

UNIVERSIDADE TECNOLOGIA FEDERAL DO PARANÁ
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

DEIWI MATEU POLETTO

**ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB AÇÃO DE INCÊNDIO:
APLICAÇÃO DA NBR 15200 (ABNT, 2012) NO DIMENSIONAMENTO
ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 17 PAVIMENTOS UTILIZANDO O
SOFTWARE CAD/TQS**

PATO BRANCO – PR

2022

DEIWI MATEU POLETTO

**ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB AÇÃO DE INCÊNDIO:
APLICAÇÃO DA NBR 15200 (ABNT, 2012) NO DIMENSIONAMENTO
ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 17 PAVIMENTOS UTILIZANDO O
SOFTWARE CAD/TQS**

**REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER FIRE ACTION: APPLICATION
OF NBR 15200 (ABNT, 2012) IN THE STRUCTURAL DIMENSIONING OF A 17-
FLOOR BUILDING USING CAD/TQS SOFTWARE**

Trabalho de conclusão de curso apresentado a
Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
como requisito para o recebimento do Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador(a): Paola Regina Dalcanal

PATO BRANCO – PR

2022



4.0 Internacional

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

DEIWI MATEU POLETTO

**ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB AÇÃO DE INCÊNDIO:
APLICAÇÃO DA NBR 15200 (ABNT, 2012) NO DIMENSIONAMENTO
ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 17 PAVIMENTOS UTILIZANDO O
SOFTWARE CAD/TQS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado a
Universidade Tecnológica Federal do Paraná,
como requisito para o recebimento do Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador(a): Paola Regina Dalcanal

Data de aprovação: 02 de dezembro de 2022

Ana Cláudia Dal Prá Vasata
Mestra em Engenharia Civil – UTFPR-PB
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco.

Heloiza Aparecida Piassa Benetti
Doutora em Engenharia de Produção – UFRGS
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco.

Paola Regina Dalcanal
Doutora em Engenharia Civil - Estruturas – PUC-Rio
Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco.

PATO BRANCO – PR

2022

RESUMO

Até o final da década de 60, a normatização referente a segurança contra incêndio em edificações no Brasil era branda, tendo sua importância trazida à tona após grandes incêndios ocorridos na década de 70. Apesar dos avanços normativos ocorridos nas últimas décadas, a área carece de estudos que esclareçam a real influência e impacto da aplicação dessas normas na segurança estrutural de edifícios e nos processos de dimensionamento e execução de projetos. O presente trabalho explana sobre o dimensionamento de estruturas de concreto armado sob ação de incêndio e realiza o dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado de 17 pavimentos sob ação de incêndio com base na NBR 15200 (ABNT, 2012) utilizando o software CAD/TQS. Realizou-se o dimensionamento estrutural do edifício com base na NBR 6118 (ABNT, 2014), com posterior verificação da estrutura sob ação de incêndio e redimensionamento estrutural de acordo com os critérios estabelecidos na NBR 15200 (ABNT, 2012). Posteriormente analisou-se as modificações ocorridas em projeto devido a aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012), constatando-se a improbabilidade da aplicação da referida norma ocasionar alterações estruturais significativas em edifícios residenciais.

Palavras-chave: Estrutura de Concreto Armado; Incêndio; Edificações Sob Ação de Incêndio; Dimensionamento Estrutural; NBR 15200 (ABNT, 2012); Software CAD/TQS.

ABSTRACT

Until the end of the 1960s, the standardization regarding fire safety in buildings in Brazil was lenient, with its importance brought to the fore after major fires that occurred in the 1970s. Despite the normative advances that have occurred in recent decades, the area lacks studies that clarify the real influence and impact of the application of these standards on the structural safety of buildings and on the design and execution processes of projects. This work explains about the design of reinforced concrete structures under fire action and performs the structural design of a 17-story reinforced concrete building under fire action based on NBR 15200 (ABNT, 2012) and using the software CAD/TQS. The structural dimensioning of the building was carried out based on NBR 6118 (ABNT, 2014), with subsequent verification of the structure under fire and structural resizing according to the criteria established in NBR 15200 (ABNT, 2012). Subsequently, the modifications that occurred in the project due to the application of NBR 15200 (ABNT, 2012) were analyzed, noting the improbability of the application of that standard to cause significant structural changes in residential buildings.

Key words: Reinforced Concrete Structure; Fire; Buildings Under Fire Action; Structural Dimensioning; NBR 15200 (ABNT, 2012); Software CAD/TQS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Detalhes construtivos da compartimentação horizontal.....	20
Figura 2 - Modelo de compartimentação horizontal.....	21
Figura 3 - Modelos de vedação vertical.....	22
Figura 4 - Modelo de compartimentação vertical (Verga-Peitoril).....	23
Figura 5 - Modelo de compartimentação vertical (Abas).....	23
Figura 6 – Curva temperatura-tempo de um modelo de incêndio real.....	26
Figura 7 - Fluxo de calor radiante.....	27
Figura 8 - Fluxo de calor convectivo.....	28
Figura 9 - Processos de transferência de calor em uma viga.....	28
Figura 10 - Elevação padronizada de temperatura.....	30
Figura 11 - Curva temperatura tempo de um modelo de incêndio-padrão.....	30
Figura 12 - Curva de incêndio real x Curva de incêndio-padrão.....	31
Figura 13 - Recorte da Tabela A.1 da NBR 14432 (ABNT, 2001).....	32
Figura 14 - Transformações físico-químicas do concreto endurecido em altas temperaturas.....	34
Figura 15 - Densidade do concreto em função da temperatura.....	36
Figura 16 - Condutividade térmica do concreto.....	38
Figura 17 - Calor específico do concreto submetido a elevação de temperatura e diferentes teores de umidade.....	39
Figura 18 - Alongamento específico do concreto em função da temperatura...	40
Figura 19 - Gráfico representativo do fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura para concretos de agregados silicosos e calcários.....	42
Figura 20 - Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto.....	45
Figura 21 - Diagrama tensão-deformação do concreto para diferentes temperaturas.....	45
Figura 22 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função.....	47
Figura 23 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	48
Figura 24 - Ilustração das isoterms em um elemento de concreto.....	53
Figura 25 - Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal de vigas.....	54

