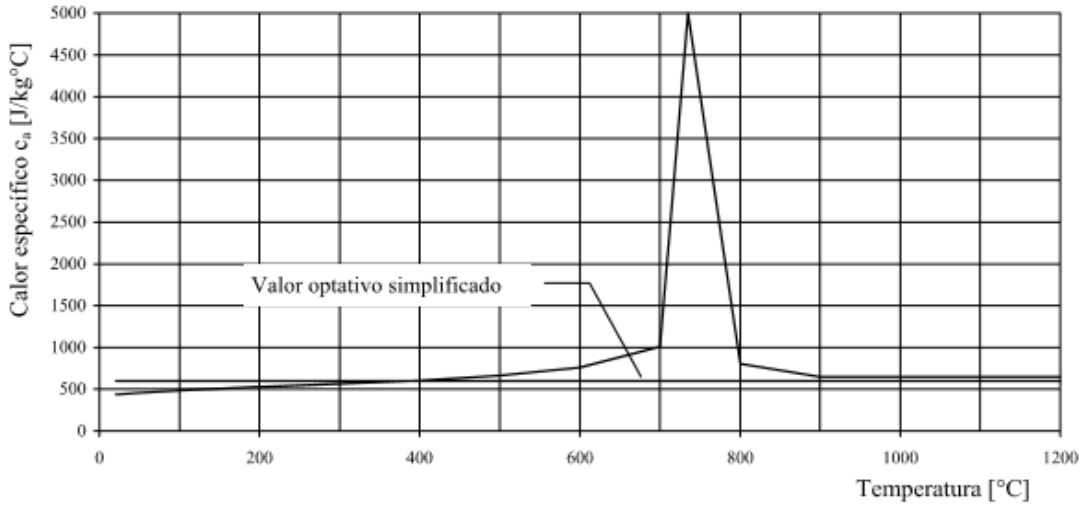
$$Ca = 650 \quad (43)$$

De forma simplificada, a NBR 14323 (ABNT, 2013), considera o valor do calor específico do aço independente da temperatura, ou seja, um valor constante de:

$$Ca = 650\ \mathrm{J/kg\ °C} \quad (44)$$

Considerando essas equações, a mesma norma apresenta um gráfico de acordo com a *Figura 13*:

Figura 13 - Gráfico do Calor específico em função da temperatura.



Fonte: NBR 14323 (ABNT, 2013).

5.4.4.3 Condutividade térmica

De acordo com a NBR 14323 (ABNT, 2013), a condutividade térmica do aço (λa) é influenciada pela temperatura e sua unidade de medida é dada em watt por

metro e por grau Celsius (W/m °C). Para a determinação dessa propriedade a norma apresenta a seguinte situação:

- Para 20°C ≤ θ_a < 800°C:

$$\lambda a \ = \ 54 - 3{,}33 \times 10^{-2} \ \theta_a \ \ [\mathrm{W/m\,°C}] \qquad (45)$$

- Para 600°C < θ_a < 735°C:

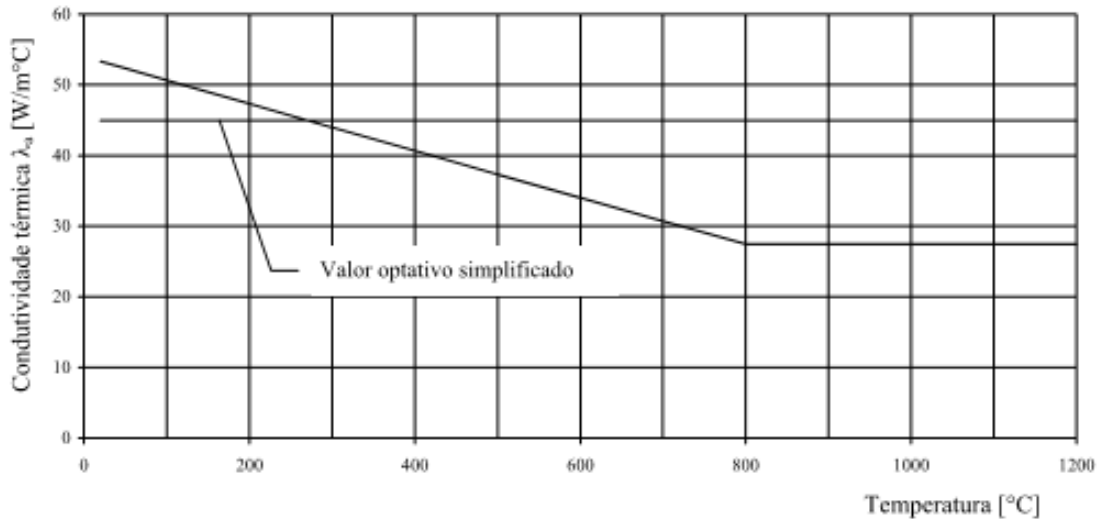
$$\lambda a \ = \ 27{,}3 \ [\mathrm{W/m\,°C}] \qquad (46)$$

De forma simplificada, a NBR 14323 (ABNT,2013), afirma que o valor da condutividade térmica pode ser considerado independente da temperatura, sendo um valor constante de:

$$\lambda a \ = \ 45 \ \mathrm{W/m\,°C} \qquad (47)$$

Considerando as *Equações 45, 46* e *47*, é encontrado um gráfico de condutividade térmica em função da temperatura (*Figura 14*) que representa as duas situações colocadas anteriormente.

Figura 14 - Gráfico de Condutividade térmica em função da temperatura.



Fonte: NBR 14323 (ABNT, 2013).

5.4.4.4 Massa específica

Segundo a NBR 14323 (ABNT, 2013), a massa específica do aço (ρa) não é alterada com a mudança de temperatura, podendo considerar um valor constante de:

$$\rho a \ = \ 7850 \ kg/m^3 \qquad (48)$$

5.4.5 Verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio

Como é colocado pela NBR 15200 (ABNT,2012), em condições usuais, as estruturas são projetadas à temperatura ambiente, não considerando assim a situação de incêndio. Todavia, a norma considera os efeitos do fogo e apresenta a verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio. Essa averiguação, segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), deve ser realizada apenas no estado limite último (ELU) para a combinação excepcional, sendo determinada pela *Equação 49* presente na NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$F_{d,fi} = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + F_{qexc} + \gamma_q \sum_{2}^{n} \Psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \qquad (49)$$

Onde:

$F_{d,fi}$ é o esforço de cálculo em situação de incêndio;

γ_g é o coeficiente de ponderação das ações permanentes;

γ_q é o coeficiente de ponderação das ações variáveis;

F_{gk} é a ação permanente com seu valor característico;

F_{qjk} é a ação variável com seu valor característico;

F_{qexc} é a ação variável excepcional;

$F_{\varepsilon gk}$ são as ações indiretas permanentes;

$F_{\varepsilon qk}$ são as ações indiretas variáveis;

$\gamma_{\varepsilon g}$ coeficiente de ponderação para as ações indiretas permanentes;

$\gamma_{\varepsilon q}$ coeficiente de ponderação para as ações indiretas variáveis;

Ψ_{0j} é o fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas;

$\Psi_{0\varepsilon}$ é o fator de redução de combinação para as ações variáveis indiretas.

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), nessa verificação, usualmente são desprezados os esforços decorrentes de deformações impostas, por serem muito reduzidos e pelas grandes deformações plásticas que ocorrem na situação de incêndio. Dessa forma, a ação do incêndio se traduz apenas na redução da resistência dos materiais e na capacidade dos elementos estruturais, com isso, a verificação da estrutura em situação de incêndio é realizada no objetivo de comprovar a condição colocada pela *Equação 50* a seguir:

$$S_{d,fi} = \left(\gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum_{2}^{n} \Psi_{0j}\, F_{qjk}\right) \leq R_{d,fi}[f_{ck,\theta}, f_{yk,\theta},] \qquad (50)$$

Onde:

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

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

Esses esforços foram desconsiderados considerando a tabela de coeficientes de ponderação para ELU apresentada pela *Figura 15*, presente na NBR 6118 (ABNT,2014). Nessa tabela, é observado, na linha de combinações excepcionais, que o coeficiente de ponderação para ações variáveis provocadas por temperatura é igual a zero, assim como os coeficientes para recalques e retrações.

Figura 15 - Tabela de Coeficientes de Ponderação para 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 [a]	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

onde

D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

De forma alternativa, a NBR 15200 (ABNT, 2012), recomenda, em caso de ausência de qualquer solicitação gerada pelas deformações causadas na situação de incêndio, que a solicitação de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$) seja admitida como 70% da solicitação de cálculo para situação normal de uso (temperatura ambiente), considerando apenas as combinações de ações que não incluem a ação do vento, sendo expressa pela *Equação 51* a seguir:

$$S_{d,fi} = 0{,}7 S_d \qquad (51)$$

Onde:

S_d: é a solicitação de cálculo em situação normal (temperatura ambiente).

5.4.6 Método tabular de verificação ao incêndio

A NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta quatro métodos para verificação da ação do fogo nas estruturas de concreto armado: Método tabular, Método simplificado de cálculo, Métodos avançados de cálculo e Método experimental. Contudo, no presente trabalho será abordado somente o Método tabular, pois o mesmo é o procedimento utilizado pelo programa computacional *TQS (2020).*

O Método tabular, como o próprio nome já induz, é formado por tabelas pré-determinadas, que servem como parâmetros para as verificações. Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), esse método consiste em atender dimensões mínimas tabeladas, em função do tipo de elemento e do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), seguindo as limitações impostas.

As dimensões mínimas analisadas são a largura, no caso de vigas, a espessura no caso de lajes e a seção transversal no caso de pilares. Além dessas, é analisada também, para os três tipos de elementos, a distância do eixo das armaduras longitudinais a face externa da peça de concreto, determinada como c_1.

Vale ressaltar que todas as dimensões devem respeitar também as limitações colocadas na NBR 6118 (ABNT, 2014) e que os valores apresentados nas tabelas da NBR 15200 (ABNT, 2012), no que tange a c_1, são para armaduras passivas e longitudinais. Além disso, a norma aconselha a fazer a interpolação para valores intermediários para qualquer dado utilizado das tabelas.

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), é permitida a consideração do revestimento na determinação do c_1, seguindo as seguintes determinações:

- Revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia tem 67% de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimento de argamassa de cimento e areia aderentes tem 100% de eficiência relativa ao concreto;
- Revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente podem ser considerados, desde que sua eficiência e aderência na situação de incêndio sejam comprovadas experimentalmente.

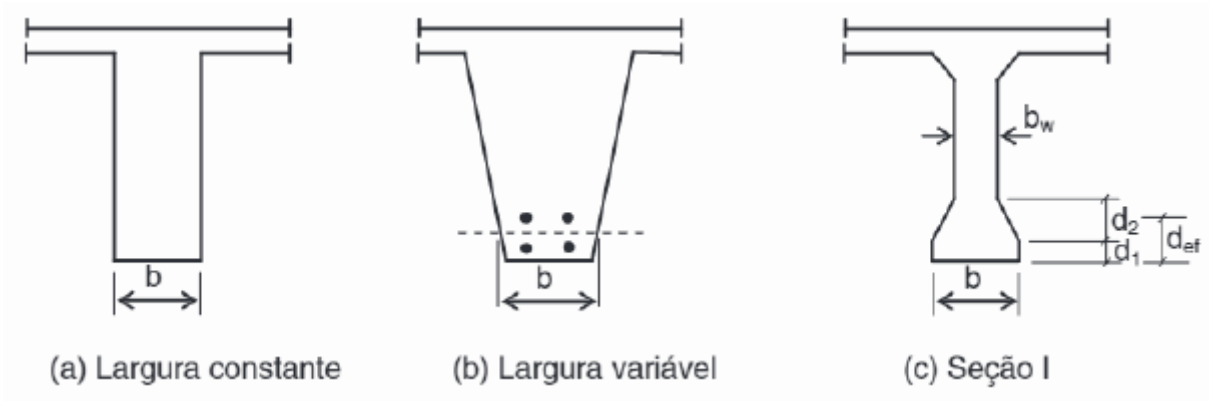
No caso das dimensões mínimas das seções transversais dos pilares e de lajes lisa e cogumelo não é permitida a consideração de acréscimo de valor referente aos revestimentos.

5.4.6.1 Método tabular para as vigas

Os valores tabelados na NBR 15200 (ABNT, 2012) consideram a hipótese de vigas com aquecimento em três lados, sob laje. Contudo, esses valores podem ser aplicados também em vigas aquecidas nos quatro lados, desde que a sua altura não seja menor que $b_{mín}$ e a área da seção transversal não seja inferior a $2 \times b_{mín}$, sendo o $b_{mín}$ a dimensão mínima do elemento.

Segundo a mesma norma, para vigas com larguras variáveis, o $b_{mín}$ refere-se ao valor mínimo de largura, chamado de b, medido ao nível do centro geométrico das armaduras, enquanto o b_w é o menor valor de largura da alma. Para melhor exemplificar é apresentada a *Figura 16* a seguir:

Figura 16 - Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal



Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Considerando isso, a NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta duas tabelas para verificação de incêndio em vigas, uma para vigas biapoiadas *Figura 17*, e outra para vigas contínuas ou de pórticos *Figura 18.*

Figura 17 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas.

TRRF min	Combinações de b_{min}/c_1 mm/mm				$b_{wmín}$ 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

[a] Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescendo-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Figura 18 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos.

TRRF min	Combinações de b_{min}/c_1 mm/mm				$b_{wmín}$ 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_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescendo-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

5.4.6.2 Método tabular para as lajes

Para as lajes, considerando que as mesmas devem possuir a função corta-fogo, dificultando, eventualmente, o alastramento do incêndio para os pavimentos superiores. Com isso, a NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta 6 tabelas para verificação de incêndio para lajes, mostradas da *Figura 19* a *Figura 24*.

Figura 19 – Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas.

TRRF min	h [a] mm	c_1 mm		
		Laje armada em duas direções [b]		Laje armada em uma direção $\ell_y/\ell_x > 2$
		$\ell_y / \ell_x \leq 1,5$	$1,5 < \ell_y / \ell_x \leq 2$	
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

a Dimensões mínimas para garantir a função corta-fogo.

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

c Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescendo-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Figura 20 – Dimensões mínimas para lajes contínuas.

TRRF min	h [a] mm	c_1 [b] mm
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_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescendo-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Figura 21 – 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

[a] Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescendo-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Figura 22 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas.

TRRF min	Nervuras Combinações de $b_{mín}/c_1$ a mm/mm			**Capa** [b] h/c_1 mm/mm
	1	2	3	
30	80/15			60/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30

[a] $b_{mín}$ corresponde à largura mínima da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras.

[b] h é a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo.

[c] Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescendo-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Figura 23 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas.

TRRF min	Nervuras Combinações de $b_{mín}/c_1$ [a] mm/mm			Capa [b] h/c_1 mm/mm
	1	2	3	
30	80/10			60/10
60	100/25	120/15	190/10	80/10
90	120/35	160/25	250/15	100/15
120	160/45	190/40	300/30	120/20
180	310/60	600/50		150/30

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

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Figura 24 – Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção.

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

[a] Os valores de c_1 indicados nesta tabela são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescendo-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

5.4.6.3 Método tabular para os pilares

No caso dos pilares, a NBR 15200 (ABNT, 2012) apresenta duas tabelas para verificação de incêndio nesses elementos estruturais, porém a tabela de pilar-parede não será considerada neste trabalho. Sendo assim, tem-se a seguinte tabela (*Figura 25*), na qual considera os pilares com somente uma face exposta à ação do fogo:

Figura 25 - 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: NBR 15200 (ABNT, 2012)

5.5 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), é definido pela NBR 14432 (ABNT, 2001), como o tempo mínimo que um elemento construtivo em situação de incêndio deve resistir ao fogo, nesse caso, considerando o incêndio padrão determinado pela Equação 01. Ainda segundo a mesma norma, esse tempo requerido é a representação da ação correspondente ao incêndio, sendo o intervalo de tempo de exposição ao incêndio padrão, e determinado a partir das características da construção e do seu uso.

Vale ressaltar que o TRRF não é o tempo de duração do incêndio, nem o tempo necessário para evacuação da edificação ou ação dos bombeiros. Porém, esse valor é determinado com o objetivo de possibilitar a fuga dos usuários do edifício, segurança das operações dos bombeiros e minimizar os danos na infraestrutura da localidade (CARVALHO, 2019).

5.5.1 Determinação do TRRF

Em conformidade com a NBR 14432 (ABNT, 2001), os critérios para as determinações consideram a severidade e potencial destrutivo dos incêndios,

influenciados por fatores como tipo de ocupação, área, profundidade do subsolo, altura da edificação e facilidade de acesso para combate ao incêndio.

Alguns edifícios apresentam tipos de ocupação distintos, dessa forma a NBR 14432 (ABNT, 2001) considera ocupação mista quando a área é destinada às ocupações principais diversas, excluindo a maior delas, seja superior a 10% da área total do compartimento onde se situa. Não é considerado ocupação mista o conjunto de atividades onde predomina uma atividade principal que possua atividades secundárias fundamentais para a realização da primeira.

A mesma norma apresenta critérios para determinação do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), são eles:

- Quando um elemento for participante de mais de uma edificação, o mesmo deve atender ao maior dos tempos de resistência ao fogo entre os estabelecidos para as diversas situações;
- Quando um pavimento do subsolo, devido à inclinação do terreno, tiver um lado aberto no nível térreo, permitindo exaustão de fumaça e acesso para combate do incêndio, pode-se adotar para os elementos construtivos deste pavimento o exemplo de resistência ao fogo aplicado aos pavimentos acima do solo, sendo que a ocupação desses sejam análogos.
- Quando uma edificação apresentar ocupação mista, não havendo compartimentação garantindo a separação destas ocupações, é aplicado os tempos requeridos de resistência ao fogo correspondente à ocupação que leva as exigências mais rigorosas;
- Quando uma edificação apresentar ocupação mista, havendo compartimentação garantindo a separação destas ocupações, os tempos requeridos de resistência ao fogo podem ser considerados independentemente para cada uma delas.

Os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) devem ser determinados conforme a *Tabela A-1* do *Apêndice A*, obedecendo-se as recomendações e considerações a seguir:

- O grupo, a ocupação/uso e a divisão estão especificados na *Tabela 03*;

- 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;
- O TRRF das edificações pertencentes às divisões F-3, F-4 e F-7 das classes P4 e P5 devem ser de 30 minutos e 60 minutos, respectivamente, e os das classes S2 e S1, de 90 minutos e 60 minutos, respectivamente;
- O TRRF das vigas que não pertençam ao sistema responsável pela estabilidade estrutural da edificação não necessita ser maior que 60 minutos, exceto para edificações com altura superior a 45 metros, para as quais o TRRF não necessita ser maior que 90 minutos;
- O TRRF das lajes da edificação não necessita ser maior que 90 minutos, exceto para edificações com altura superior a 45 metros;
- Em uma mesma edificação, o TRRF do subsolo não pode ser tomado menor que o dos pavimentos situados acima do solo;
- Todas as edificações abrangidas devem possuir as saídas de emergência dimensionadas conforme a NBR 9077 (ABNT, 2011).

Vale ressaltar, que além de obedecer às recomendações e considerações presentes na NBR 15200 (ABNT, 2012), a estrutura deve seguir os preceitos situados nas leis estaduais e municipais. Com isso, para as análises de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), é necessário, obrigatoriamente, adotar os valores de TRRF sugeridos pelo Corpo de Bombeiros Militar do Estado do Tocantins (CBM/TO), contidos na NT 06 – Segurança estrutural das edificações, conforme o *Apêndice A*.

Para entendimento sobre grupo, ocupação/uso e divisão, deve-se consultar a Lei Estadual nº 1.828: Segurança contra Incêndio e Pânico em Edificações e Áreas de Risco no Estado do Tocantins (2007). Desta legislação, é utilizada a *Tabela 03*, que contém a classificação das edificações e áreas de risco quanto à ocupação.

Tabela 03 - Classificação das edificações quanto a sua Ocupação.

Classificação das Edificações quanto a sua Ocupação				
Grupo	Ocupação/ Uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas (isoladas e não isoladas) e condomínios horizontais
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral

		A-3	Habitações coletivas	Pensionatos, internatos, alojamentos, mosteiros, conventos, residências geriátricas. Capacidade máxima de 16 leitos
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, pousadas, albergues, casas de cômodos e divisão A3 com mais de 16 leitos. E assemelhado
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais) e assemelhados
C	Comercial varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Armarinhos, artigos de metal, louças, artigos hospitalares e outros
		C-2	Comércio em geral, de médio e grande porte	Edifícios de lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercados e outros
		C-3	Centros comerciais	Centro de compras em geral (shopping centers)
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros, centros profissionais e assemelhados
		D-2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G-4)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
		D-4	Laboratórios	Laboratórios de análises clínicas sem internação, laboratórios químicos, fotográficos e assemelhados
E	Educacional e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitário e outros
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira, escolas religiosas e assemelhados
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais, ginástica (artística, dança, musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e assemelhados

		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternais, jardins de infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
F	Locais de reunião de público	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Museus, centros de documentos históricos e outros
		F-2	Local religioso e velório	Igrejas, capelas, sinagogas, mesquitas, templos, cemitérios, crematórios, necrotérios, salas de funerais e assemelhados
		F-3	Centro esportivo e de exibição	Estádios, ginásios e piscinas com arquibancadas, rodeios, autódromos, sambódromos, arenas em geral, academias, pista de patinação e assemelhados
		F-4	Estações e terminais de passageiros	Estações rodoferroviárias e marítimas, portos, metrô, aeroportos, heliponto, estações de transbordo em geral e assemelhados
		F-5	Arte cênica e auditório	Teatros em geral, cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão, auditórios em geral e assemelhados
		F-6	Clubes sociais e diversão	Boates, clubes em geral, salões de baile, restaurantes dançantes, clubes sociais, bingo, bilhares, tiro ao alvo, boliche e assemelhados
		F-7	Construções provisórias	Circos e assemelhados
		F-8	Locais para refeições	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés, refeitórios, cantinas e assemelhados
		F-9	Recreação pública	Jardim zoológico, parques recreativos e assemelhados. Edificações permanentes
		F-10	Exposição de objetos e animais	Salões e salas de exposição de objetos e animais, show-room, galerias de arte, aquários, planetários e assemelhados. Edificações permanentes
G	Serviços automotivos	G-1	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento	Garagens automáticas
		G-2	Garagens com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação, em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)

		G-3	Locais dotados de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-4	Serviços de conservação, manutenção e reparos	Oficinas de conserto de veículos, borracharia (sem recauchutagem). Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de Motores
		G-5	Hangares	Abrigos para aeronaves com ou sem abastecimento
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1	Hospitais veterinários e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento)
		H-2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, hospitais psiquiátricos, reformatórios, tratamento de dependentes de drogas, álcool. E assemelhados. Todos sem celas
		H-3	Hospitais e assemelhados	Hospitais, casa de saúde, prontos-socorros, clínicas com internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde e puericultura e assemelhados com internação
		H-4	Repartição pública, edificações das forças armadas e policiais	Edificações do Executivo, Legislativo e Judiciário, tribunais, cartórios, quartéis, centrais de polícia, delegacias, postos policiais e assemelhados
		H-5	Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Edificações do Executivo, Legislativo e Judiciário, tribunais, cartórios, quartéis, centrais de polícia, delegacias, postos policiais e assemelhados
		H-6	Clínica e consultório médico e Odontológico	Clínicas médicas, consultórios em geral, unidades de hemodiálise, ambulatórios e assemelhados. Todos sem internação
I	Industrial	I-1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados apresentam baixo potencial de incêndio. Locais aonde a carga de incêndio não chega a 300 MJ/m²	Atividades que manipulam materiais com baixo risco de incêndio, tais como fábricas em geral, onde os processos não envolvem a utilização intensiva de materiais combustíveis (aço; aparelhos de rádio e som; armas; artigos de metal; gesso; esculturas de pedra; ferramentas; fotogravuras; joias; relógios; sabão; serralheria; suco de frutas; louças; metais; máquinas)

		I-2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados apresentam médio potencial de incêndio locais com carga de incêndio de 300 Mj/m² a 1200 Mj/m²	Atividades que manipulam materiais com médio risco de incêndio, tais como: artigos de vidro; automóveis, bebidas destiladas; instrumentos musicais; móveis; alimentos marcenarias, fábricas de caixas e assemelhados
		I-3	Locais onde há alto risco de incêndio. Com carga de incêndio que ultrapassa 1200 Mj/m²	Fabricação de explosivos, atividades industriais que envolvam líquidos e gases inflamáveis, materiais oxidantes, destilarias, refinarias, ceras, espuma sintética, elevadores de grãos, tintas, borracha e assemelhados
J	Depósitos	J-1	Depósitos de material Incombustível	Edificações sem processo industrial que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis e assemelhados. Todos sem embalagem
		J-2	Todo tipo de Depósito	Depósito com carga de incêndio até 300 Mj/m²
		J-3	Todo tipo de Depósito	Depósito com carga de incêndio de 300Mj/m² a 1200 Mj/m²
		J-4	Todo tipo de Depósito	Depósito com carga de incêndio que ultrapassa 1200 Mj/m2
L	Explosivos	L-1	Comércio	Comércio em geral de fogos de artifício e assemelhados
		L-2	Indústria	Indústria de material explosivo
		L-3	Depósito	Depósito de material explosivo
M	Especial	M-1	Túnel	Túnel rodoferroviário e marítimo, destinados a transporte de passageiros ou cargas diversas
		M-2	Tanques ou Parque de Tanques	Edificação destinada a produção, manipulação, armazenamento e distribuição de líquidos ou gases combustíveis e inflamáveis
		M-3	Central de comunicação e energia	Central telefônica, centros de comunicação, centrais de transmissão ou de distribuição de energia e assemelhados
		M-4	Propriedade em transformação	Locais em construção ou demolição e assemelhados

		M-5	Processamento de lixo	Propriedade destinada ao processamento, reciclagem ou armazenamento de material recusado/descartado
		M-6	Terra selvagem	Floresta, reserva ecológica, parque florestal e assemelhados
		M-7	Pátio de Containers	Área aberta destinada a armazenamento de containers
N	Agroindústria	N-1	Agroindústria	Silos, secadores de grãos, armazéns e similares

Fonte: Lei Nº 1.828 (2007)

5.6 Gradiente térmico da seção de concreto armado

Como já mencionado anteriormente, as estruturas de concreto armado apresentam propriedades vantajosas para suportar a ação do fogo, sendo um material de baixa combustibilidade e condutividade térmica, fazendo com que os elementos compostos desse material apresentem um gradiente térmico elevado. Dessa forma, Pereira et al (2019), destaca também, que, por conta do sistema estrutural em concreto armado geralmente possuir seções mais robustas, característica que, aliada com a baixa condutividade térmica, retarda o aumento de temperatura no interior dos elementos, faz com que os danos às propriedades mecânicas dos materiais ali presentes, concreto e aço, sejam minimizados.

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012), a verificação de estruturas de concreto armado em situação excepcional de incêndio deve considerar a distribuição de temperaturas nas bordas e no interior do elemento estrutural, ou seja, ponderando o gradiente térmico na seção transversal da peça.

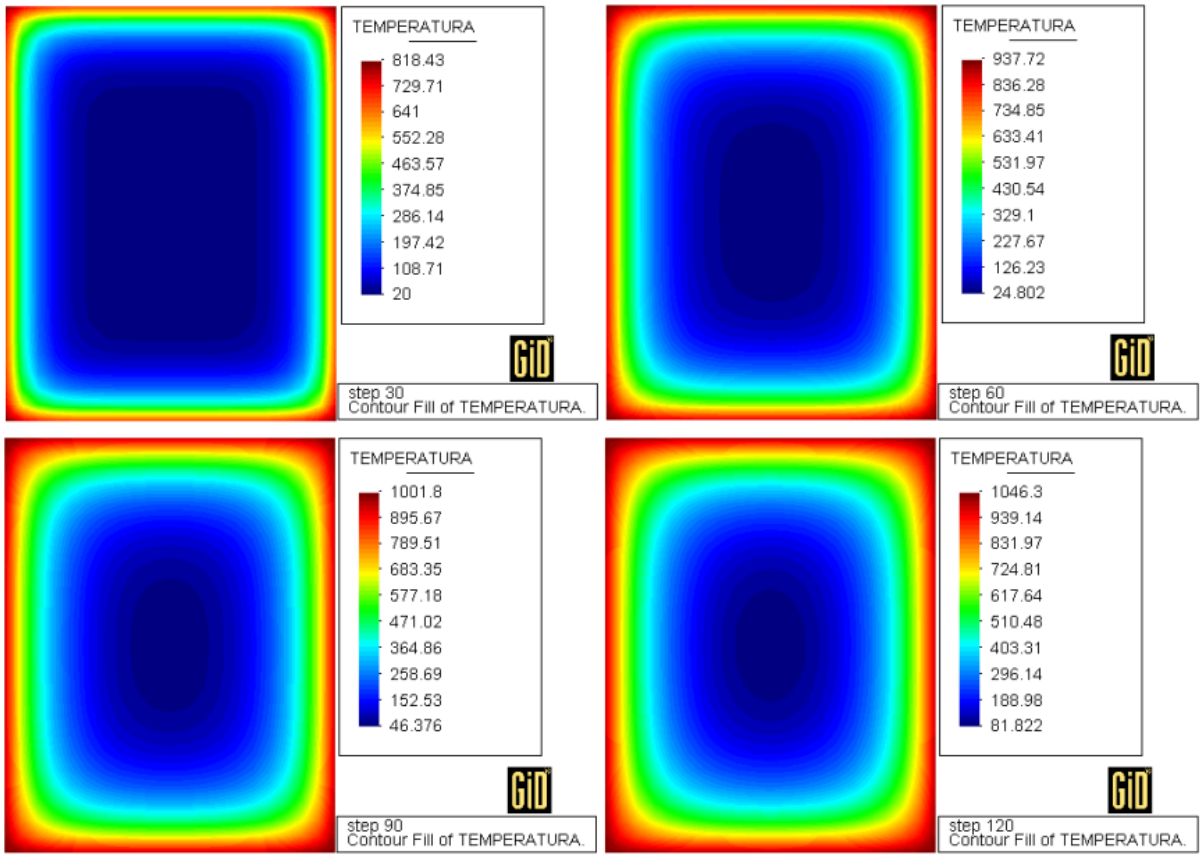
As barras de aço se encontram no interior da peça, onde as temperaturas são mais amenas em comparação aos bordos da seção transversal, com isso, Castro (2005) observou que as temperaturas nas armaduras eram praticamente idênticas à temperatura do concreto localizado nos entornos, concluindo que a temperatura das mesmas depende de sua posição na seção transversal.

Ainda no mesmo raciocínio, Pereira et al (2019), relata que a baixa condutividade do concreto retarda o aumento de temperatura na região das barras de aço e no núcleo interior da peça de concreto armado, permitindo que a mesma

conserve sua resistência por maior período de tempo, tendo assim um melhor desempenho em situação de incêndio.

Para ilustrar melhor a ação térmica em uma seção transversal retangular de concreto, é apresentada a Figura 26, na qual mostra o gradiente térmico para os TRRF’s de 30, 60, 90 e 120 min.

Figura 26 - Gradiente Térmico de uma seção transversal retangular para os TRRF's de 30, 60, 90 e 120 min.



Fonte: Rodrigues (2009)

Segundo Pereira et al (2019), fica evidente que a baixa condutividade térmica do concreto gera altos gradientes de temperatura, que consequentemente contribuem para a ocorrência de lançamentos, principalmente nos cantos da seção transversal, localidade que possui maior influência da ação do fogo, como é exposto na *Figura 26*.

6 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

A pesquisa a ser realizada tem um caráter explicativo, no qual tem o objetivo, por meio de um estudo de caso, explicar, analisar e avaliar a ação do fogo em estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Nesse trabalho, é mostrado como o aumento da temperatura tem influências negativas no desempenho estrutural de edificações de concreto armado, diminuindo as propriedades mecânicas do mesmo, sendo necessário realizar verificações para uma situação excepcional de incêndio.

Como o trabalho tem no seu processo metodológico o dimensionamento estrutural, a pesquisa, quanto ao seu formato de abordagem, tem caráter qualitativo e quantitativo. Isso, porque todo dimensionamento tem relação entre o desempenho com dimensões das peças estruturais, buscando oferecer segurança aos usuários.

6.1 Caracterização do edifício

O estudo é baseado em um edifício fictício de 16 pavimentos, sendo o pavimento térreo mais 15 pavimentos tipo, no qual cada pavimento tipo possui 10 salas para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios, sendo classificado, de acordo com a Tabela 03, apresentada no trabalho, como uma edificação do Grupo D e pertencente a divisão D-1. Cada pavimento contém 3 metros de altura, quantificando um total de 48 metros, sendo classificada, quanto a sua altura de acordo com a Tabela A-1 do *Apêndice A*, como Classe P5, onde a altura é maior que 30 metros e menor que 54 metros, estando na situação mais crítica de TRRF quanto a altura da edificação, não considerando a situação de consultar o Corpo de Bombeiros Militar do Estado do Tocantins (CBM/TO).

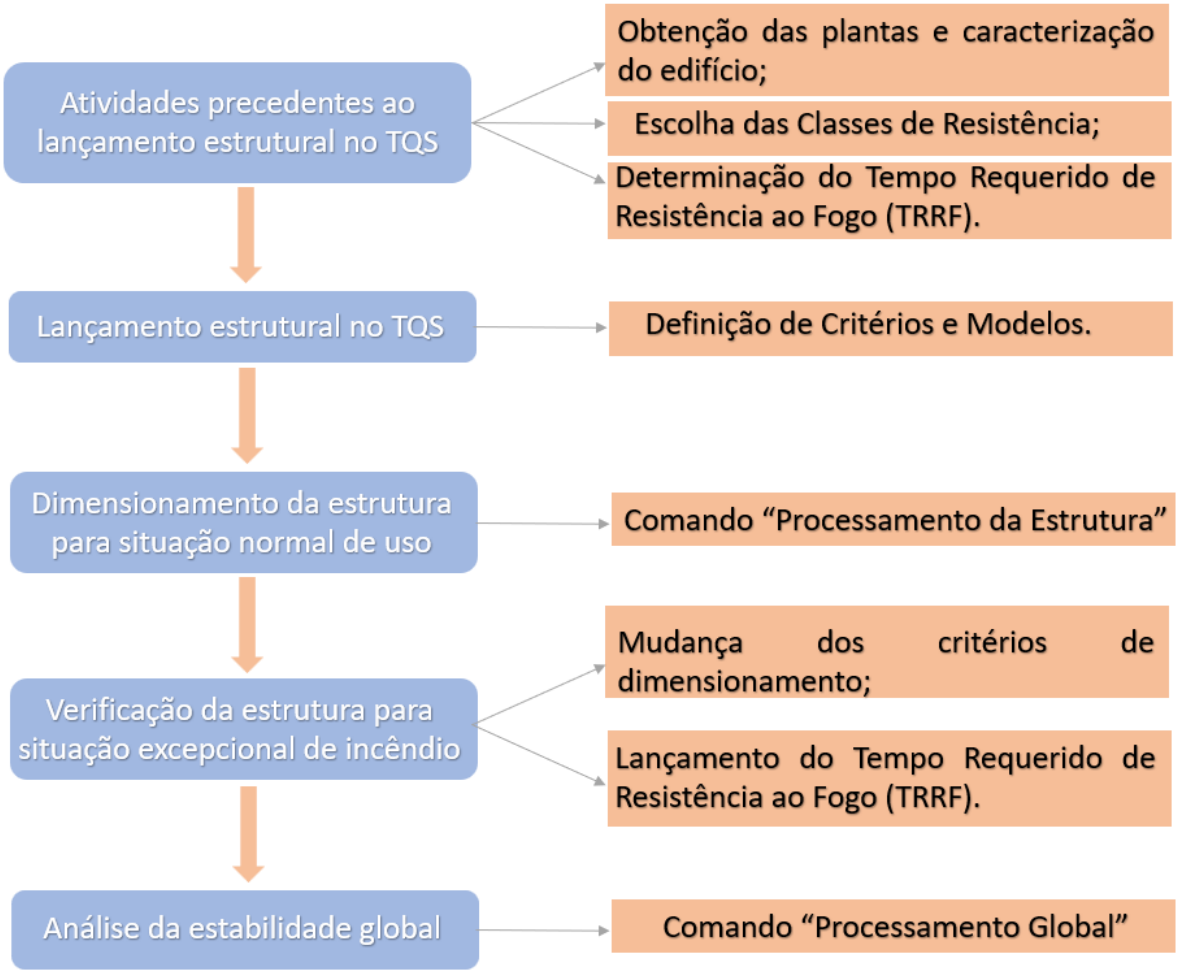
A edificação, que por sua vez é fictícia, está localizada na cidade de Palmas/TO, em sua área urbana. Dessa forma, a estrutura, de acordo com a tabela de agressividade ambiental representada na *Figura 07*, está enquadrada na Classe de agressividade ambiental II, possuindo agressividade moderada e risco de deterioração pequeno.

Para parâmetros de dimensionamento são consideradas as classes de resistência C25, C35 e C50 do Grupo I presentes na NBR 6118 (ABNT, 2014). É importante a determinação dessa propriedade, pois é a mesma que rege a resistência característica da edificação, principal parâmetro dos cálculos de dimensionamento.

6.2 Fluxograma da pesquisa

Para organizar os processos em etapas é importante determinar as atividades principais que norteiam o trabalho e estabelecer uma ordem de execução, pois várias etapas dependem que outra demanda seja resolvida de forma prévia. Para exemplificar tem-se o processo de lançamento da estrutura no Programa Computacional TQS (2020), que só pode ser executada após a determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), que por sua vez depende da obtenção de plantas e caracterização da edificação. Analisando isso, é apresentado o fluxograma das macro atividades na *Figura 27* a seguir:

Figura 27 - Fluxograma dos Procedimento Metodológico.



Fonte: Autor (2022)

6.2.1 Escolha das classes de resistência

Para o presente foram escolhidas de forma intencional três classes de resistência do Grupo I presentes na NBR 6118 (ABNT, 2014). Nesse grupo as

resistências começam em 20 MPa e se encerram em 50 MPa, porém, como se trata de uma edificação situada na área urbana, tendo sua classe de agressividade ambiental II, a resistência de 20 MPa é descartada para as análises. Com isso, por motivos de melhor distribuição de escolha, foi decidido pela primeira classe de resistência, que seria 20 MPa, porém passou a ser 25 MPa, a classe de resistência intermediária, 35 MPa e a última classe de resistência do grupo I, 50 MPa.