Figura 26 - Envoltória de momentos fletores para vigas contínuas com TRRF \geq 90 min.....	56
Figura 27 – Cortes longitudinal A-A` e transversal B-B` do edifício analisado .	68
Figura 28 - Pavimento Térreo/Garagem - Lançamento de Pilares	69
Figura 29 - Projeção do pavimento garagem sobre o pavimento tipo	70
Figura 30 - Projeção dos pilares sobre o primeiro andar	71
Figura 31 - Projeção dos pilares sobre o segundo andar	71
Figura 32 - Posição final dos pilares para realização do pré-dimensionamento	72
Figura 33 - Área máxima de seção para utilização do arranjo com bitola de 10mm de diâmetro.....	76
Figura 34 - Tabela de pré-dimensionamento de vigas.....	78
Figura 35 - Catálogo de fôrmas Atex®, software CAD/TQS	79
Figura 36 – Planilha de pré-dimensionamento de lajes	80
Figura 37 - Exigências para edificações do grupo A (Tabela 6A do CSCIP 2018)	81
Figura 38 - Modelagem 3D do edifício no software CAD/TQS	83
Figura 39 - Modelo 3D.....	85
Figura 40 - Desenho de forma do pavimento cobertura	85
Figura 41 - Desenho de forma do pavimento tipo 11	86
Figura 42 – Quadro de resumo de dimensionamento de pilares	87
Figura 43 - Resumo de dimensionamento detalhado do pilar P27	88
Figura 44 - Combinações de ações e esforços do pilar P27 no pavimento Térreo	89
Figura 45 - Coeficiente FAVt (Gama-Z)	90
Figura 46 - Deslocamento horizontal do edifício em centímetros	91
Figura 47 – Quadro de resumo de dimensionamento de pilares otimizados.....	92
Figura 48 - Quadro de resumo de dimensionamento de vigas do pavimento tipo 1	93
Figura 49 - Dimensões finais das lajes nervuradas.....	94
Figura 50 – Primeiro relatório de flechas em lajes	95
Figura 51 - Segundo relatório de flechas em lajes	97
Figura 52 - Cálculo do tempo equivalente utilizando o software CAD/TQS	98

Figura 53 - Critérios de verificação da estrutura sob ação de incêndio, CAD/TQS	99
Figura 54 - Revestimentos padrões para verificação da estrutura sob ação de incêndio, CAD/TQS	100
Figura 55 - Verificação das vigas do pavimento tipo 1 para situação de incêndio	101
Figura 56 - Verificação das lajes do pavimento tipo 1	102
Figura 57 - Verificação das lajes do pavimento tipo 3	103
Figura 58 - Tabelas de verificação software CAD/TQS	104
Figura 59 - Verificação dos pilares do pavimento tipo 1	105
Figura 60 - Verificação das lajes do pavimento tipo 3 reprocessado.....	106
Figura 61 – Quadro final de resumo de dimensionamento de pilares	108
Figura 62 - Comparação da força normal adimensional e taxa geométrica de armadura de pilares antes e depois da aplicação da NBR 15200	109
Figura 63 - Quadro final de resumo de dimensionamento de vigas do pavimento tipo 7	110
Figura 64 - Comparação das taxas de armadura de vigas do pavimento tipo 7 antes e depois da aplicação da NBR 15200	111
Figura 65 - Quadro de resumo do consumo e taxas do edifício dimensionado somente com a NBR 6118 (ABNT 2014).....	112
Figura 66 - Quadro de resumo do consumo e taxas do edifício dimensionado atendendo a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a NBR 15200 (ABNT, 2012)	113
Figura 67 - Fluxograma para aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012).....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Condutividade térmica de alguns materiais que compõem o concreto a temperatura ambiente	37
--	----

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Valores de $k_{c,\theta}$ para concretos com agregados predominantemente silicosos e calcários, com massa específica normal (2000 a 2800 kg/m ³)	41
Quadro 2 - Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada	44
Quadro 3 - Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada	44
Quadro 4 - Valores dos fatores de redução $k_{s,\theta}$ e $k_{Es,\theta}$ para aços de armadura passiva	49
Quadro 5 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas	54
Quadro 6 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos	55
Quadro 7 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas	57
Quadro 8 - Dimensões mínimas para lajes contínuas	58
Quadro 9 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo	58
Quadro 10 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas	58
Quadro 11 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas	59
Quadro 12 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção	59
Quadro 13 - Dimensões mínimas de pilares com uma face exposta ao fogo	60
Quadro 14 - Dimensões mínimas para pilares-parede	60
Quadro 15 - Pré-dimensionamento de pilares	75
Quadro 16 - Balanço de insumos	114