6.2.2 Obtenção das plantas baixas

Além das classes de resistência, para o lançamento da estrutura no programa, foram escolhidas as plantas baixas, tanto do térreo (*Apêndice B*), quanto do pavimento tipo (*Apêndice C*). A mesma é usada para determinar as localidades das peças estruturais: vigas, lajes, pilares e escadas), servindo como base para definição da planta de forma, na qual é apresentada a disposição dos elementos, contribuindo assim para o lançamento estrutural no TQS (2020). Essas plantas baixas foram retiradas de um trabalho já existente, que tem como tema: Dimensionamento e comparação de um edifício comercial de concreto armado com níveis de resistência dos grupos I e II segundo a NBR 6118:2014, produzido por Moura (2021).

6.2.3 Determinação do TRRF

Para verificação à situação de incêndio é fundamental a determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). Para encontrar esse valor é necessário usar das informações contidas na caracterização do edifício, pois a tabela que contém os valores de TRRF é baseada na ocupação e/ou uso da edificação e na altura da mesma.

Para a classificação do uso do edifício é necessário o uso da Tabela 03, na qual o objeto de trabalho é enquadrado ao grupo D, mais precisamente à divisão D-1, como já foi mencionado no item de caracterização do edifício. Com essa informação, é possível encontrar no *Apêndice A*, o TRRF necessário para as análises de situação de incêndio, relacionando a ocupação da edificação com a altura da mesma, que nesse caso é de 48 metros, encontrando assim um valor de 120 minutos. Para representar melhor esse processo, é apresentada a *Figura 28* a seguir:

Figura 28 - Determinação do TRRF.

Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minuto										
Grupo	Ocupação/ Uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação					
					Baixa		Média Altura		Medianamente Alta	Alta
			Classe S2 Hs > 10 m	Classe S1 H ≤ 10 m	Classe P1 H ≤ 6 m	Classe P2 6 m < H ≤ 12 m	Classe P3 12 < H ≤ 23 m	Classe P4 23 m < H ≤ 30 m	Classe P5 30 m < H ≤ 54 m	H > 54 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60	30	30	60	90	120	CT
B	Serviços de hospedagem	B-1 a B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120	CT
C	Comercial varejista	C-1	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120	CT
		C-2 e C-3	90	60	60	60 (30)	60	90	120	CT
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60	30	60 (30)	60	90	120	CT
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60	30	30	60	90	120	CT
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6, F-8, F-10 e F-11	90	60	60 (30)	60	60	90	120	CT
		F-3, F-4 e F-7	90	60	60	60	30	30	CT	CT

Fonte: Autor (2022)

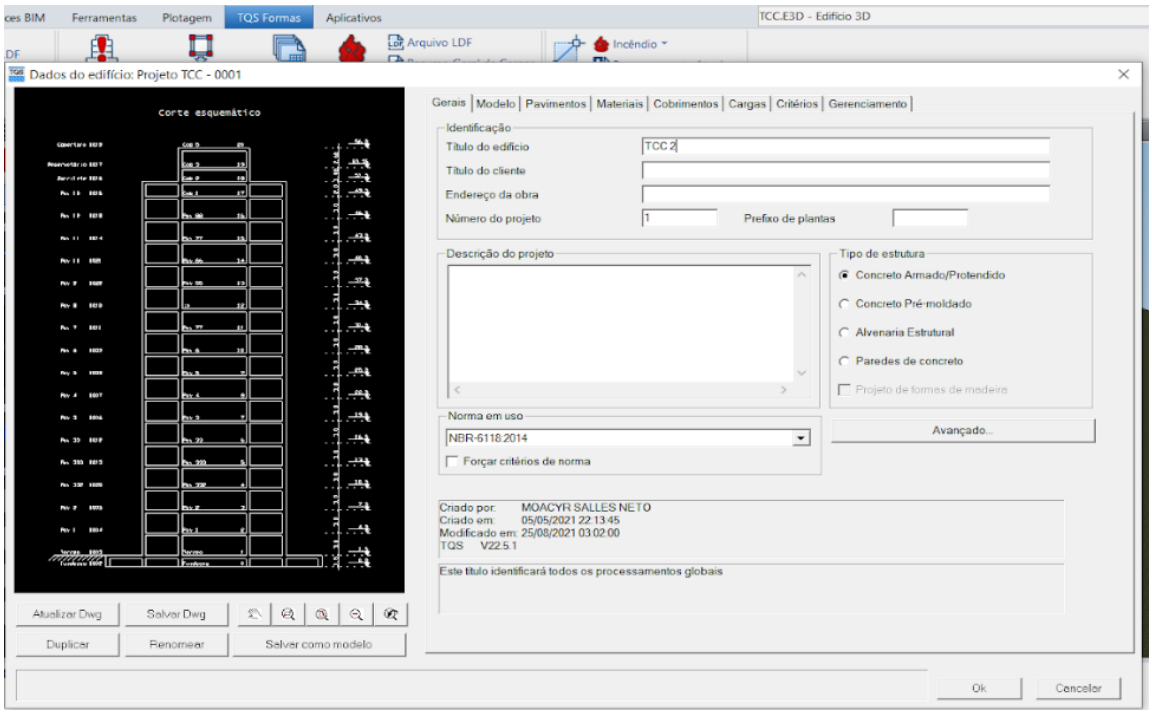
6.2.3 Lançamento da estrutura no programa computacional TQS

Após a escolha das classes de resistência a serem trabalhadas, obtenção das plantas baixas e a determinação do TRRF para as análises de verificação ao incêndio, foi lançada a estrutura de concreto armado no programa computacional TQS (2020).

Para o lançamento de uma nova estrutura no TQS (2020), também chamado pelo programa de novo projeto, é necessária a definição dos critérios básicos para o dimensionamento, neste caso, essas informações são inseridas na janela “Dados do edifício”. É nessa janela que são definidos o número de pavimentos, a classe de resistência do concreto a ser utilizada no dimensionamento, assim como a classe de agressividade ambiental e os cobrimentos a serem adotados, bem como os carregamentos externos. Além disso, essa janela apresenta um diagrama esquemático contendo os pavimentos (*Figura 29*).

Na primeira aba, chamada de “Gerais”, é possível identificar o projeto, o tipo de estrutura adotada, tendo as opções de: Concreto Armado/Protendido, Concreto Pré-moldado, Alvenaria Estrutural e Paredes de Concreto. Além disso, nessa aba são também determinadas as normas técnicas que servirão de parâmetros para as análises no programa. Para este trabalho, o projeto foi chamado de “TCC 2”, o tipo de estrutura selecionado foi “Concreto Armado/Protendido e a norma vigente NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 29 - Aba "Gerais" do programa TQS (2020).

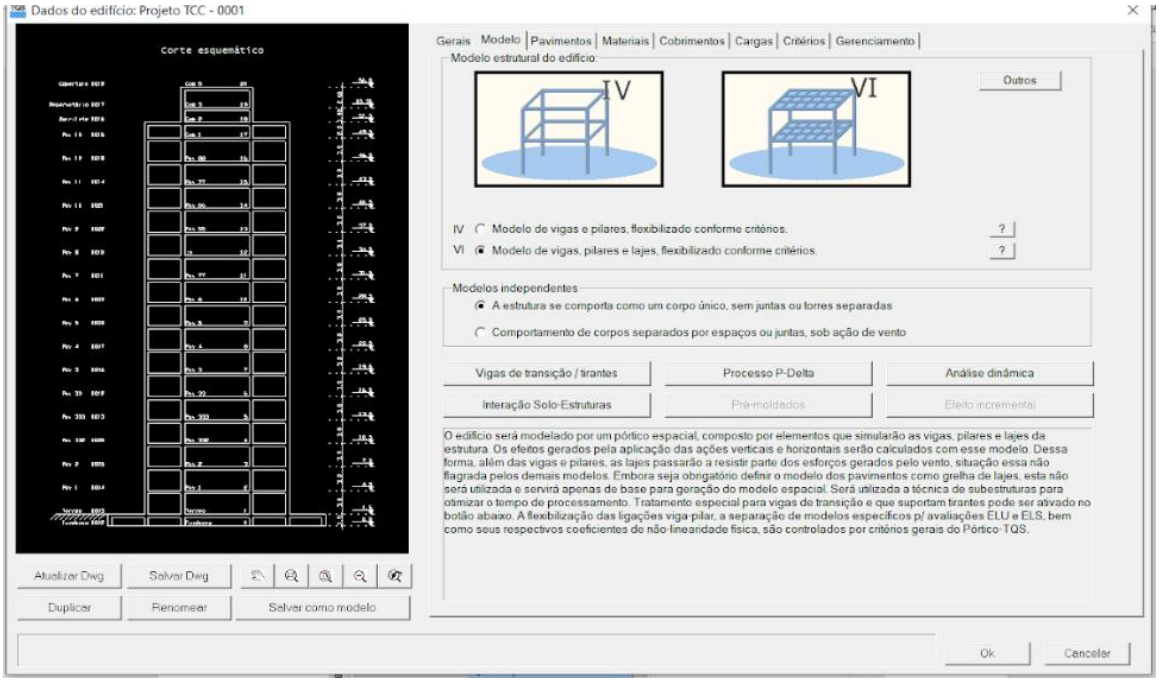


Fonte: Autor (2022)

Tendo editado o edifício na aba “Gerais”, a próxima etapa é editar as informações na aba “Modelo” (*Figura 30*). Nesta aba é possível escolher qual o modelo estrutural que será trabalhado no dimensionamento, apresentando duas opções para o usuário do programa: modelo IV, chamado de “Modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios”, e o modelo VI, nomeado como “Modelo de vigas, pilares e lajes, flexibilizado conforme critérios”.

Para o presente trabalho foi selecionado o modelo VI. Neste modelo estrutural, a edificação é modelada por um pórtico espacial composto por pilares, vigas e elementos de laje que irão simular a estrutura no dimensionamento. Com isso, além dos pilares e vigas, as lajes participarão da resistência aos esforços gerados na estrutura, principalmente às ações laterais, servindo como um contraventamento, fornecendo maior rigidez estrutural. Além disso, nesse modelo estrutural, todos os pavimentos devem ser resolvidos como grelha de lajes. Nesta guia, é possível determinar qual procedimento para verificação de estabilidade global será utilizado, Parâmetro de instabilidade α ou Coeficiente γ_z, neste caso foi selecionado o segundo, pois se trata de uma edificação de mais de 4 pavimentos, assunto tratado no “Refencial teórico”, presente no item *5.3.4.*

Figura 30 - Aba "Modelo" do programa TQS (2020).



Fonte: Autor (2022)

Na aba “Materiais” é possível definir parâmetros como classe de resistência do concreto, se a estrutura é de concreto armado ou protendido, assim como a classe de agressividade ambiental. Como já mencionado na caracterização do edifício, por estar situado em uma área urbana, a classe de agressividade escolhida é a II, sendo classificada como moderada e de pequeno risco de deterioração. Já em relação a classe de resistência foram feitas para os três casos: 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa.

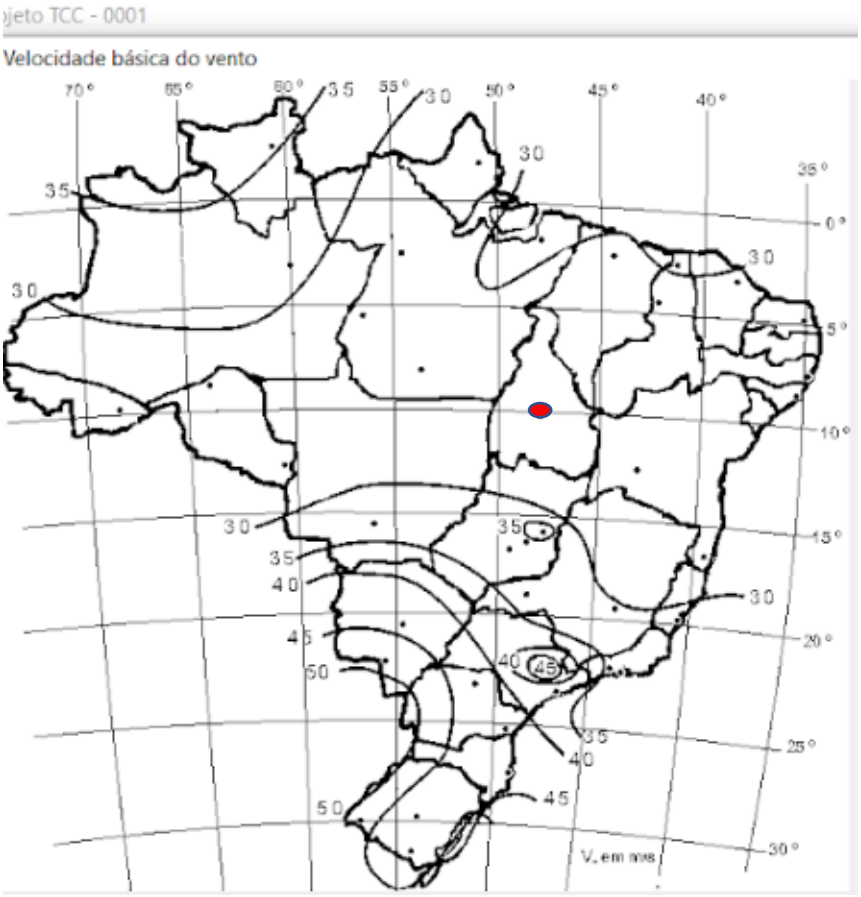
Na aba “Cobrimentos” determinou-se seguir as recomendações e limitações impostas pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Na aba “Cargas” são lançados os carregamentos externos, nesse caso, as cargas do vento, conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988). A determinação desse esforço depende da velocidade básica, dos coeficientes S1, S2 e S3 e dos coeficientes de arrasto dos quatro ângulos de ocorrência do vento: 0°, 90°, 180° e 270°. Para a velocidade básica é utilizada um mapa existente no próprio programa, no qual o usuário deve apenas informar a região onde a edificação está situada, marcada de vermelho na *Figura 31*. No caso desse trabalho, o valor encontrado foi de 30 m/s.

Para o coeficiente S1, também chamado de fator de terreno, que leva em consideração as ondulações do mesmo, foi adotado o valor de 1, considerando que o edifício se encontra em um terreno plano. Para o coeficiente S2, também chamado de fator de rugosidade, foi adotado como categoria III, referente a terrenos planos com

obstáculos como árvores, edificações baixas, fazendas e subúrbios com casas baixas. Quanto a classe da edificação, a mesma se enquadra na classe C, pois a sua maior dimensão horizontal ou vertical é maior que 50 metros. Para o coeficiente S3, chamado de fator estatístico, foi adotado o valor 1, por se tratar de um edifício comercial com alto índice de ocupação.

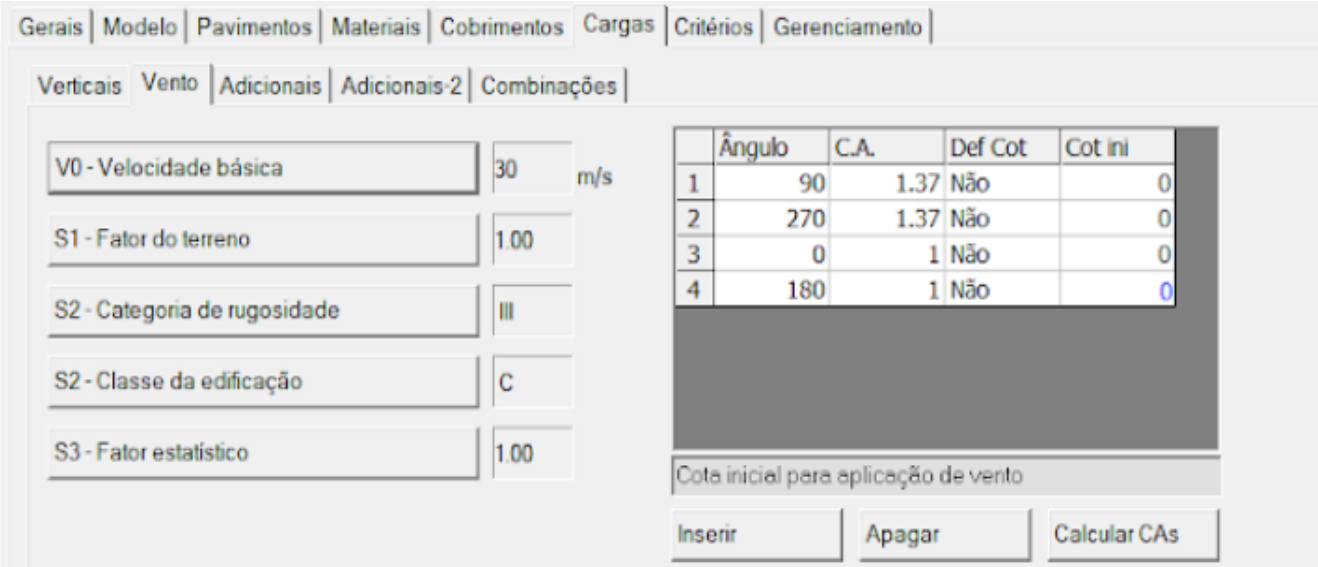
Figura 31 - Velocidade básica do vento em Palmas.



Fonte: Autor (2022)

O coeficiente de arrasto (C_a) pode ser inserido manualmente ou deixar o valor calculado automaticamente pelo programa *TQS (2020)*. Para a determinação do mesmo, é necessário considerar a geometria, porém para esse trabalho foi utilizado os valores automaticamente calculados pelo *software*. O programa estima larguras para o edifício para cada ângulo de ocorrência do vento, bem como a sua altura, entrando com essas informações em ábaco e fornecendo esses valores automaticamente (*Figura 32*).

Figura 32 - Parâmetros para determinação do vento.



Fonte: Autor (2022)

Para o lançamento dos elementos estruturais: pilares, vigas e lajes, é necessário realizar um pré-dimensionamento. Para tal procedimento foram utilizadas as recomendações de Bastos (2019), que no caso da determinação da espessura das lajes maciças é dividido o menor vão da laje por 40. Para as vigas, o método recomendado consiste em determinar a seção transversal das mesmas, essas determinações ocorrem por meio vão dividido por 10. Já no caso dos pilares, é seguido o método do cálculo das áreas de influência, segundo Pinheiro (2007)

Tendo lançado as vigas fechando perímetros, as lajes são criadas automaticamente por conta do modelo estrutural definido na aba “Modelo”, que consiste na existência de pilares, vigas e lajes. Tendo definido todas as lajes é possível lançar os carregamentos referentes as sobrecargas presentes na NBR 6120 (ABNT, 2019) de acordo com cada ambiente, já que as cargas de peso próprio são determinadas automaticamente pelo programa. Além dessas cargas, foram definidas também as cargas lineares de parede.

Após o lançamento dos pavimentos, o programa verifica a consistência de cada plano de pavimento, buscando encontrar eventuais erros no lançamento das peças estruturais, evitando assim equívocos futuros.