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	14
1.1	Objetivos	15
1.1.1	Objetivo Geral	15
1.1.2	Objetivos Específicos	15
1.2	Justificativa.....	16
2	REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1	Segurança contra incêndio	18
2.1.1	Sistemas de proteção contra incêndios.....	19
2.1.2	Compartimentação.....	19
<u>2.1.2.1</u>	<u>Compartimentação horizontal</u>	<u>20</u>
<u>2.1.2.2</u>	<u>Compartimentação Vertical</u>	<u>21</u>
2.1.3	Normatização de segurança contra incêndio.....	24
2.2	O incêndio	26
2.2.1	Transferência de calor	27
2.2.2	Modelo de incêndio natural	28
2.2.3	Modelo de incêndio-padrão.....	29
2.2.4	TRRF E TRF	31
<u>2.2.4.1</u>	<u>Método do tempo equivalente.....</u>	<u>32</u>
2.3	Comportamento dos materiais estruturais em situação de incêndio ..	33
2.3.1	Concreto Armado.....	33
2.3.2	Concreto	35
<u>2.3.2.1</u>	<u>Propriedades térmicas.....</u>	<u>35</u>
<u>2.3.2.1.1</u>	<u>Massa Específica.....</u>	<u>35</u>
<u>2.3.2.1.2</u>	<u>Condutividade Térmica.....</u>	<u>36</u>
<u>2.3.2.1.3</u>	<u>Calor específico</u>	<u>38</u>
<u>2.3.2.1.4</u>	<u>Alongamento</u>	<u>39</u>
<u>2.3.2.2</u>	<u>Propriedades mecânicas.....</u>	<u>40</u>
<u>2.3.2.2.1</u>	<u>Resistência à compressão</u>	<u>40</u>
<u>2.3.2.2.2</u>	<u>Resistência à tração</u>	<u>42</u>
<u>2.3.2.2.3</u>	<u>Módulo de elasticidade.....</u>	<u>43</u>
<u>2.3.2.2.4</u>	<u>Relação tensão-deformação</u>	<u>43</u>

2.3.3	O Aço.....	46
2.3.3.1	<u>Propriedades térmicas.....</u>	<u>46</u>
2.3.3.2	<u>Propriedades mecânicas.....</u>	<u>46</u>
2.3.3.2.1	<i>Resistência ao escoamento do aço e módulo de elasticidade.....</i>	<i>46</i>
2.3.3.2.2	<i>Relação tensão-deformação.....</i>	<i>49</i>
2.4	Ações nas estruturas em situação de incêndio	50
2.5	Métodos de dimensionamento	52
2.5.1	Método Tabular.....	53
2.5.1.1	<u>Vigas.....</u>	<u>54</u>
2.5.1.2	<u>Lajes.....</u>	<u>57</u>
2.5.1.3	<u>Pilares.....</u>	<u>59</u>
2.5.2	Método analítico para pilares.....	61
2.5.3	Método simplificado de cálculo.....	63
2.5.4	Métodos avançados de cálculo.....	63
2.5.5	Método experimental.....	64
2.6	Verificação da estrutura sob ação de incêndio no software CAD/TQS	64
3	METODOLOGIA.....	66
3.1	Delineamento da pesquisa.....	66
3.2	Apresentação do projeto arquitetônico	67
3.3	Premissas do dimensionamento estrutural	68
3.3.1	Pré-dimensionamento de pilares.....	73
3.3.2	Pré-dimensionamento de vigas.....	77
3.3.3	Pré-dimensionamento de lajes.....	78
3.4	Premissas do dimensionamento estrutural sob ação de incêndio	80
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	83
4.1	Dimensionamento estrutural a partir de critérios de dimensionamento estabelecidos na NBR 6118 (ABNT, 2014).....	83
4.2	Dimensionamento estrutural sob ação de incêndio: aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012).....	98
4.3	Mudanças estruturais e análises de esforços	107
4.4	Insumos.....	112
4.5	Guia para a aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012).....	114
5	CONCLUSÃO.....	116
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	118

**ANEXO A – TEMPOS REQUERIDOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF), EM
MINUTO 120**

**ANEXO B – CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES QUANTO À SUA OCUPAÇÃO
121**

**ANEXO C – DESCRIÇÃO DO FLUXOGRAMA GUIA PARA VERIFICAÇÃO DE
INCÊNDIO..... 123**

**ANEXO D – EXEMPLAR DE MEMORIAL DE SEGURANCA CONTRA INCÊNDIO
DAS ESTRUTURAS 125**

APÊNDICE A – PLANTAS BAIXAS DO EDIFÍCIO 126

1 INTRODUÇÃO

O primeiro grande incêndio registrado historicamente ocorreu na cidade de Roma, em 19 de julho de 64 d.C., coincidentemente época em que a madeira era utilizada como principal material de construção e as edificações eram executadas de forma contígua, sem nenhum afastamento mínimo entre as mesmas, além da inexistência de planos de evacuação, o que propiciou a propagação do fogo por toda a cidade durante 9 dias, causando a morte de milhares de pessoas. Após esse incidente a cidade de Roma se tornou a primeira a adotar um sistema de alarme anti-incêndio do mundo, através de um sistema formado por vigiles, patrulheiros que alertavam em caso de incêndio (COSTA, 2002).

Não diferente do ocorrido em Roma, tanto internacionalmente quanto nacionalmente a preocupação com a segurança contra incêndio sempre teve seu marco divisor de águas apenas após a ocorrência de grandes incêndios com vítimas. No Brasil, até o final da década de 60, a normatização referente a segurança contra incêndio em edificações era branda, foram dois grandes incêndios, ocorridos nos Edifícios Andraus e Joelma, datados respectivamente de fevereiro de 1972 e fevereiro de 1974, que trouxeram à tona a importância da segurança dos edifícios contra incêndio. De acordo com Batista (2018) esses dois incêndios juntos totalizaram mais de 200 vítimas fatais e 650 feridos e foram causados por um foco inicial ocorrido devido a defeitos elétricos, com posterior e rápida propagação do fogo para os demais pavimentos. Ambos os edifícios possuíam elevado número de pavimentos, sendo o Edifício Andraus composto por 32 pavimentos e o Edifício Joelma por 25 pavimentos, suas estruturas eram de concreto armado, porém com a inexistência de escada de segurança, impossibilitou a evacuação dos edifícios de maneira convencional.

Todos os códigos, normas e regulamentos de edificações partem do princípio de que o risco de incêndio sempre irá existir, assumindo que a execução de um edifício totalmente à prova de fogo é impraticável. Sendo assim, o enfoque normativo está voltado a impedir a propagação do fogo na edificação por tempo suficiente para que ocorra a evacuação das pessoas através de rotas de fuga, bem como o combate do incêndio pelos bombeiros.

Ademais, como citado por Oliveira e Moreno (2011, p. 3) “em situações de incêndio, quando outras medidas para conter a ação do fogo forem tomadas, a

integridade estrutural é a última linha de defesa para os ocupantes evacuarem os edifícios”, enaltecendo ainda mais a importância da segurança estrutural do edifício em situações de incêndio.

O acervo normativo referente ao desempenho de edificações e segurança de estruturas em situações de incêndio ganhou grandes contribuições na última década, como a atualização da NBR 15200 (ABNT,2012), a qual sua última atualização havia sido realizada no ano de 2004, entretanto, no dimensionamento de estruturas em concreto armado é habitual o descumprimento dessas normas, seja pela falta de conhecimento da existência das mesmas, ou pela subestimação de sua importância, eficiência e real impacto na segurança estrutural dos edifícios.

Um incêndio pode possuir vários graus de severidade, onde o tempo e a temperatura máxima resistidas por uma estrutura dependem de diversos fatores como: a carga de incêndio, o local do incêndio (interno ou externo), a compartimentação do edifício e os materiais empregados em sua construção.

Diante disso torna-se interessante o desenvolvimento deste trabalho que busca explanar o tema “Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio” através de uma pesquisa bibliográfica sobre o mesmo, com posterior demonstração da aplicação prática da NBR 15200 (ABNT,2012) em um dimensionamento estrutural utilizando o software CAD/TQS.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Explanar sobre o dimensionamento de estruturas de concreto armado sob ação de incêndio e realizar o dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado sob ação de incêndio com base na NBR 15200 (ABNT, 2012) utilizando o software CAD/TQS.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Projetar a estrutura de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado seguindo a NBR 6118 (ABNT, 2014) — Projeto de

estruturas de concreto — Procedimento — utilizando o software CAD/TQS;

- Analisar as limitações e as considerações do software CAD/TQS para o dimensionamento da estrutura sobre ação de incêndio.
- Redimensionar a estrutura do edifício utilizando os critérios de dimensionamento exigidos pela NBR 15200 (ABNT, 2012) de acordo com o TRRF exigido para o edifício analisado;
- Analisar as modificações estruturais entre os dois projetos, os esforços atuantes sobre as diferentes estruturas e o aumento na quantidade de insumos para execução da estrutura de concreto armado;
- Elaborar um guia para realizar a verificação da segurança estrutural de edifícios em situação de incêndio.

1.2 Justificativa

É notável o avanço normativo no tocante a segurança estrutural e desempenho de edificações com estrutura em concreto armado nos últimos anos. Dentre as principais normas atualizadas encontra-se a NBR 15200 (ABNT, 2012) e a NBR 6118 (ABNT, 2014), que estabelecem critérios de segurança estrutural. Porém, a área ainda carece de estudos quanto a real influência das normas de desempenho e segurança contra incêndio sobre a estrutura no quesito de esforços, custos e contribuição para a segurança.

A normatização referente ao desempenho mínimo de edificações e segurança contra incêndio ainda recentes, juntamente com a carência de estudos citadas anteriormente, podem gerar dúvidas aos projetistas e executores quanto a real influência e impacto da NBR 15200 (ABNT, 2012) no dimensionamento e segurança das estruturas de concreto armado, bem como sua aplicação na elaboração de um projeto.