6.2.4 Dimensionamento para situação normal de uso

Com o lançamento estrutural realizado, juntamente com as propriedades físicas e mecânicas, e com a aplicação dos carregamentos existentes na edificação, é

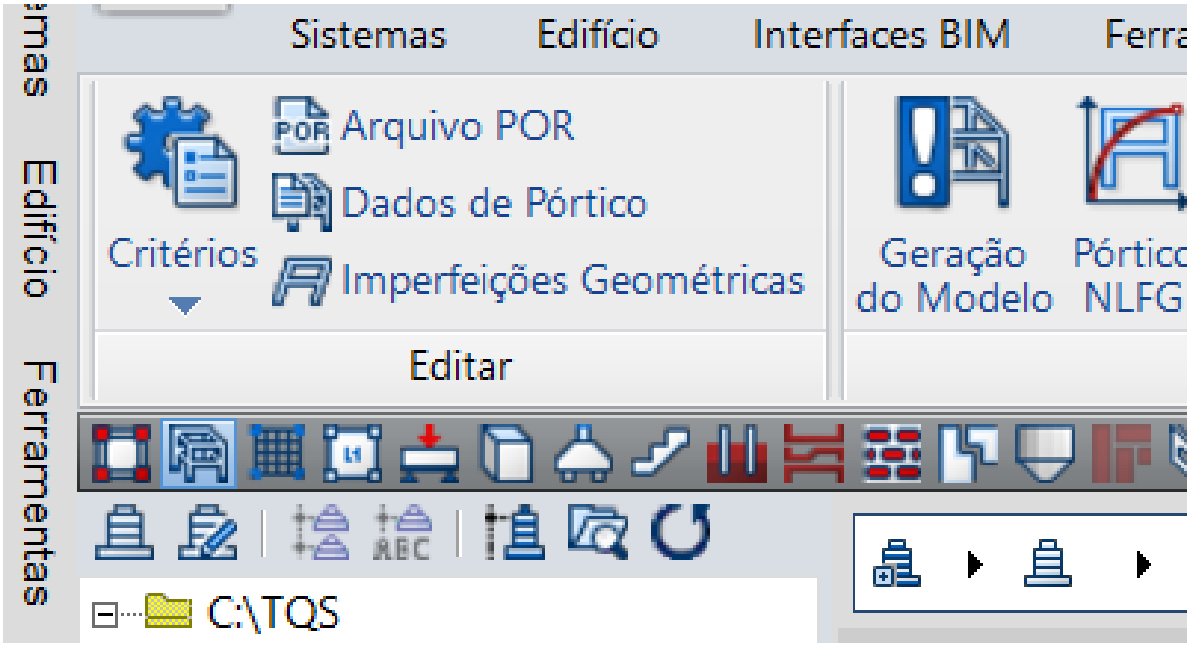
efetuado o processamento da estrutura. Dessa forma, o programa fornece relatórios das dimensões dos elementos estruturais de concreto armado.

6.2.4 Verificação para situação excepcional de incêndio

Para verificar a estrutura à ação do fogo, em uma eventual situação de incêndio, no programa computacional *TQS (2020)*, é necessário ter determinado o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), pois é esse parâmetro que representa a ação do incêndio na edificação.

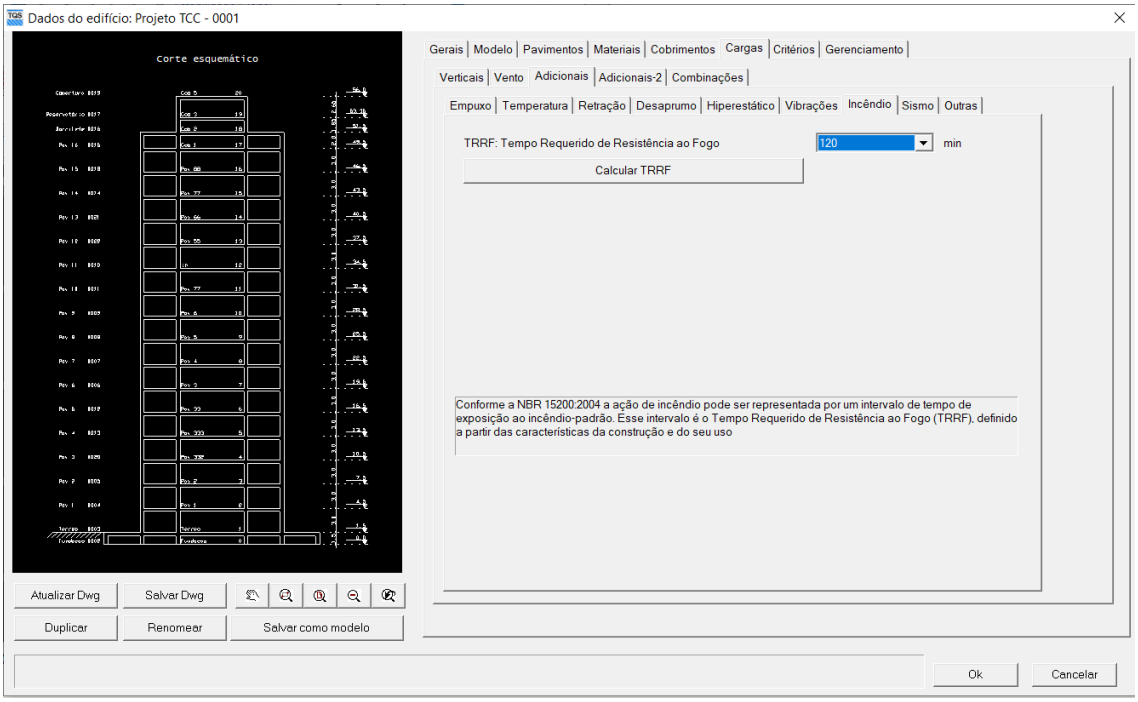
Com esse valor determinado, o *software* possui a janela “Editar edifício” (*Figura 33*) sendo a mesma janela do lançamento inicial da estrutura “Dados do edifício”. Nesta janela possui a aba “Cargas”, e dentro da mesma possui a opção de inserir cargas na aba “Adicionais”, na qual possui a aba “Incêndio”. Nessa aba, existe a opção de informar ao programa qual o TRRF a ser considerado na verificação à situação excepcional de incêndio. Para o presente trabalho, como já foi determinado anteriormente, o TRRF inserido foi de 120 minutos (*Figura 34*).

Figura 33 - Janela "Editar edifício" no programa TQS (2020).



Fonte: Autor (2022)

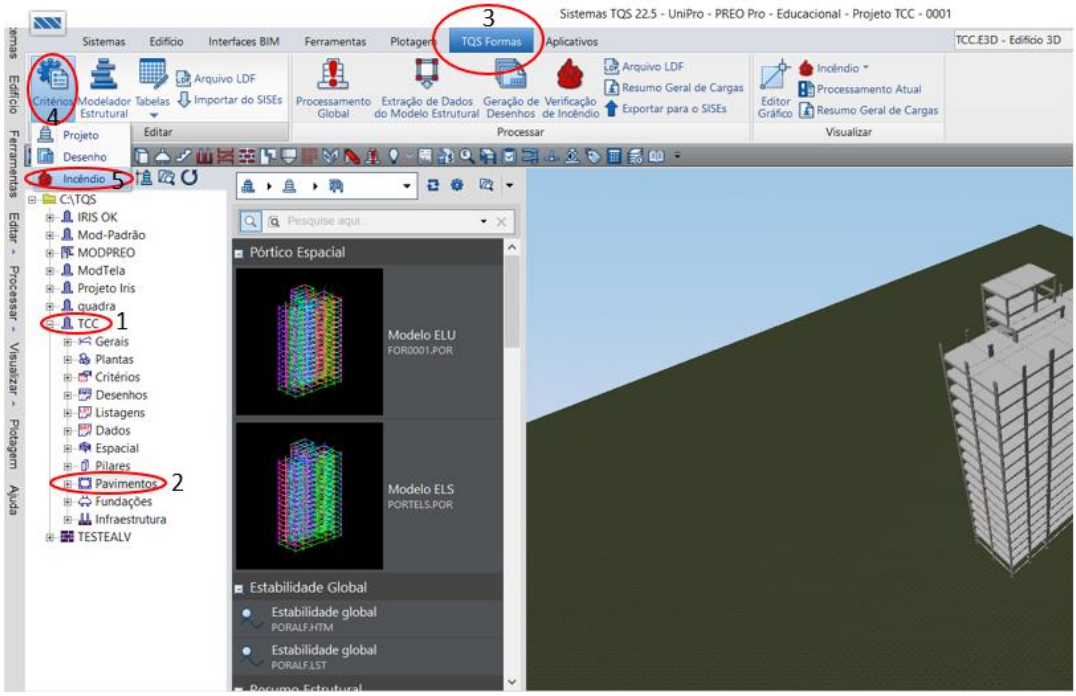
Figura 34 - Aba de inserção de cargas de incêndio.



Fonte: Autor (2022)

Após a edição desses dados na edificação, são realizadas mudanças nos critérios de dimensionamento, considerando assim a ação do incêndio na estrutura. Para isso, o programa apresenta a aba “TQS Formas”, na qual possui a aba “Critérios”, que possui a opção “Incêndio” conforme a *Figura 35*.

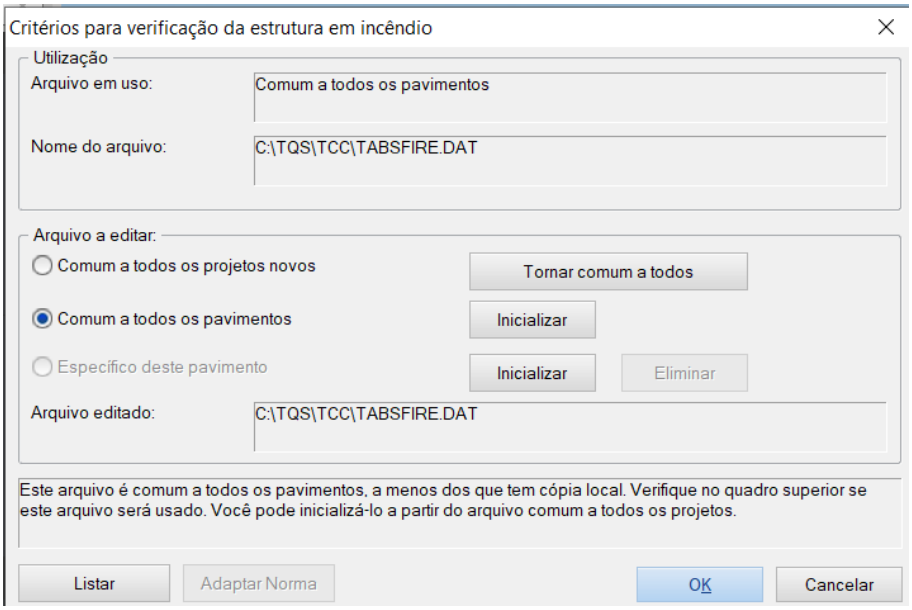
Figura 35 - Processo para acrescentar o incêndio nas verificações do TQS.



Fonte: Autor (2022)

Com isso o programa apresenta duas janelas, a primeira com o título “Critérios para verificação da estrutura em incêndio”, e a segunda com o título “Editor de critérios”. Na primeira janela é possível escolher em qual projeto e em quais pavimentos será considerada a ação do fogo. Para o presente trabalho foi escolhido a opção “comum a todos os pavimentos”, a qual já vem definida pelo programa, precisando somente confirmar tal informação (*Figura 36*).

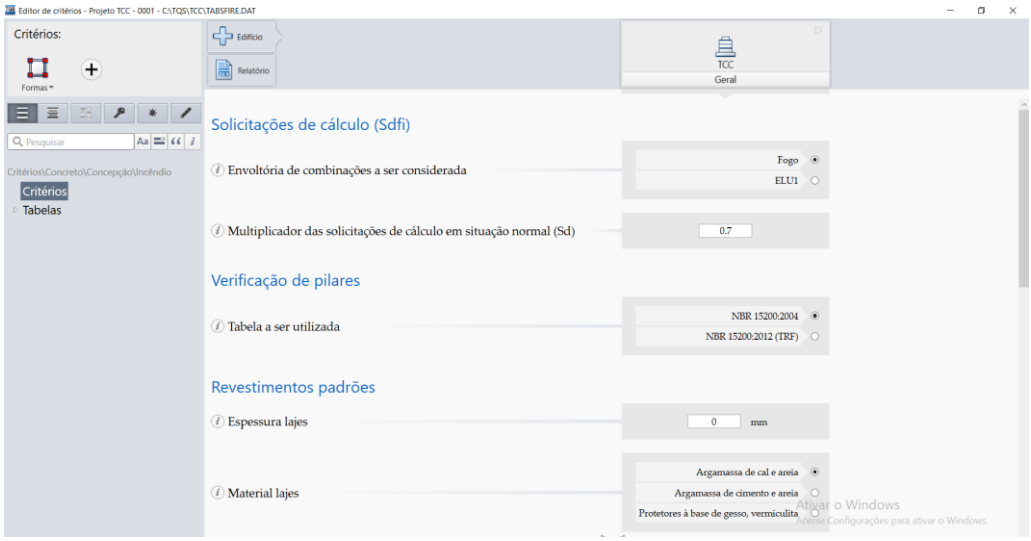
Figura 36 - Critérios para verificação da estrutura em incêndio"



Fonte: Autor (2022)

Na segunda janela, o programa apresenta opções para determinar a envoltória de combinações a ser considerada, o multiplicador das solicitações de cálculo em situação normal, a tabela a ser utilizada para a verificação dos pilares e revestimentos padrões. No caso da envoltória, é marcado a opção “Fogo”, e o multiplicador das solicitações de cálculo em situação normal sendo o valor de 0,7, conforme recomenda a NBR 15200 (2012). Já para a verificação dos pilares, são consideradas as tabelas da NBR 15200 (2012). Com relação aos revestimentos, os mesmos são desconsiderados para este trabalho. Vale ressaltar que todas essas informações já aparecem definidas pelo programa nessa janela (*Figura 37*), sendo assim, não houve necessidade de mudar qualquer um desses parâmetros.

Figura 37 - Editor de critérios de incêndio do programa TQS.

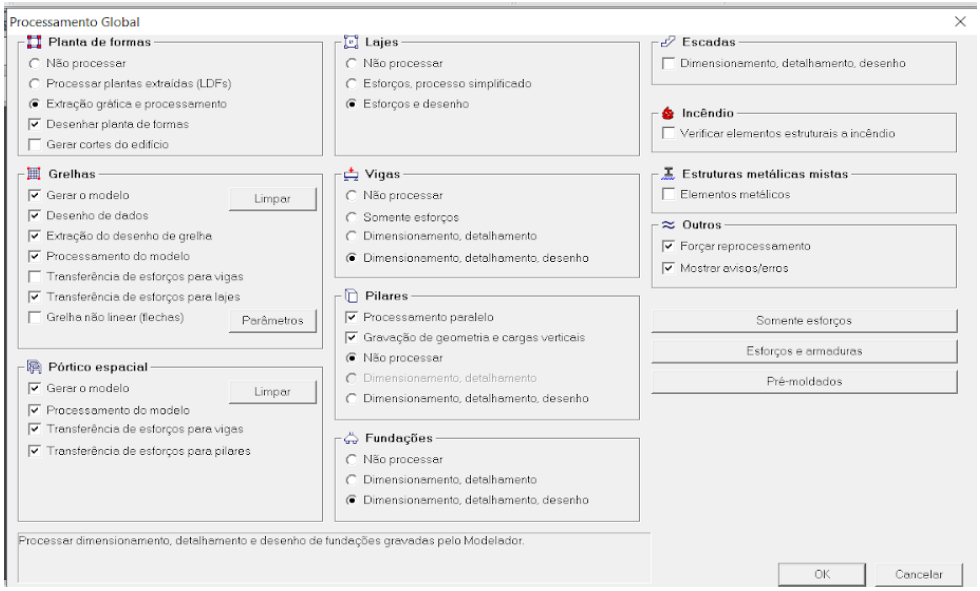


Fonte: Autor (2022)

6.2.4 Análise de estabilidade global

Para obter os resultados de estabilidade global no programa computacional TQS (2020), ao final de cada lançamento estrutural, com suas respectivas classes de resistência e os demais critérios já mencionados anteriormente no tópico *6.2.3,* é necessário somente processar a estrutura com o comando chamado “Processamento Global” (*Figura 38*) para que a análise e a obtenção de resultados sejam realizadas automaticamente.

Figura 38 - Processamento Global



Fonte: Autor (2022)

A classificação da deslocabilidade da estrutura em indeslocável (nós fixos), com $\gamma_z \leq 1{,}1$, ou como deslocável, (nós móveis), com $\gamma_z > 1{,}1$, foi realizada no TQS (2020) seguindo parâmetros definidos por norma (ABNT, 2014). Com isso, para encontrar em qual classe de resistência se iniciava a consideração dos esforços de 2ª ordem, ou seja, esforços ocasionados pelo deslocamento estrutural, foi realizado esse comando de "Processamento Global" até encontrar o $\gamma_z > 1{,}1$.

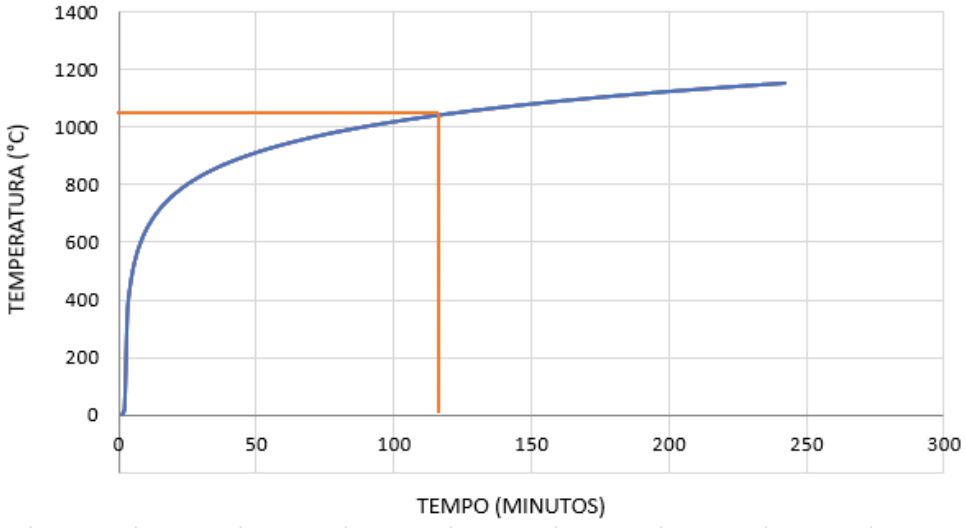
Nesse processo, foram considerados os critérios e dimensões encontradas no dimensionamento estrutural para as três classes de resistência (25 MPa, 35 MPa e 50MPa), alterando, de forma decrescente, somente a classe de resistência para cada um dos casos. O programa computacional TQS (2020) aceita o processamento estrutural somente com classes de resistências tabelados na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Encontrando em que classe de resistência a estrutura começa a considerar os efeitos de 2ª ordem, é verificado a influência da ação do fogo por meio dos fatores de redução presentes na NBR 15200 (ABNT, 2012) na edificação de estudo, considerando o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) e a curva de incêndio padrão.

O programa não utiliza dos fatores de redução presente na NBR 15200 (ABNT, 2012), dessa forma, para o lançamento da resistência à compressão do concreto em função da temperatura θ (fc, θ) é necessário um cálculo prévio para alimentar o programa computacional.

Para esse cálculo precedente ao lançamento das informações no programa computacional, é necessária a utilização do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo, nesse caso, sendo 120 minutos, para encontrar a temperatura máxima que a edificação será exposta por meio da curva de incêndio padrão definida pela Equação 01 e representada pelo gráfico encontrado na Figura 06. Para esse procedimento é utilizado o gráfico da curva de incêndio padrão (*Figura 39*) ou substituindo o TRRF na equação dessa mesma curva.

Figura 39 - Determinação da temperatura θ a partir do TRRF.