Quando voltados a análise global de edifícios, tais estudos são complexos e onerosos de serem feitos de forma laboratorial, entretanto, a análise estrutural computacional necessita de recursos financeiros inferiores, viabilizando a análise de edifícios com modelos estruturais mais complexos, como no estudo em questão, onde

será utilizado o software CAD/TQS para o dimensionamento e análise estrutural, com sua licença estudantil disponibilizada pela universidade.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Segurança contra incêndio

No tocante à segurança contra incêndio, temos como objetivo fundamental a minimização do risco à vida e como objetivo secundário, e consequente, a proteção do patrimônio. Dentre os riscos presentes em um incêndio podemos citar como principal causador de óbitos a exposição excessiva das pessoas ao calor e fumaça, tornando como prioridade de segurança a rápida evacuação dos usuários da edificação. Aos elementos construtivos, inicialmente, competem a função de compartimentar e isolar a edificação, impedindo que o incêndio se propague pela mesma e/ou para edificações vizinhas pelo tempo necessário para a evacuação dos usuários (SILVA, 2012).

Ao dimensionar estruturas sob ação de incêndio temos como finalidade a obtenção de uma estrutura que seja capaz de aguentar o tempo necessário para a evacuação segura dos usuários da edificação, minimizando os riscos do colapso estrutural devido à redução das resistências dos materiais causados pelo aumento de suas temperaturas. Além da segurança à vida, a correta ponderação dessa ação resulta em economia, visto que os custos de restaurações são relativamente superiores aos custos de projetos de segurança contra incêndio (ALBUQUERQUE, 2012).

Apesar de Albuquerque (2012) ressaltar que esse fato se aplica a edifícios com um alto número de pavimentos e/ou alta quantidade de usuários, onde o tempo necessário para uma evacuação segura é relativamente maior que o tempo necessário em construções mais horizontalizadas, o Código de Segurança Contra Incêndio e Pânico (CSCIP, 2018) do estado do Paraná exige a verificação da segurança estrutural em situação de incêndio em quase todas as classes de edificações, estando isentas dessa verificação apenas edificações residenciais unifamiliares e construções provisórias ou de eventos temporários como circos.

2.1.1 Sistemas de proteção contra incêndios

Em um sistema de segurança contra incêndio existem dois tipos de proteções principais, as proteções ativas e as proteções passivas. De acordo com a NBR 14432 (ABNT, 2001) – Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos da Edificação – Procedimento – proteções ativas são definidas como “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”, tomando como exemplo temos: brigadas de incêndio, extintores, hidrantes, sistemas automáticos de detecção de fumaça e calor.

Ainda de acordo com a NBR 14432 (ABNT, 2001, p. 3) as proteções passivas são definidas como:

“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.”

Como exemplo temos: rotas de fuga, compartimentação e isolamento de risco, verificação da segurança contra incêndio das estruturas, sinalização.

2.1.2 Compartimentação

O objetivo da compartimentação é minimizar ou impedir a propagação rápida do fogo dentro de um edifício, visto que, por razões óbvias, um incêndio de grandes dimensões é muito mais perigoso tanto para os usuários da edificação quanto para os socorristas e corpos de bombeiros.

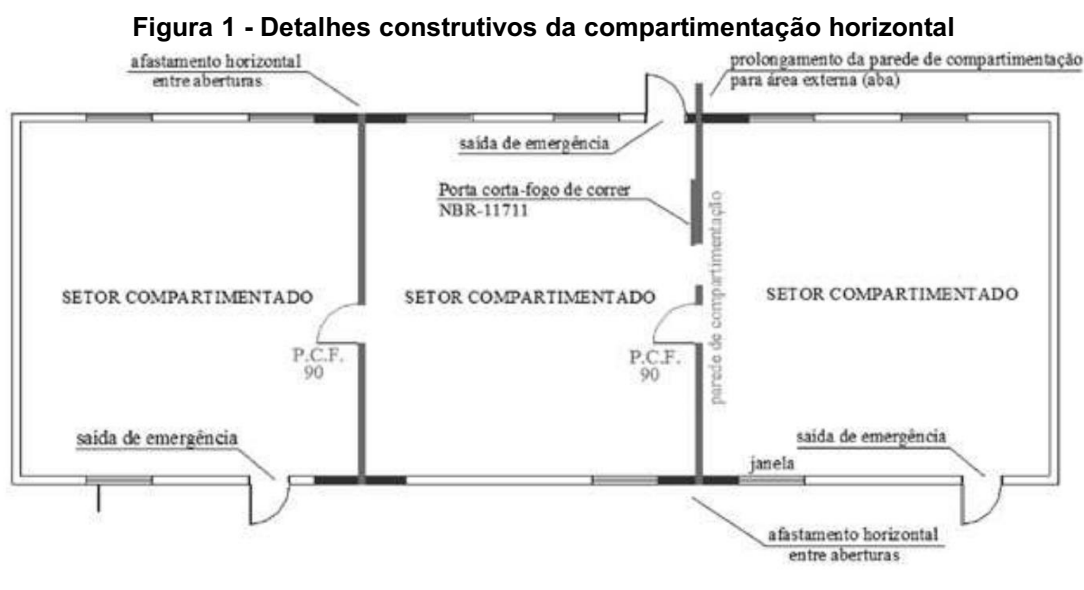
A resistência ao fogo requerida para os elementos construtivos da compartimentação garante o tempo necessário de função “corta-fogo”, impedindo a propagação do incêndio. Tais resistências dependem da severidade do incêndio e são contempladas na NBR 14432 (ABNT, 2001).