Fonte: Autor (2022)

Substituindo na equação, tendo assim um valor mais preciso, tem-se o seguinte caso:

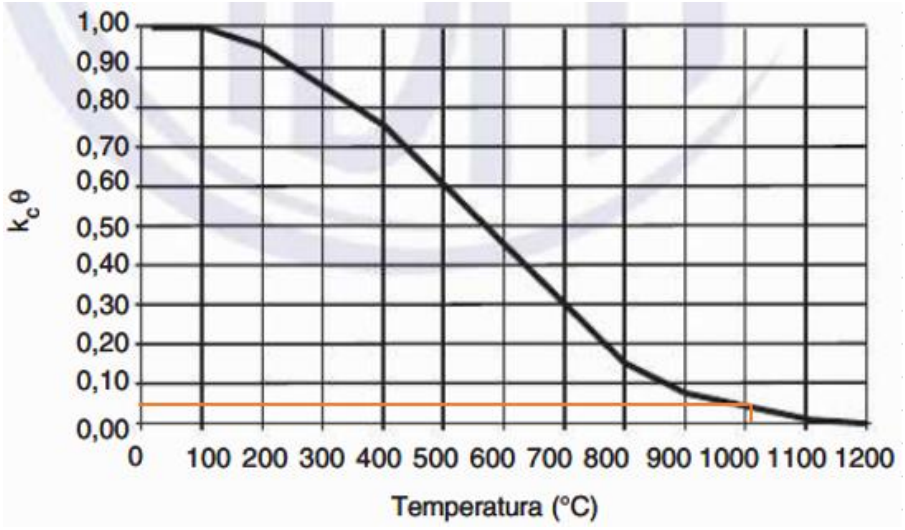
$$\theta_g = \theta_0 + 345\, log\, (8t + 1)$$

$$\theta_g = 20 + 345\, log\, [(8 \times 120) + 1]$$

$$\theta_g = 1049{,}04 \implies \theta_g = 1050{,}00\ °C$$

Com o valor da temperatura aos 120 minutos, sendo nesse caso de 1050°C, é encontrado o fator de redução (kc, θ) por meio do ábaco presente na *Figura 09* ou pela *Tabela 01*, encontradas no presente trabalho, para tal procedimento é apresentada a *Figura 40* a seguir:

Figura 40 - Determinação do kc, θ com o valor da temperatura θ.



Fonte: Autor (2022)

Usando a *Tabela 01*, foi encontrado o valor de 0,04 para o fator de redução da resistência à compressão do concreto. Nesse caso, a interpolação foi ignorada, pois os valores iria interferir de forma significativa no valor desse fator de redução.

Após a determinação do fator de redução é possível determinar a resistência característica à compressão do concreto em função da temperatura θ utilizando a *Equação 17*. Para esse trabalho, o procedimento de cálculo deve ser realizado para as três classes de resistência: 25MPa, 35MPa e 50MPa. Com isso temos os seguintes casos:

Caso 01:

$$fc,\theta = kc,\theta \,.\, fc,k$$
$$fc,\theta = 0{,}04 \times 25{,}00$$
$$fc,\theta = 1{,}00\ Mpa$$

Caso 02:

$$fc,\theta = kc,\theta \,.\, fc,k$$
$$fc,\theta = 0{,}04 \times 35{,}00$$
$$fc,\theta = 1{,}40\ Mpa$$

Caso 03:

$$fc,\theta = kc,\theta \,.\, fc,k$$
$$fc,\theta = 0{,}04 \times 50{,}00$$
$$fc,\theta = 2{,}00\ Mpa$$

Vale destacar que a temperatura de 1050°C e as respectivas resistências encontradas a partir do fator de redução não representa toda a seção transversal das peças estruturais. Esses valores encontrados retratam apenas as bordas e face externa dos elementos da estrutura, que por conta da baixa condutibilidade do concreto, faz com que haja um grande gradiente térmico, ocorrendo temperaturas mais amenas no interior da peça.

6.2.5 Análise dos resultados

Nessa etapa do trabalho foi possível ser realizada por conta dos relatórios que o programa computacional TQS (2020) fornece após os processamentos realizados. Com isso, foram comparados os consumos de concreto e de aço da edificação, as seções transversais e a quantidade de armadura de vigas, pilares e lajes de um

pavimento tipo (Pavimento 10) do dimensionamento estrutural para situação normal de uso, considerando a NBR 6118 (ABNT, 2014), em relação aos resultados obtidos após a verificação para situação excepcional de incêndio.

Para a montagem, organização e análises de resultados foi utilizado o EXCEL. Com esse programa, foram realizadas as somatórias dos consumos de concreto e aço, além de cálculos de área das seções transversais das peças estruturais. Para calcular o volume de concreto dos pilares, foram extraídas do relatório fornecido pelo TQS(2020) as dimensões de cada pilar, possibilitando calcular as áreas, que por sua vez foram multiplicadas pela altura do pilar (3 metros) para encontrar o consumo de concreto desse tipo de elemento estrutural. No caso das vigas foi realizado o mesmo processo, porém a área da seção transversal foi multiplicada pelo perímetro de viga. Para as lajes, o consumo de concreto foi encontrado considerando a área do pavimento multiplicado pela espessura das lajes, descontando a largura das vigas.

Para o cálculo das taxas de aço, foram utilizados os consumos de aço, dado em quilogramas, em relação ao volume de concreto, dado em metro cúbico, tanto para situação normal de uso quanto para excepcional de incêndio, primeiramente para cada tipo de elemento (pilares, vigas e lajes) de um pavimento tipo, e posteriormente realizada a mesma relação para a edificação como um todo, encontrando taxas expressas em quilogramas por metro cúbico (kg/m^3).

Outra informação que o programa fornece, é o coeficiente de estabilidade global para a classe de resistência determinada pelo usuário. Dessa forma foi possível analisar o efeito do fogo quanto a estabilidade da edificação, reduzindo a resistência das peças estruturais por meio dos fatores de redução presentes na NBR 15200 (ABNT, 2012), observando a quais níveis de resistência o aumento da temperatura ocasiona na edificação para o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) de 120 min determinado para o edifício em estudo.

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir do lançamento estrutural e dos processamentos no programa computacional TQS (2020) foi possível a obtenção de resultados para as análises. Com isso, esse capítulo do trabalho aborda primeiramente as dimensões e consumo de aço das peças estruturais do edifício para situação normal de uso e para situação excepcional de incêndio, possibilitando uma comparação desses parâmetros, entendendo assim a influência da consideração da ação do fogo no dimensionamento estrutural. Outra análise realizada nos resultados é no que diz respeito a estabilidade global da edificação por meio do coeficiente γ_z, apresentando os efeitos do incêndio na estrutura por meio dos fatores de redução, já que o software TQS (2020) não utiliza dessas considerações em seus cálculos.

7.1 Dimensionamento para Situação Normal de Uso

Com o processamento da edificação para as classes de resistência de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa para a situação normal de incêndio, foram obtidas as plantas de fôrmas, com as dimensões de pilares, vigas e lajes. Esses resultados podem ser visualizados nas Figuras D-1, D-2 e D-3 do Apêndice D anexado ao trabalho.

7.2 Verificação para Situação Excepcional de Incêndio

Com o processamento da verificação à situação excepcional de incêndio na estrutura da edificação, foram obtidas as plantas de fôrmas, com as dimensões de pilares, vigas e lajes. Esses resultados podem ser visualizados nas Figuras D-4, D-5 e D-6 do Apêndice D anexado ao trabalho.

7.3 Comparação entre situação normal de uso e excepcional de incêndio

Com os relatórios gerados pelo programa computacional TQS (2020), juntamente com o tratamento de dados realizado no EXCEL, foi possível analisar as alterações que a verificação à situação excepcional de incêndio provocou na edificação dimensionada para situação normal de uso.

Para um entendimento mais completo, primeiramente será apresentado e analisado os efeitos térmicos somente em um pavimento tipo, no caso o Pavimento 10, e posteriormente um resumo dos resultados para a edificação, considerando somente os pavimentos tipos, sem considerar o térreo, cobertura e reservatório para

o consumo de concreto. Já para o consumo de aço, é considerada a edificação com todas as suas partes, aproveitando o relatório gerado pelo TQS (2020).

Para finalizar os objetivos propostos, foi realizada uma análise dos resultados de estabilidade global, verificando em qual resistência começava a consideração dos efeitos de 2ª ordem para cada classe de resistência proposta na Metodologia (25 MPa, 35 MPa e 50 MPa), comparando esses resultados com a resistência atingida pela ação do fogo de acordo com o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).

7.3.1 Análise do Pavimento 10 da Edificação

A seguir são apresentadas as dimensões e as áreas das seções de pilares, vigas e lajes do Pavimento 10, assim como o consumo de concreto, em metros cúbicos, e de aço, em quilogramas, tanto da estrutura dimensionada para situação normal de uso quanto para a excepcional de incêndio. A partir desses resultados são analisadas as alterações, explicando os motivos e transformando as mudanças em dados numéricos de porcentagem.

7.3.1.1 Consumo de Concreto

7.3.1.1.1 Pilares

Nas *Tabelas 04* a *09* estão apresentadas as seções transversais e as áreas de cada pilar do Pavimento 10 para as classes de resistência de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa, tanto para a situação normal de uso como para a excepcional de incêndio.

Tabela 04 - Dimensões dos pilares para Situação Normal e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 25 Mpa.

CLASSE DE RESISTÊNCIA: 25 MPA		
PILAR	**Dimensões para Situação Normal de Uso (cm x cm)**	**Dimensões para Situação de Incêndio (cm x cm)**
P1	30 x 90	40 x 100
P2	30 x 90	30 x 120
P3	30 x 90	30 x 120
P4	30 x 70	40 x 100
P5	30 x 60	35 x 90
P6	30 x 60	35 x 90
P7	30 x 70	40 x 100
P8	25 x 142,5	30 x 142,5
P9	25 x 145	30 x 150
P10	30 x 70	40 x 100

P11	40 x 130	40 x 140
P12	35 x 120	40 x 120
P13	40 x 110	40 x 120
P14	35 x 120	40 x 120
P15	30 x 75	40 x 100
P16	30 x 75	40 x 100
P17	30 x 70	40 x 100
P18	35 x 65	35 x 95
P19	35 x 65	35 x 95
P20	35 x 65	35 x 95
P21	35 x 65	35 x 95
P22	30 x 70	40 x 100

Fonte: Autor (2022)

Para a classe de resistência de 25 MPa, todos os pilares tiveram suas seções transversais alteradas pela verificação ao incêndio. Essa variação ocorreu sempre em forma de acréscimo, fornecendo maior robustez ao edifício e cobrimento necessário para as armaduras dos elementos estruturais, contribuindo assim para resistência da edificação às ações do fogo. Com isso, é verificado um aumento de seção transversal dos pilares equivalente a 26650 cm², significando um aumento de aproximadamente 43,74% em relação ao somatório de área das seções transversais dos pilares para a situação normal de uso, que foi de 60925 cm², como é apresentado na *Tabela 05* a seguir:

Tabela 05 – Áreas das seções transversais dos pilares para Situação Normal de Uso e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 25 Mpa.

CLASSE DE RESISTÊNCIA: 25 MPA		
PILAR	**Seção transversal para Situação Normal de Uso (cm²)**	**Seção transversal para Situação de Incêndio (cm²)**
P1	2700,0	4000
P2	2700,0	3600
P3	2700,0	3600
P4	2100,0	4000
P5	1800,0	3150
P6	1800,0	3150
P7	2100,0	4000
P8	3562,5	4275
P9	3562,5	4500
P10	2100,0	4000
P11	5200,0	5600
P12	4200,0	4800
P13	4400,0	4800

P14	4200,0	4800
P15	2250,0	4000
P16	2250,0	4000
P17	2100,0	4000
P18	2275,0	3325
P19	2275,0	3325
P20	2275,0	3325
P21	2275,0	3325
P22	2100,0	4000
TOTAL	**60925,0**	**87575,0**

Fonte: Autor (2022)

Tabela 06 - Dimensões dos pilares para Situação Normal e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 35 MPa.

CLASSE DE RESISTÊNCIA: 35 MPA		
PILAR	**Dimensões para Situação Normal de Uso (cm x cm)**	**Dimensões para Situação de Incêndio (cm x cm)**
P1	30 x 80	30 x 80
P2	30 x 60	30 x 60
P3	30 x 80	30 x 80
P4	30 x 70	30 x 70
P5	30 x 60	35 x 70
P6	30 x 60	35 x 75
P7	30 x 70	30 x 70
P8	25 x 142,5	25 x 142,5
P9	25 x 145	25 x 145
P10	30 x 60	35 x 70
P11	40 x 120	45 x 130
P12	30 x 100	35 x 100
P13	35 x 95	35 x 120
P14	30 x 100	35 x 110
P15	30 x 75	30 x 75
P16	30 x 75	30 x 75
P17	30 x 70	30 x 70
P18	40 x 100	40 x 120
P19	30 x 65	35 x 80
P20	30 x 100	35 x 110
P21	30 x 65	35 x 80
P22	30 x 70	30 x 70

Fonte: Autor (2022)

Para a classe de resistência de 35 MPa, metade dos pilares permaneceram com a mesma seção transversal após a verificação à ação do fogo, sendo eles o P1, P2, P3, P4, P7, P8, P9, P15, P16, P17 e P22 (*Tabela 06*). Enquanto os restantes

tiveram suas seções aumentadas pelos mesmos motivos apresentados para a classe de resistência de 25 MPa. Com isso, o somatório das áreas das seções dos pilares para situação de incêndio possuiu um aumento de 8750 cm² em relação ao calculado para situação normal de uso, representando assim, um acréscimo de 15,32%. Os valores de área transversal de cada pilar do Pavimento 10 são apresentadas na *Tabela 07* a seguir:

Tabela 07 - Áreas das seções transversais dos pilares para Situação Normal de Uso e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 35 MPa.

CLASSE DE RESISTÊNCIA: 35 MPA		
PILAR	**Seção transversal para Situação Normal de Uso (cm²)**	**Seção transversal para Situação de Incêndio (cm²)**
P1	2400	2400
P2	1800	1800
P3	2400	2400
P4	2100	2100
P5	1800	2450
P6	1800	2625
P7	2100	2100
P8	3562,5	3562,5
P9	3625	3625
P10	1800	2450
P11	4800	5850
P12	3000	3500
P13	3325	4200
P14	3000	3850
P15	2250	2250
P16	2250	2250
P17	2100	2100
P18	4000	4800
P19	1950	2800
P20	3000	3850
P21	1950	2800
P22	2100	2100
TOTAL	**57112,5**	**65862,5**

Fonte: Autor (2022)

Tabela 08 - Dimensões dos pilares para Situação Normal e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 50 Mpa.

CLASSE DE RESISTÊNCIA: 50 MPA		
PILAR	**Dimensões para Situação Normal de Uso (cm x cm)**	**Dimensões para Situação de Incêndio (cm x cm)**
P1	25 x 80	30 x 80
P2	25 x 60	30 x 60
P3	25 x 80	30 x 80
P4	25 x 70	30 x 70
P5	25 x 60	30 x 60
P6	25 x 60	30 x 60
P7	25 x 70	30 x 70
P8	25 x 142,5	25 x 142,5
P9	25 x 145	25 x 145
P10	20 x 60	30 x 60
P11	40 x 120	40 x 120
P12	30 x 100	30 x 100
P13	35 x 95	35 x 95
P14	30 x 100	30 x 100
P15	30 x 75	30 x 75
P16	30 x 75	30 x 75
P17	25 x 70	30 x 70
P18	40 x 100	40 x 100
P19	25 x 65	30 x 65
P20	30 x 100	30 x 100
P21	25 x 65	30 x 65
P22	25 x 70	30 x 70

Fonte: Autor (2022)

Para a classe de resistência de 50 MPa, dez pilares, sendo eles P8, P9, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P18 e P20, continuaram com a mesma seção transversal depois da verificação ao incêndio (Tabela 08). Já os outros doze pilares (P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P10, P17, P19, P21 e P22) possuíram um aditamento em suas dimensões de seção transversal. Dessa forma, o somatório das áreas das seções transversais para a situação de incêndio aumentou em 4350 cm² em relação à situação normal de uso, que possui uma somatória equivalente a 52762,5 cm² (*Tabela 09*). Isso significa que a verificação provocou um acréscimo de aproximadamente 8,24% nas seções transversais dos pilares.

Tabela 09 - Áreas das seções transversais dos pilares para Situação Normal de Uso e Excepcional de Incêndio para Classe de Resistência de 50 Mpa.

CLASSE DE RESISTÊNCIA: 50 MPA		
PILAR	**Seção transversal para Situação Normal de Uso (cm^2)**	**Seção transversal para Situação de Incêndio (cm^2)**
P1	2000	2400
P2	1500	1800
P3	2000	2400
P4	1750	2100
P5	1500	1800
P6	1500	1800
P7	1750	2100
P8	3562,5	3562,5
P9	3625	3625
P10	1200	1800
P11	4800	4800
P12	3000	3000
P13	3325	3325
P14	3000	3000
P15	2250	2250
P16	2250	2250
P17	1750	2100
P18	4000	4000
P19	1625	1950
P20	3000	3000
P21	1625	1950
P22	1750	2100
TOTAL	**52762,5**	**57112,5**

Fonte: Autor (2022)

Para análise de consumo de concreto, é apresentada a *Tabela 10*, na qual os valores estão separados por classe de resistência, tanto para situação normal de uso quanto para excepcional de incêndio. Para essa tabela, são considerados apenas os pilares do Pavimento 10 da edificação.

Tabela 10 - Resumo do Consumo de Concreto dos Pilares no Pavimento 10.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	CONSUMO DE CONCRETO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (M^3)	CONSUMO DE CONCRETO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (M^3)
25 MPA	18,28	26,27
35 MPA	17,13	19,76
50 MPA	15,83	17,13

Fonte: Autor (2022)

É possível notar que o consumo de concreto, dado em metros cúbicos, aumentou para todas as classes de resistência quando submetidos a verificação ao incêndio. Para a resistência de 25 MPa, o aumento foi de 7,99 metros cúbicos, representando uma ampliação de 43,71% em relação a situação normal de uso. A classe de 35 MPa apresenta um acréscimo de 2,63 metros cúbicos, representando um aumento próximo a 15,35% após a verificação à ação do fogo. Já a classe de resistência de 50 MPa apresenta uma variação crescente de 1,3 metros cúbicos, representando um aditamento de 8,21% em comparação aos resultados obtidos para a situação normal de uso. Com isso, é verificado, entre as três classes de resistência, que quanto menor a classe de resistência do concreto, maior o aumento de consumo de concreto nos pilares quando a estrutura for submetida à verificação ao incêndio.

7.3.1.1.2 Vigas

Na *Tabela 11*, são apresentadas as dimensões das seções transversais das vigas, tanto para a situação normal de uso quanto para excepcional de incêndio, para todas as classes de resistências trabalhadas (25 MPa, 35 MPa e 50 MPa).