De acordo com Malhotra (1993) as compartimentações são compostas por compartimentações horizontais e verticais, podendo ser utilizadas de maneira conjunta. As compartimentações costumam ser mais eficazes e presentes em edificações de grande porte, com risco de ativação e carga de incêndio mais elevadas,

onde o isolamento do sinistro reduz mais significativamente os danos causados pela propagação em comparação com edifícios de menor porte. Um tipo de compartimentação não é mais ou menos eficiente que outro, sua eficácia depende do uso da edificação, podendo ser necessário a utilização de apenas um dos tipos de compartimentação. Para edificações residenciais multifamiliares ou coletivas por exemplo, o CSCIP (2018) exige somente a presença da compartimentação vertical e para edificações residenciais unifamiliares não é exigido nenhum tipo de compartimentação. Já para edificações comerciais a compartimentação horizontal é exigida em todos os casos, e a compartimentação vertical apenas quando a edificação possuir mais de 12 metros de altura.

2.1.2.1 Compartimentação horizontal

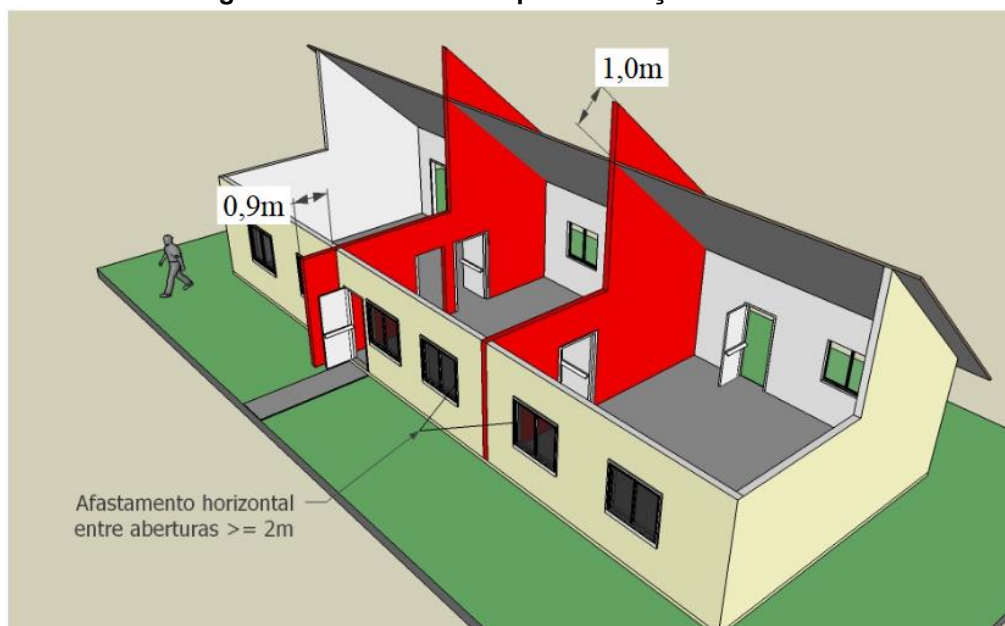
A compartimentação horizontal é composta por elementos verticais, e como objetivo fundamental possui a função de evitar a propagação do incêndio horizontalmente. Alguns exemplos de compartimentação horizontal são: portas corta-fogo de acesso a unidades autônomas, registros ou damper corta-fogo nas tubulações de ventilação e ar-condicionado, portas e vedadores corta-fogo nas paredes de compartimentação, paredes de compartimentação de áreas, selagem corta-fogo nas passagens das instalações prediais existentes nas paredes de compartimentação (Figura 1) (SEITO et al., 2008).



Fonte: (SEITO et al., 2008)

Observa-se que, além da compartimentação em setores ser realizada utilizando-se paredes de compartimentação, é necessária a utilização de portas corta-fogo em locais onde pretende-se compartimentar de forma individual dois ambientes. Nos casos em que há a presença de janelas pertencentes a diferentes compartimentos com afastamento menor que 2m, pode-se utilizar de uma aba vertical para efetuar o isolamento de risco, conforme ilustrado na Figura 2.

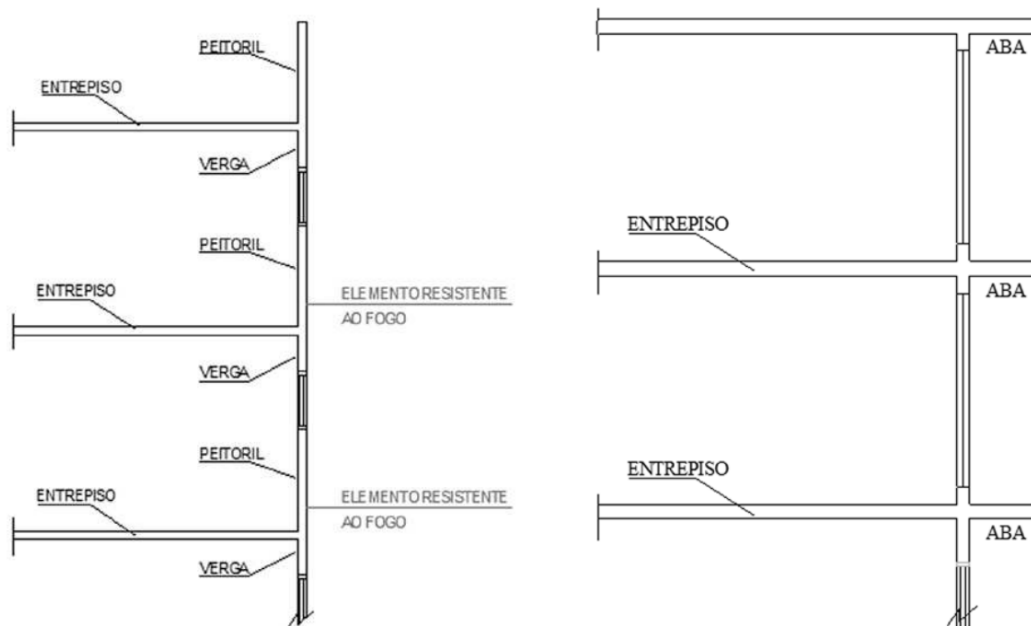
Figura 2 - Modelo de compartimentação horizontal