As vigas, geralmente apresentam dimensões diversificadas por conta dos carregamentos diferentes, decorrente dos posicionamentos de cada uma, porém, é necessário realizar uma padronização de suas dimensões, como foi realizada no programa TQS (2020), com o objetivo de facilitar e agilizar a execução, principalmente no tocante as fôrmas, além de aumentar a rigidez da edificação, formando contraventamentos para as ações laterais que podem ocorrer no edifício. Tendo em vista isso, para cada classe de resistência foi considerado uma seção transversal para todas as vigas da estrutura, sendo alterada ou não após a verificação ao incêndio, como é mostrado na *Tabela 11* a seguir:

Tabela 11 - Dimensões das vigas para Situação Normal e de Incêndio.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	DIMENSÕES PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (CM X CM)	DIMENSÕES PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (CM X CM)
25 MPA	30 x 70	30 x 70
35 MPA	30 x 65	30 x 65
50 MPA	25 x 65	30 x 65

Fonte: Autor (2022)

É possível perceber que a única classe de resistência que teve a seção transversal alterada por conta da verificação ao incêndio foi a de 50 MPa, onde teve sua base aumentada em 5 centímetros, valor acrescido para fornecer maior robustez e maior cobrimento para as armaduras. É importante ressaltar que esse aumento da base é refletido em todo o perímetro de viga do pavimento, resultando assim em um aumento de consumo de concreto considerável, como é possível observar na *Tabela 12* a seguir:

Tabela 12 - Resumo do Consumo de Concreto das Vigas no Pavimento 10.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	CONSUMO DE CONCRETO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (M^3)	CONSUMO DE CONCRETO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (M^3)
25 MPA	48,84	48,84
35 MPA	45,35	45,35
50 MPA	37,79	45,35

Fonte: Autor (2022)

Considerando agora o consumo de concreto para esse elemento estrutural, a verificação à ação do fogo provocou, para a classe de resistência de 50 MPa, um aumento de 7,56 metros cúbicos em comparação ao consumo obtido para situação normal de incêndio, significando assim um acréscimo de 20,01% em relação aos 37,79 metros cúbicos utilizados para atender a situação normal de uso.

7.3.1.1.3 Lajes

Na *Tabela 13*, são apresentadas as espessuras das lajes, tanto para a situação normal de uso quanto para excepcional de incêndio, considerando as três classes de resistência analisadas neste trabalho (25 MPa, 35 MPa e 50 MPa).

Tabela 13 - Espessuras das lajes para Situação Normal e de Incêndio.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	ESPESSURA PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (CM)	ESPESSURA PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (CM)
25 MPA	12	12
35 MPA	12	12
50 MPA	12	12

Fonte: Autor (2022)

É notório que a verificação ao fogo não ocasionou nenhuma alteração nas dimensões das lajes em comparação com os valores obtidos para situação normal de uso, com isso todas as lajes, para as duas situações e para as três classes de resistência apresentam uma altura de 12 centímetros. Dessa forma, o consumo de concreto das lajes (*Tabela 14*) não foram influenciados pela espessura do elemento, e sim pela largura da viga, como será explicado a seguir.

Tabela 14 - Resumo do Consumo de Concreto das Lajes no Pavimento 10.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	CONSUMO DE CONCRETO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (M^3)	CONSUMO DE CONCRETO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (M^3)
25 MPA	36,68	36,68
35 MPA	36,68	36,68
50 MPA	38,08	36,68

Fonte: Autor (2022)

O consumo de concreto para as lajes foi alterado somente para a classe de resistência de 50 MPa, na qual a verificação ao incêndio fez com que o consumo de concreto fosse diminuído em 1,4 metros cúbicos, resultando em um decréscimo de 3,68% em relação a situação normal de uso. Essa variação ocorre porque a base da viga também foi alterada. Como nessa classe (50 MPa) a base da viga aumentou 5 centímetros (*Tabela 11*), a área de laje perdeu esse mesmo valor em todas as suas faces de contato com as vigas, refletindo assim uma redução na quantidade de concreto das lajes.

7.3.1.2 Consumo de Aço

7.3.1.2.1 Pilares

A quantidade de armadura dos pilares do Pavimento 10, considerando as três classes de resistência analisadas no trabalho (25 MPa, 35 MPa e 50 MPa), tanto para a situação normal de uso quanto para situação excepcional de incêndio é apresentada, em quilogramas na Tabela 15 a seguir:

Tabela 15 - Resumo do Consumo de Aço dos Pilares do Pavimento 10.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	CONSUMO DE AÇO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (KG)	CONSUMO DE AÇO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (KG)
25 MPA	1688	2033
35 MPA	1491	1692
50 MPA	1358	1481

Fonte: Autor (2022)

Como é visto, o aumento de aço, após a verificação para situação de incêndio, acompanha o crescimento de do consumo de concreto, evidenciando que o motivo do aditamento ocorre por conta da regra de área mínima de armadura que uma seção transversal pode possuir. Com isso, para a classe de resistência de 25 MPa, o aumento foi de 345 kg, representando um crescimento próximo de 20,44% em comparação a situação normal de uso. Para a resistência de 35 MPa, a adição foi de 201 quilogramas, significando um acréscimo entorno de 13,48%. Já a classe de 50 MPa apresentou um aumento de somente 123 kg, retratando uma ampliação de aproximadamente 9,06%.

7.3.1.2.2 Vigas

O consumo de aço das vigas do Pavimento 10 para as classes de resistência de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa, tanto para a situação normal de uso quanto para a situação excepcional de incêndio, é apresentado na *Tabela 16* a seguir:

Tabela 16 - Resumo do Consumo de Aço nas Vigas no Pavimento 10.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	CONSUMO DE AÇO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (KG)	CONSUMO DE AÇO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (KG)
25 MPA	6184,0	6138,0
35 MPA	6164,0	6212,0
50 MPA	6124,0	6983,0

Fonte: Autor (2022)

Para a classe de resistência de 25 MPa, o consumo de aço diminuiu em 46 kg após a verificação ao incêndio, representando uma redução de 0,74%. Para a classe de 35 MPa, ocorreu um aumento de consumo de aço em 48 kg, que corresponde a um acréscimo de 0,78% decorrente da verificação à ação do fogo. Já para a resistência de 50 MPa, o consumo de aço para situação de incêndio aumentou em

859 kg em relação a situação normal de uso, representando um acréscimo de 14,03%, sendo assim, a maior variação entre as três classes analisadas.

A justificativa para esse aumento do quantitativo de aço maior para a resistência de 50 MPa é que essa classe foi a única entre as três que teve um aumento da seção transversal do elemento estrutural, refletindo assim na utilização de armadura, pois um dos parâmetros para cálculo de área mínima de aço é relacionado a área de concreto, onde existe uma relação direta, em que quando a seção de concreto é aumentada, sua área mínima de aço também sofre um acréscimo, pois a área de armadura nunca deve ser inferior a 0,15% da área de concreto segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

7.3.1.2.3 Lajes

O consumo de aço das lajes do Pavimento 10 para as classes de resistência de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa, tanto para a situação normal de uso quanto para a situação excepcional de incêndio, é apresentado na *Tabela 17* a seguir:

Tabela 17 - Resumo do Consumo de Aço nas Lajes no Pavimento 10.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	CONSUMO DE AÇO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (KG)	CONSUMO DE AÇO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (KG)
25 MPA	5740,0	5768,0
35 MPA	5791,0	5787,0
50 MPA	6113,0	6587,0

Fonte: Autor (2022)

Para a classe de resistência de 25 MPa, a verificação à ação do fogo ocasionou um aumento do consumo de aço em somente 28 kg, representando um aumento de 0,49% em relação ao consumo apresentado pela situação normal de uso. Na resistência de 35 MPa houve um decréscimo de 4 kg, ocorrendo uma baixa de aproximadamente 0,07%, possuindo assim um valor de variação próximo de zero. Já na classe de 50 MPa, a verificação ao incêndio significou um aumento e 474 kg, representando um acréscimo de aproximadamente 7,75%, sendo assim a classe de resistência mais influenciada pela ação do fogo quanto ao consumo de aço.

7.3.1.3 Taxa de Aço

Procurando apresentar um parâmetro que melhor demonstrasse a relação entre o consumo de concreto e aço, a seguir é apresentada a relação entre esses dois constituintes do concreto armado tanto para situação normal de uso quanto para excepcional de incêndio, como é visto nas *Tabelas 18*, *19* e *20* posteriormente colocadas.

7.3.1.3.1 Pilares

A taxa de aço nos pilares do Pavimento 10 para as classes de resistência de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa, tanto para a situação normal de uso quanto para a situação excepcional de incêndio, é apresentado na *Tabela 18* a seguir:

Tabela 18 - Taxa de Aço dos Pilares do Pavimento 10.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	TAXA DE AÇO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (KG/M³)	TAXA DE AÇO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (KG/M³)
25 MPA	92,34	77,39
35 MPA	87,04	85,63
50 MPA	85,79	86,46

Fonte: Autor (2022)

Para as resistências de 25 MPa e 35 MPa, a taxa de aço diminuiu com a verificação à situação de incêndio, mostrando que o aumento da seção foi maior que o consumo de armadura. Já com a classe de 50 MPa, a taxa de aço teve um pequeno aumento, expondo que o aumento do consumo de aço foi próximo ao acréscimo de volume de concreto.

7.3.1.3.2 Vigas

A taxa de aço nas vigas do Pavimento 10 para as classes de resistência de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa, tanto para a situação normal de uso quanto para a situação excepcional de incêndio, é apresentado na *Tabela 19* a seguir:

Tabela 19 - Taxa de Aço das Vigas do Pavimento 10.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	TAXA DE AÇO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (KG/M³)	TAXA DE AÇO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (KG/M³)
25 MPA	126,62	125,68
35 MPA	135,92	136,98
50 MPA	162,05	153,98

Fonte: Autor (2022)

Para as classes de resistência de 25 MPa e 35 MPa, ocorreram pequenas variações na taxa de aço na comparação entre as duas situações estudadas, nas quais para 25 MPa foi um decréscimo e para 35 MPa um acréscimo, porém, evidenciando que a variação tanto do volume de concreto como no consumo de aço foi muito próxima. Já considerando a resistência de 50 MPa, a variação da taxa de aço foi maior, representando um decréscimo, significando que houve maior aumento do volume de concreto do que consumo de aço após a verificação ao incêndio.

7.3.1.3.3 Lajes

A taxa de aço nas lajes do Pavimento 10 para as classes de resistência de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa, tanto para a situação normal de uso quanto para a situação excepcional de incêndio, é apresentado na *Tabela 20* a seguir:

Tabela 20 - Taxa de Aço das Lajes do Pavimento 10.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	TAXA DE AÇO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (KG/M³)	TAXA DE AÇO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (KG/M³)
25 MPA	156,49	157,25
35 MPA	157,88	157,77
50 MPA	160,53	179,58

Fonte: Autor (2022)

Para as classes de resistência de 25 MPa e 35 MPa, ocorreram pequenas variações na taxa de aço, comparando as duas situações estudadas, nas quais para 25 MPa foi um acréscimo e para 35 MPa um decréscimo, porém, evidenciando que a variação tanto do volume de concreto como do consumo de aço foram muito próximas, principalmente para a classe de 35 MPa, na qual a variação foi quase nula. Já considerando a resistência de 50 MPa, a variação da taxa de aço foi maior,

representando um decréscimo, significando um maior aumento do volume de concreto do que consumo de aço após a verificação ao incêndio.

7.3.2 Análises da Edificação total

Nesta parte do trabalho são apresentados, considerando a estrutura completa da edificação, os consumos de concreto, em metros cúbicos, e de aço, em quilogramas, tanto da estrutura dimensionada para situação normal de uso quanto para a excepcional de incêndio, considerando as três classes de resistência propostas (25 MPa, 35 MPa e 50 MPa). Com isso, são mostradas as alterações desses parâmetros, quantificando as variações e explicando os motivos de tais modificações.

7.3.2.1 Consumo de Concreto

Nas *Tabelas 21* e *22* são apresentados os consumos de concreto, em metros cúbicos, para situação normal de uso e excepcional de incêndio respectivamente. Cada planilha é segmentada por classe de resistência e por tipo de elemento estrutural: pilares, vigas e lajes.

Tabela 21 - Consumo de Concreto da Edificação para Situação Normal de Uso.

SITUAÇÃO NORMAL DE USO				
CLASSE DE RESISTÊNCIA	**Consumo de concreto (m³)**			
	Pilares	**Vigas**	**Lajes**	**Total**
25 MPA	292,44	781,40	586,94	1660,78
35 MPA	274,14	725,59	586,94	1586,67
50 MPA	253,26	604,66	609,26	1467,18

Fonte: Autor (2022)

Tabela 22 - Consumo de Concreto da Edificação para Situação de Incêndio.

SITUAÇÃO EXCEPCIONAL DE INCÊNDIO				
CLASSE DE RESISTÊNCIA	**Consumo de concreto (m³)**			
	Pilares	**Vigas**	**Lajes**	**Total**
25 MPA	420,36	781,40	586,94	1788,70
35 MPA	316,14	725,59	586,94	1628,67
50 MPA	274,14	725,59	586,94	1586,67

Fonte: Autor (2022)

Os pilares são as peças estruturais de maior variação após a verificação ao incêndio, possuindo acréscimo de consumo para todas as classes de resistência, sendo ainda mais evidente para a classe de 25 MPa. As vigas apresentam mudança

no consumo apenas para a resistência de 50 MPa, aumentando 120,93 metros cúbicos em relação ao dimensionamento realizado para situação normal de uso. As lajes são o único tipo de elemento que a verificação ao fogo fez com que o consumo diminuísse, apresentando um decréscimo de 22,32 metros cúbicos para a classe de resistência de 50 MPa, sendo o tipo de elemento estrutural menos afetado entre os três.

Somando o consumo de concreto, considerando a situação normal de uso, de pilares, vigas e lajes para cada classe de resistência, tem-se 1660,78 metros cúbicos para 25 MPa, 1586,67 metros cúbicos para 35 MPa e 1467,18 metros cúbicos para 50 MPa. Já para a situação de incêndio, tem-se 1788,70 metros cúbicos para 25 MPa, 1628,67 metros cúbicos para 35 MPa e 1586,67 metros cúbicos para 50 MPa. Com isso, na classe de resistência de 25 MPa, ocorreu um aumento de 127,92 metros cúbicos, resultando em um acréscimo de aproximadamente 7,7%. Para 35 MPa, o aditamento foi de 42 metros cúbicos, representando uma variação crescente próxima a 2,65% em relação ao consumo para situação normal. Já a classe de 50 MPa apresentou uma crescente de 119,49 metros cúbicos, significando uma alta entorno de 8,14% após a verificação à ação do fogo, sendo a classe de resistência de maior variação no tocante a consumo de concreto.

7.3.2.2 Consumo de Aço

Quanto ao consumo de armadura da edificação total é apresentado na *Tabela 23*. A mesma contém os resultados separados para as duas situações analisadas, normal de uso e excepcional de incêndio, considerando as classes de resistência de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa.

Tabela 23 - Consumo de Aço na edificação.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	CONSUMO DE AÇO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (KG)	CONSUMO DE AÇO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (KG)
25 MPA	209846	224137
35 MPA	201987	208752
50 MPA	201058	202294

Fonte: Autor (2022)

Como citado anteriormente, o aumento de consumo de aço ocorre por meio do aumento das seções transversais dos elementos estruturais. Para a classe de resistência de 25 MPa, ocorre a maior alta do consumo de armadura após a verificação à ação do fogo, aumentando em 14291 quilogramas, exprimindo um crescimento de 6,81% em relação ao consumo para situação normal de uso, sendo resultado principalmente pelo aumento das dimensões dos pilares. Para a classe de 35 MPa, o aditamento foi de 6765 quilogramas, representando uma ampliação próxima de 3,35%. Já para a resistência de 50 MPa, o aumento do consumo de aço é baixo, sendo de apenas 1236 quilogramas, pois o crescimento ocasionado pelos pilares é parcialmente abatido pela diminuição do consumo nas lajes, chegando em uma porcentagem próxima de zero, sendo mais preciso, de 0,61% em comparação a situação normal.

7.3.2.3 Taxa de Aço

A taxa de aço da edificação total é apresentada na *Tabela 24*. A mesma contém os dados separados para as duas situações analisadas, normal de uso e excepcional de incêndio, considerando as classes de resistência de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa.

Tabela 24 - Taxa de Aço na Edificação.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	TAXA DE AÇO PARA SITUAÇÃO NORMAL DE USO (KG/M³)	TAXA DE AÇO PARA SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (KG/M³)
25 MPA	126,35	125,31
35 MPA	127,30	128,17
50 MPA	137,04	127,50

Fonte: Autor (2022)

Novamente, é visto que a maior variação de taxa de aço ocorre na classe de resistência de 50 MPa, enquanto que as variações para as resistências de 25 MPa e 35 MPa são mínimas, ressaltando que a verificação à ação do fogo provoca um aumento próximo da equivalência para o consumo de aço e volume de concreto.

7.4 Análise dos resultados de estabilidade global

Para efeitos de comparação, foram reduzidos os valores de resistência característica das três classes apresentadas na *Tabela 25*. Para esse processo, foram utilizados os fatores de redução presentes na NBR 15200 (ABNT, 2012), traduzindo os efeitos do aumento da temperatura nos parâmetros resistivos do concreto armado.

Tabela 25 - Redução das Resistências (Fatores de Redução).

CLASSE DE RESISTÊNCIA	RESISTÊNCIA REDUZIDA
25,00 MPA	1,00 Mpa
35,00 MPA	1,40 Mpa
50,00 MPA	2,00 Mpa

Fonte: Autor (2022)

Com a aplicação dos coeficientes de redução, a resistência atingida para as para a três classes representa uma queda brusca em seus valores, compondo apenas 4% da resistência inicial. Com isso, a estrutura estaria completamente instável para a temperatura de 1050° Celsius, valor atingido para o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo de 120 minutos determinado para o edifício em estudo, porém como foi mencionado na Revisão de Literatura, no Tópico 5.6, intitulado como “Gradiente térmico da seção transversal de concreto armado”, as temperaturas no interior das peças e consequentemente nas barras de aço estarão bem abaixo dos 1050° Celsius, possuindo assim propriedades resistivas protegidas da ação do fogo.

Considerando que o valor limite do coeficiente γ_z para considerar apenas os efeitos de 1ª ordem é 1,10, é visto que, a edificação dimensionada para situação normal de uso já se encontra no seu limite, apresentando um coeficiente igual a 1,09 para as três classes de resistência (25 MPa, 35 MPa e 50 MPa), como é mostrado na Tabela 26 a seguir:

Tabela 26 - Coeficiente γ_z para Situação Normal de Uso.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	COEFICIENTE γ_z	CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA
25 MPA	1,09	Nós Fixos
35 MPA	1,09	Nós Fixos
50 MPA	1,09	Nós Fixos

Fonte: Autor (2022)

Para a situação normal de uso, todas as resistências trabalhadas foram classificadas como nós fixos. Com isso, foi verificado no *software* TQS (2020), em qual resistência se iniciava os efeitos de 2ª ordem, nos quais a estrutura é classificada de nós móveis, chegando assim aos resultados apresentados na Tabela 27 a seguir:

Tabela 27 - Início dos efeitos de 2ª Ordem.

CLASSE DE RESISTÊNCIA	RESISTÊNCIA PARA INÍCIO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM	COEFICIENTE γ_z
25 MPA	20,00 Mpa	1,12
35 MPA	25,00 Mpa	1,15
50 MPA	30,00 Mpa	1,20

Fonte: Autor (2022)

Sendo 20 MPa, 25 MPa e 30 MPa as resistências para início das considerações de efeitos de 2ª ordem para as classes de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa respectivamente, é visto que no ápice do incêndio toda a estrutura seria classificada em nós móveis, pois a mesma apresenta resistências abaixo para a temperatura de 1050° Celsius, como mostra a Tabela 25, mesmo considerando a baixa condutividade térmica do concreto. Já observando a Tabela 26, é notório que a estrutura já teria que ser analisada com os efeitos de 2ª ordem no início do incêndio, pois na situação normal de uso, a mesma já apresenta coeficiente γ_z no limite para classificação da estrutura em nós fixos.

Como as peças estruturais dimensionadas para resistência característica de 50 MPa apresentam dimensões mais esbeltas em relação as medidas obtidas para a resistência de 25 MPa, o efeito da ação do fogo faz com que a consideração dos efeitos de 2ª ordem seja alcançada em uma resistência maior nas estruturas dimensionadas para 50 MPa em relação às calculadas para 25 MPa. Isso acontece porque os dois parâmetros que comandam a rigidez da edificação é a resistência característica (influenciando no módulo de elasticidade) e as dimensões, que fornecem momento de inércia ao corpo. Dessa forma, menores dimensões necessitam de maiores resistência para alcançarem certa rigidez. Com isso, é visto que para a classe de 50 MPa, a consideração dos efeitos de 2ª ordem se iniciou com a resistência de 30 MPa, enquanto para a classe de 25 MPa, os mesmos efeitos só se iniciaram quando a resistência chega a 20 MPa. É importante destacar, que o programa computacional TQS (2020) só permite a utilização de resistências tabeladas na NBR 6118 (ABNT, 2014), não sendo possível encontrar o valor exato em que os efeitos de 2ª ordem devem ser levados em conta na edificação.

8 CONCLUSÕES FINAIS

Com o estudo do referencial teórico juntamente com a aplicação do software TQS (2020), esse trabalho procurou entender o comportamento de um edifício de multipavimentos em concreto armado para a situação de incêndio, evidenciando as influências e alterações que a verificação à ação do fogo provoca na edificação dimensionada para situação normal de uso, por meio de uma análise comparativa entre os resultados obtidos para as duas situações.

Como o aumento de temperatura diminui as propriedades mecânicas da estrutura, a mesma apresenta uma insegurança quanto ao incêndio, confirmando a necessidade da observação dos regulamentos presentes nas normas pertinentes.

Para alcançar uma comparação do edifício dimensionado para situação normal de uso com o verificado para situação excepcional de incêndio foi realizado um dimensionamento seguindo a NBR 6118 (ABNT, 2014), e verificado segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012). Com isso, a comparação das seções transversais, consumo de concreto e de aço dos elementos estruturais comprovaram que há necessidade do aumento das dimensões, principalmente dos pilares, para o edifício atender as recomendações normativas.

É visto que as classes de resistência de 25 MPa e 50 MPa são as que possuem maiores alterações no consumo de concreto, enquanto para a classe de 35 MPa é a menos influenciada pela ação do fogo, alterando o consumo apenas nos pilares. Outro ponto interessante verificado no consumo de concreto, e que ocorre de forma singular, é que para resistência de 50 MPa, o consumo nas lajes é diminuído após a verificação, mas a explicação para isso é o aumento da base das vigas, diminuindo a área de laje considerada.

Analisando o consumo de aço, foi constatada pouca variação em seus números, principalmente nas vigas, que possuíram alterações mínimas. Foi concluído também que a mudança no consumo de armadura se deu pelo crescimento das dimensões das seções transversais, considerando que o foco do método tabular é aumentar o cobrimento e robustez das peças estruturais.

Como o TRRF determinado para a análise da edificação foi de 120 minutos, a temperatura atingida no incêndio de acordoo com a curva padrão de incêndio foi próximo de 1050° Celsius, fazendo com que a resistência característica nos cantos e faces externas chegassem a somente 4% da resistência inicial, comprovando que a

estabilidade da edificação está inerente à baixa condutividade térmica do concreto que resguarda as propriedades resistivas do interior da peça, localidade onde se encontram as armadura. Mesmo com isso, é visto que a estrutura rapidamente chegaria na consideração dos efeitos de 2ª ordem durante o incêndio, já que para situação normal de uso o coeficiente γ_z é 1,09 para as três classes de resistência (25 MPa, 35 MPa e 50 MPa), estando assim no limite para classificação da estrutura em nós fixos, pois quando o coeficiente é maior que 1,10, a estrutura é categorizada como de nós móveis, considerando assim os efeitos de 2ª ordem.

Observando a situação crítica que uma edificação pode chegar no ápice do incêndio, é evidenciado a importância das medidas de proteção ativa para combater o desenvolvimento do incêndio, contribuindo com o processo de evacuação e ação da equipe de resgate aos usuários da edificação e suas imediações.

Portanto, é concluído que a estrutura dimensionada para situação normal de uso sofre aumento de consumo, principalmente de concreto, quando verificada à situação excepcional de incêndio, provando a importância do seguimento das instruções presentes nas normas e leis que regulamentam a ação do fogo em estruturas, nesse caso, de concreto armado.

Pensando em trabalhos futuros, seria interessante transformar esses consumos de concreto e aço em valores orçamentários, verificando quanto custaria o aumento do quantitativo desses materiais. Além disso, é possível analisar também a edificação com programas mais específicos para a área de estudo, considerando que o TQS(2020) não apresenta complexidade de análises no tocante a ação do fogo, resumindo as explorações contidas no presente trabalho.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, G. B. M. L., **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio.** Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo, 2012.

ALVA, G. M. S. **"Sobre o Projeto de Edifícios em Estrutura Mista Aço-Concreto".** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 277p. Brasil, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9077**: Saídas de emergência em edifícios. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14432:** Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

BASTOS, P. S. D. S. **Fundamentos do Concreto Armado**. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2019.

CALDAS, R. B. **Análise numérica de estruturas de aço, concreto e mistas em situação de incêndio.** Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

CARVALHO, P. R. O. **Análise numérica de pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto em situação de incêndio: ênfase no comportamento térmico e termoestrutural.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 2019

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118:2014. 4ª Edição. São Carlos: Edufscar, 2014.

CASTRO, G. G. S. **"Um Método Geral de Cálculo para Verificação de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio".** Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2005.

CORPO DE BOMBEIROS MILITAR DO ESTADO DO TOCANTINS (CBM/TO). Norma Técnica (NT) 06 – **Segurança Estrutural das Edificações.** Tocantins, 2021.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio.** Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo, 2008.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Considerações Sobre a Segurança das Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio.** NUTAU, 2004.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais.** V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 2003.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Recomendações para o dimensionamento de elementos de concreto à flexão simples em situação de incêndio.** In: VI Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. Anais. São Paulo: PEF/PCC/EPUSP, 2006.

COSTA, Carla Neves. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio.** Edição Revisada. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da

Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo, 2008.

DHIR, R. K.; CHANA, P.; CALISKAN, S.; LAVINGIA, R. **Concrete for fire engineering**. Watford: IHS BRE press, 2008. 322 p.

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

FERREIRA, M. W. **Estudo Numérico dos Efeitos Estruturais da Exposição de Pilares em Concreto Armado a Altas Temperaturas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS. 238p. 2019.

GUO, Z.; SHI, X**. Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures.** 1ª Edition. Oxford: Elsevier Ltd, 2011. 312p.

International Organization for Standardization. **ISO 834 Fire-resistence tests**: elements of building construction – Part 1: General requirements. 1999.

KREITH, F.; MANGLIK, F. M.; BOHN, M.S. **Princípios de Transferência de Calor.** 7ª Edição. Cengage Learning Brasil. São Paulo, 600p., 2014.

LANDI, F. R. **Ação do incêndio sobre as estruturas de concreto armado.** São Paulo: EPUSP, 1986. (Boletim Técnico BT / PCC - 86 / 001).

LIE, T. T.; LIN, T.D. **Fire Performance of Reinforced Concrete Columms**. Fire safety: Science and Engineerging, ASTM, STP 882, 176-205, 1985.

LOMBA, N. C. F. **Resistência residual de vigas de betão armado após incêndio.** Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2011.

MOURA, M. L. F. **Dimensionamento e comparação de um edifício comercial de concreto armado com níveis de resistência dos grupos I e II segundo a NBR 6118:2014**. Orientadora: Caroline Rezende. 98p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado) – Engenharia Civil, Campus Palmas, Instituto Federal do Tocantins (IFTO). Palmas, TO. 2021.

PADRE, E. P. G. **Desenvolvimento de um algoritmo computacional para verificação de seções de concreto armado submetidas à flexão composta**

oblíqua em situação de incêndio. Universidade Federal de Viçosa. Dissertação de Mestrado. Viçosa, MG, 2017.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

QUINTIERE, J. G. **Principles of Fire Behavior.** Second Edition. New York, NY: CRC Press, 2016.

R. G. S. Pereira, T. A. Carvalho Pires, D. Duarte, J. J. Rêgo Silva (2019), **"Avaliação da resistência mecânica de vigas em concreto armado após o incêndio",** Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 93 – 105.

ROTONDO, M.; LIIBER, H. **Manual: Combate a Princípios de Incêndio.** Módulo 05. Paraná, 2019.

SEITO, A. I. et al. **A segurança contra incêndio no Brasil. São Paulo.** Projeto Editora, 2008.

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

TOCANTINS, Lei n. 1.828, de 21 de setembro de 2007. **Segurança contra Incêndio e Pânico em Edificações e Áreas de Risco no Estado do Tocantins.** Tocantins, setembro de 2007.

TQS: Projetos de Estruturas de Concreto. Versão V20. São Paulo. TQS Informática, 2020.

VILA REAL, P. M. M. **Incêndio em Estruturas Metálicas, Cálculo Estrutural**. Portugal: Orion, 2003.

APÊNDICE A – Tabela para determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

Tabela A-1 – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo de acordo com o Corpo de Bombeiros do Tocantins.

Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF), em minuto										
Grupo	**Ocupação/ Uso**	**Divisão**	**Profundidade do subsolo**		**Altura da edificação**					
					Baixa		**Média Altura**		**Medianamente Alta**	**Alta**
			Classe S2 Hs > 10 m	**Classe S1 H ≤ 10 m**	**Classe P1 H ≤ 6 m**	**Classe P2 6 m < H ≤ 12 m**	**Classe P3 12 < H ≤ 23 m**	**Classe P4 23 m < H ≤ 30 m**	**Classe P5 30 m < H ≤ 54 m**	**H > 54 m**
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60	30	30	60	90	120	CT
B	Serviços de hospedagem	B-1 a B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120	CT
C	Comercial varejista	C-1	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120	CT
		C-2 e C-3	90	60	60	60 (30)	60	90	120	CT
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60	30	60 (30)	60	90	120	CT
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60	30	30	60	90	120	CT
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6, F-8, F-10 e F-11	90	60	60 (30)	60	60	90	120	CT
		F-3, F-4 e F-7	90	60	60	60	30	30	CT	CT
		F-9	CT							
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-6	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120	CT

		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60	120
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120	CT
I	Industrial	I-1	90 (60)	60 (30)	30	30	30	60	120	CT
		I-2	120	90	30	30	60 (30)	90	120	CT
		I-3	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120	
J	Depósitos	J-1	60	30	30	30	30	30	60	CT
		J-2	90	60 (30)	30	30	30	30	60	CT
		J-3	90	60 (30)	30	60	60	120 (90)	120	CT
		J-4	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120	CT
L	Explosivos	L-1, L-2 e L-3	120	120	120	CT	CT			
M	Especial	M-1	150	150	150	CT				
		M-2	CT							
		M-3	120	90	90	90	120	CT		
N	Agroindústria	N-1	120	90	30	30	60 (30)	CT		

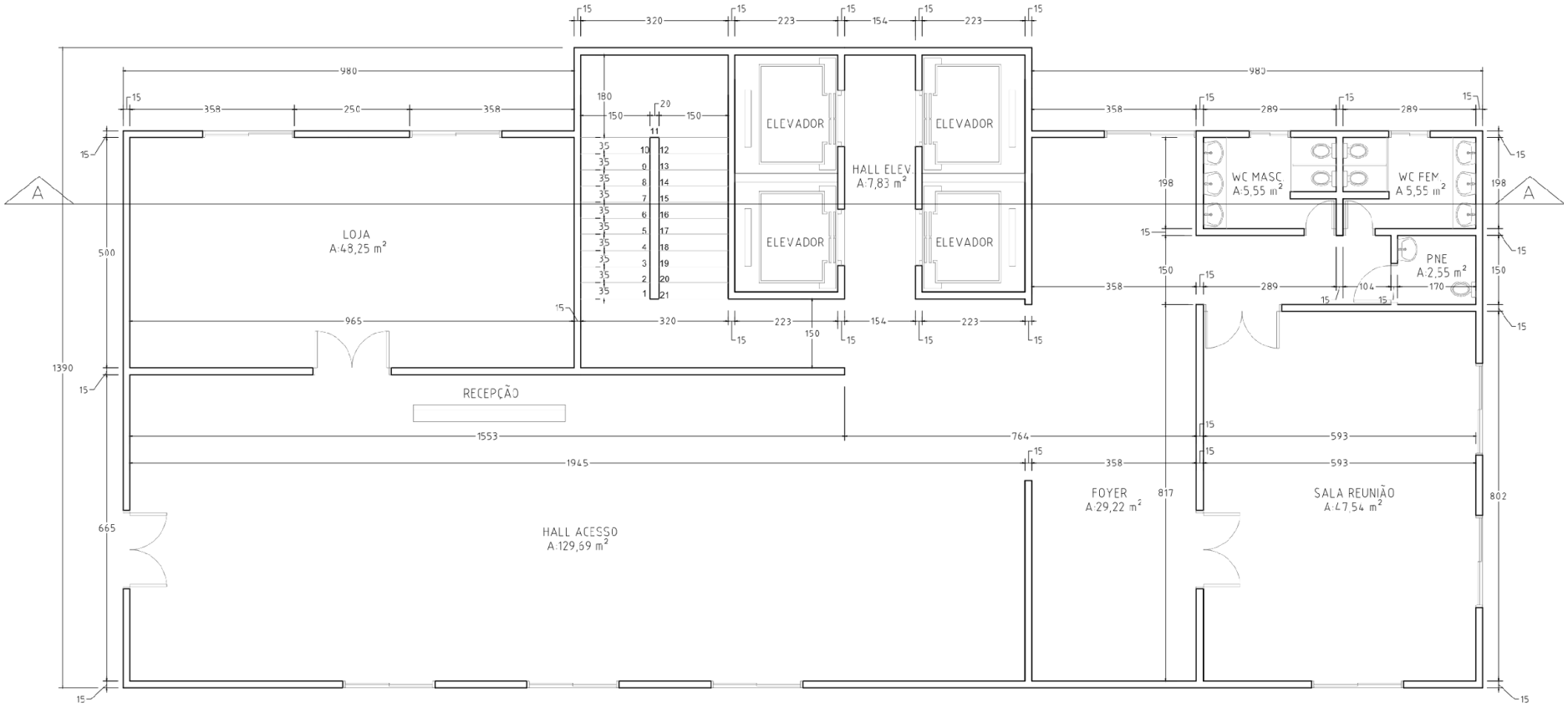
Notas da Tabela A-1:

1. **CT = Consultar Comissão Técnica do Corpo de Bombeiros Militar do Tocantins.**
2. **Os tempos entre parênteses podem ser usados nas edificações nas quais cada pavimento tenha área menor ou igual a 750 m², desde que haja compartimentação vertical entre os pavimentos.**
3. **O TRRF dos subsolos não pode ser inferior ao TRRF dos pavimentos situados acima do solo.**
4. **Para edificações com altura entre 54 m a 80 m, poderão ser exigidos os mesmos TRRF das edificações da Classe P5.**

Fonte: NT 06 (CBM/TO, 2021)

APÊNDICE B – Planta baixa do pavimento térreo da edificação

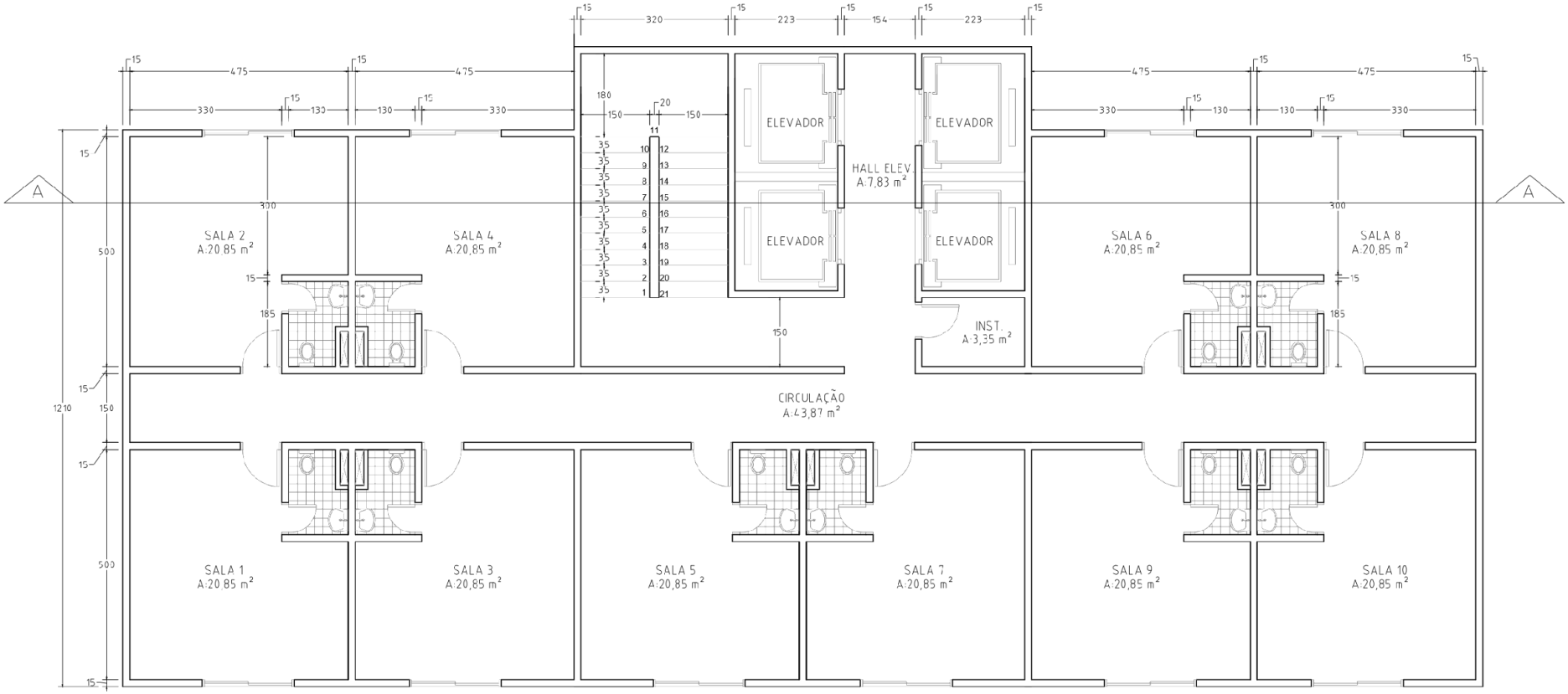
Figura B-1 - Planta baixa do pavimento térreo do edifício comercial (Sem escala)



Fonte: Moura (2021)

APÊNDICE C – Planta baixa do pavimento tipo da edificação

Figura C-1 - Planta baixa do pavimento tipo do edifício comercial (Sem escala)



Fonte: Moura (2021)

APÊNDICE D – Planta de forma do pavimento tipo da edificação

Figura D-1 - Planta de forma do pavimento tipo para classe de resistência 25 Mpa para situação normal de uso (Sem escala)