Fonte: NPT 009 (2014)

2.1.2.2 Compartimentação Vertical

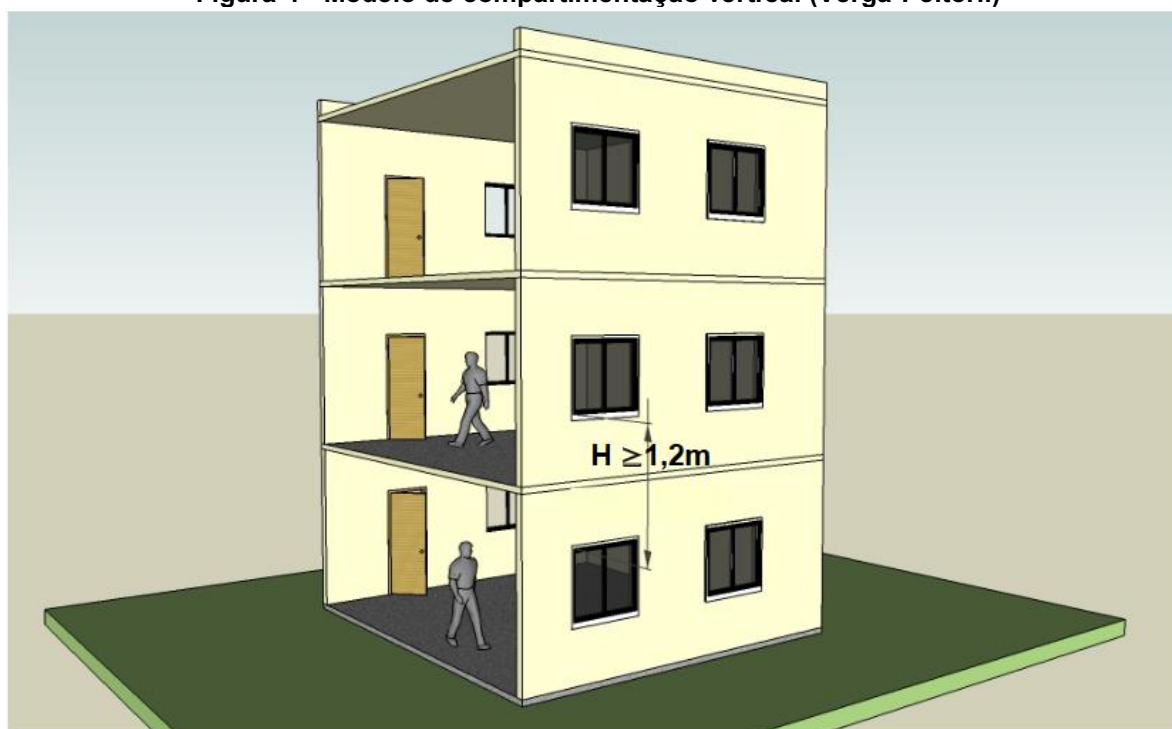
A compartimentação vertical tem como objetivo impedir a propagação do incêndio para outros pavimentos. Alguns exemplos de elementos construtivos responsáveis pela compartimentação vertical são: entrepisos corta-fogo, enclausuramento de escadas por meio de parede corta-fogo de compartimentação, registros corta-fogo (dampers) (Figura 3) (SEITO et al., 2008).

Figura 3 - Modelos de vedação vertical

Fonte: (SEITO et al., 2008)