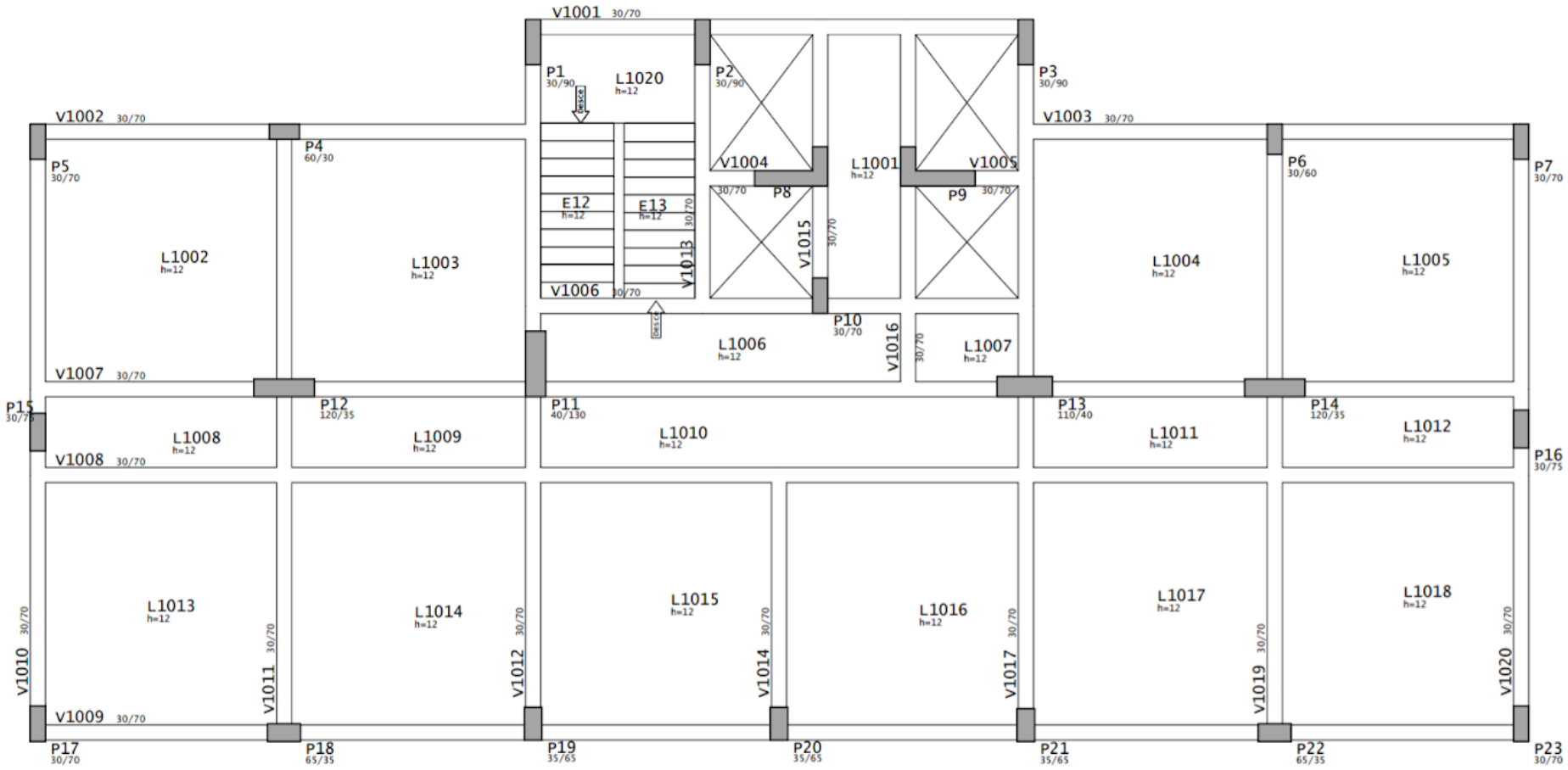


Figura D-2 - Planta de forma do pavimento tipo para classe de resistência 35 Mpa para situação normal de uso (Sem escala)

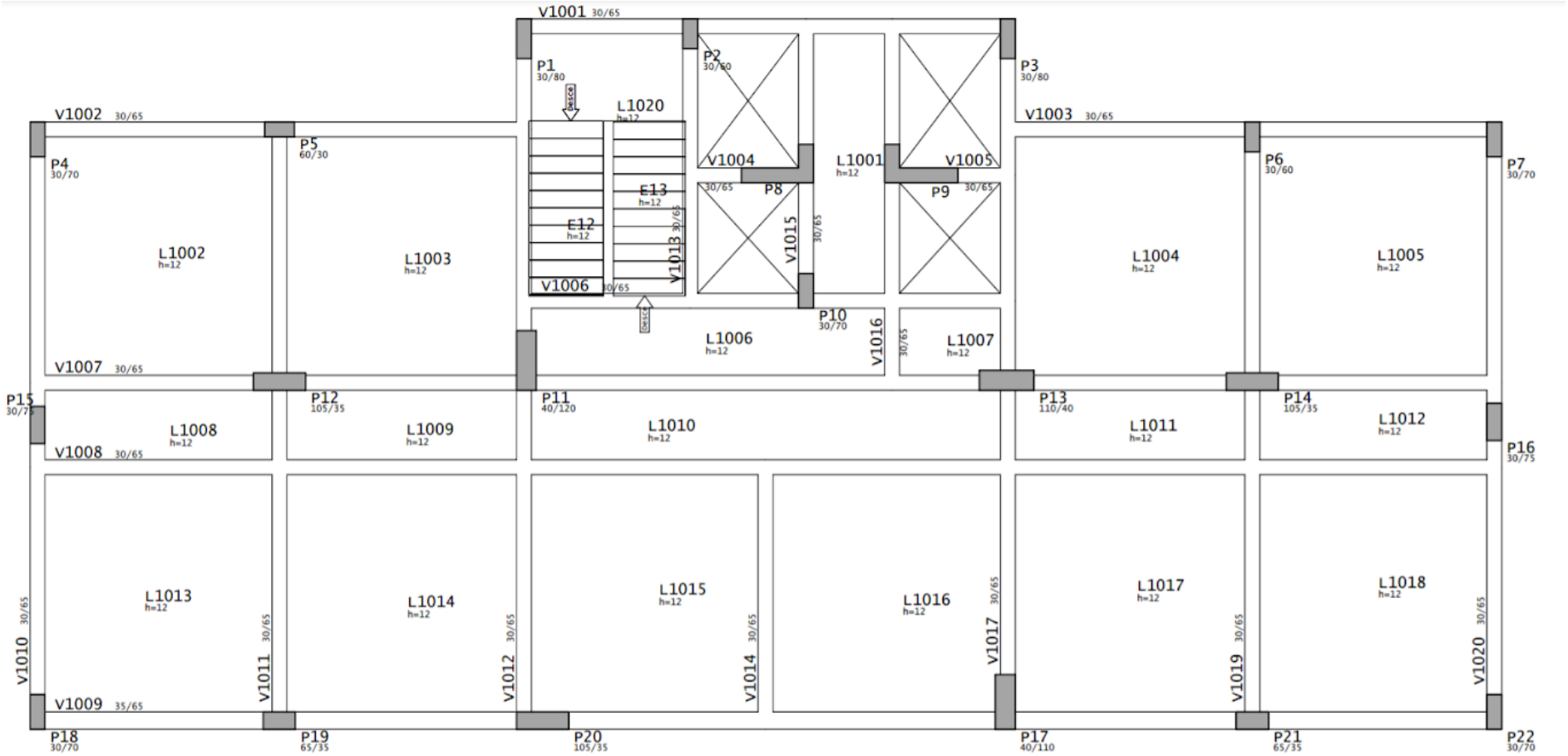


Figura D-3 - Planta de forma do pavimento tipo para classe de resistência 50 Mpa para situação normal de uso (Sem escala)

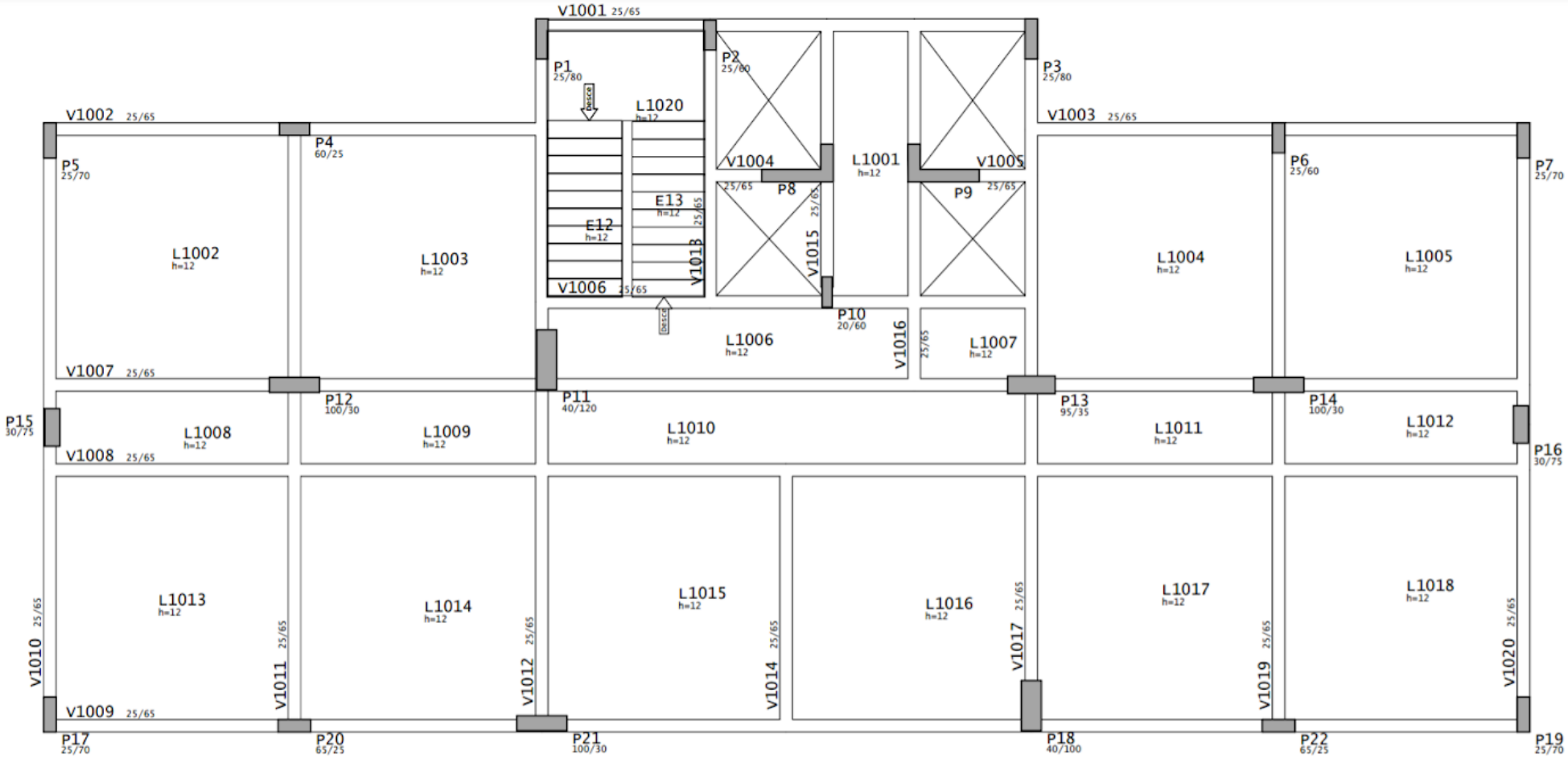


Figura D-4 - Planta de forma do pavimento tipo para classe de resistência 25 Mpa para situação de incêndio (Sem escala)

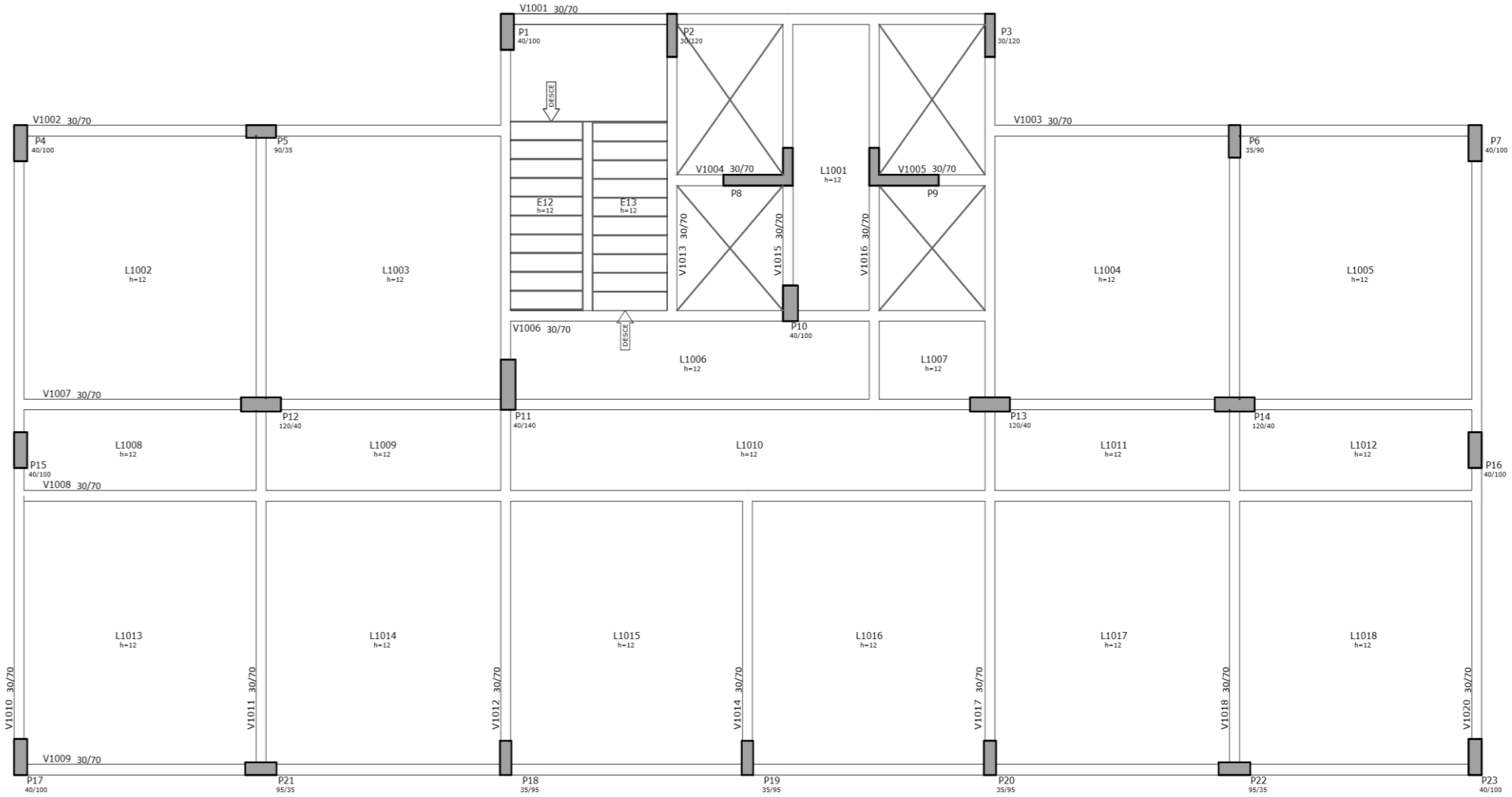


Figura D-5 - Planta de forma do pavimento tipo para classe de resistência 35 Mpa para situação de incêndio (Sem escala)

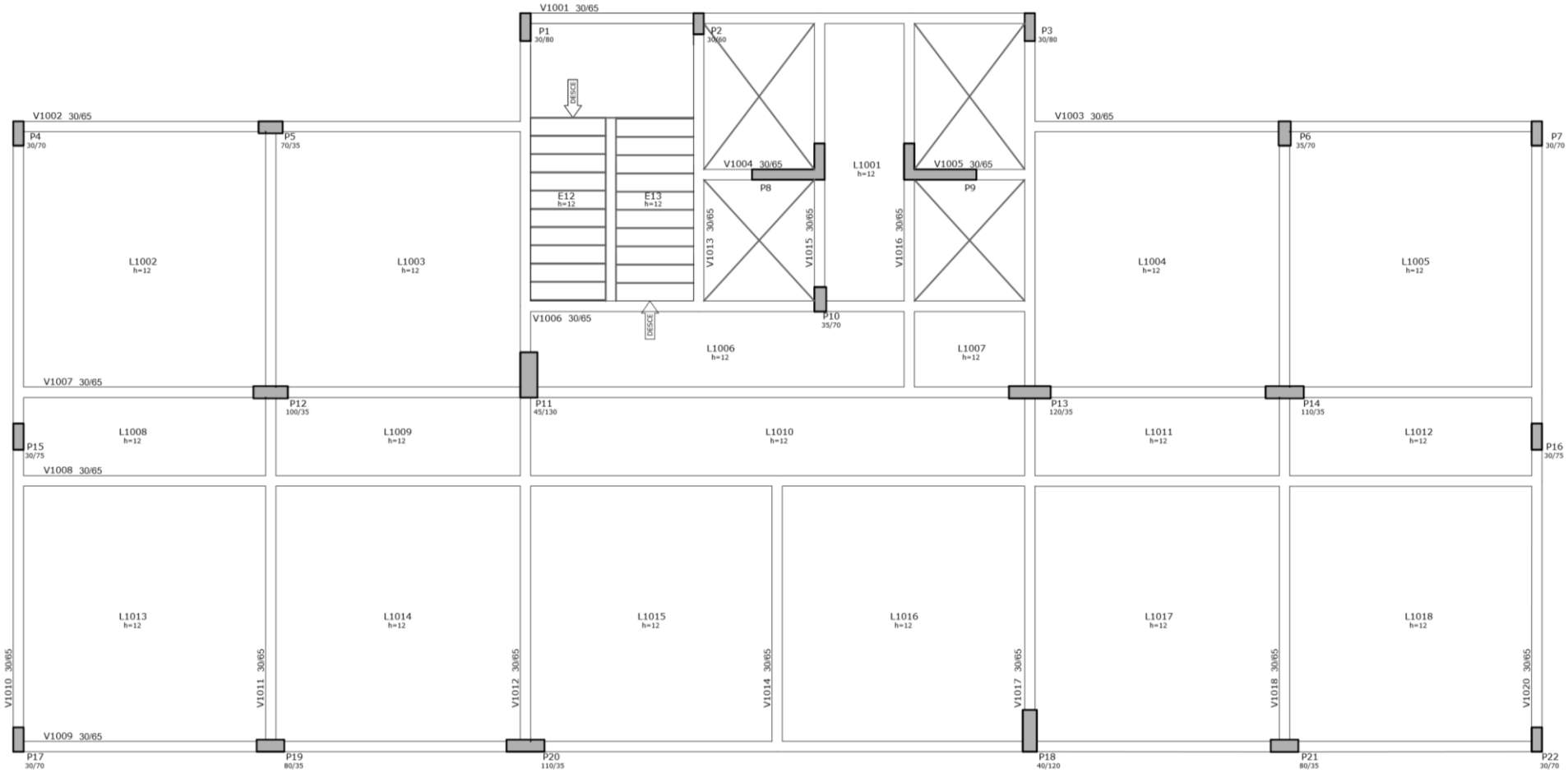


Figura D-6 - Planta de forma do pavimento tipo para classe de resistência 50 Mpa para situação de incêndio (Sem escala)