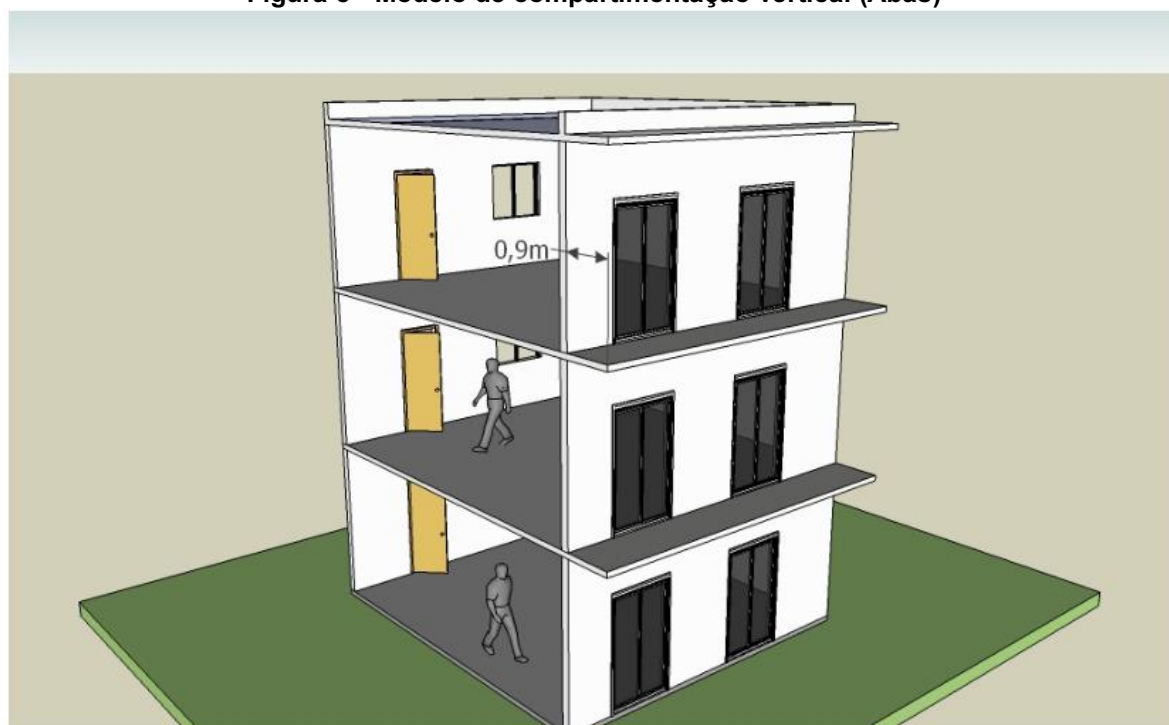
Para isolar o risco entre dois andares pode-se executar um afastamento mínimo vertical entre as janelas de dois pavimentos. Na situação em que esse afastamento não pode ser respeitado, é ideal que se utilize uma aba horizontal. As Figura 4 e 5 fornecem as dimensões mínimas para afastamento e comprimentos de abas. Para o estado do Paraná, maiores detalhes construtivos como afastamentos e medidas mínimas são facilmente encontrados na NPT 009 – Compartimentação Horizontal e Compartimentação Vertical, disponibilizada no site do Corpo de Bombeiros estadual: <<https://www.bombeiros.pr.gov.br>>.

Figura 4 - Modelo de compartimentação vertical (Verga-Peitoril)



Fonte: NPT 009 (2014)

Figura 5 - Modelo de compartimentação vertical (Abas)



Fonte: NPT 009 (2014)

2.1.3 Normatização de segurança contra incêndio

No Brasil a quantidade de normas de segurança contra incêndio é extremamente grande e diversificada, as quais muitas vezes são incompatíveis umas com as outras, onde medidas de segurança presentes em algumas normas não estão presentes em outras. Segundo Melo (1999), essa incompatibilização ocorre por alguns motivos: o Brasil sendo um país com extensões continentais possui uma grande quantidade de estados, os quais possuem órgãos de fiscalização com pouca padronização, além de uma falta de comunicação entre os mesmos. Cada região possui uma realidade diferente, onde na maioria das cidades a responsabilidade fica a cargo do Corpo de Bombeiros regional.

Classificados como instituições estaduais, os Corpos de Bombeiros atualmente não possuem uma centralização federal, sendo assim, cada estado possui instruções normativas próprias conflitantes entre si. Ademais, cada estado e município possui decretos e códigos de edificações municipais próprios que muitas vezes acabam dificultando o cumprimento das demais normas. Com tamanha diversidade e conflitos normativos, ainda segundo Melo (1999), deverão ser seguidas primeiramente as normas regionais, e na ausência destas, deve-se seguir as normas de âmbito federal.

No tocante a este trabalho, para atingir os objetivos propostos, as principais normas a serem utilizadas como critério de projeto são:

NR 23 (2011) – Proteção contra incêndio – Criada pelo Ministério do Trabalho e Emprego. Estabelece regras referentes a proteção e segurança contra incêndio, devendo ser seguida por empresas, universidades, escolas, hospitais e estabelecimentos em geral em todo o território nacional.

ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. A norma estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural.

ABNT NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Está em vigor desde 2004 e já passou várias atualizações, a mesma estabelece critérios de projeto para estruturas em concreto armado, visando limitar o risco à vida humana, à vizinhança e à propriedade exposta ao fogo.

Eurocode 2 (2004): *design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design*. Trata-se de uma norma europeia que estabelece critérios de projeto para estruturas de concreto armado sob ação de incêndio. Vários critérios estabelecidos na NBR 15200 foram baseados no Eurocode 2.

ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Esta norma estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.

ABNT NBR 6120:2019 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Estabelece as ações mínimas a serem consideradas no projeto de estruturas de edificações, qualquer que seja sua classe e destino, salvo os casos previstos em Normas Brasileiras específicas (ABNT NBR 6123, ABNT NBR 15421, ABNT NBR 14323 e ABNT NBR 15200).

Para o estado do Paraná, de acordo com o Corpo de Bombeiros do estado estão em vigor as seguintes normas de procedimento técnico (NPT's) que interferem diretamente na estrutura da edificação:

NPT 008 (2012) – Resistência ao fogo dos elementos de construção. Estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram as edificações, quanto aos tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural por tempo suficiente para possibilitar o cumprimento dos objetivos descritos no CSCIP das edificações e áreas de risco do Corpo de Bombeiros Militar do Paraná.

NPT 009 (2014) – Compartimentação Horizontal e Compartimentação Vertical. Estabelece os parâmetros da compartimentação horizontal e da compartimentação vertical do CSCIP das edificações e áreas de risco do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Paraná.

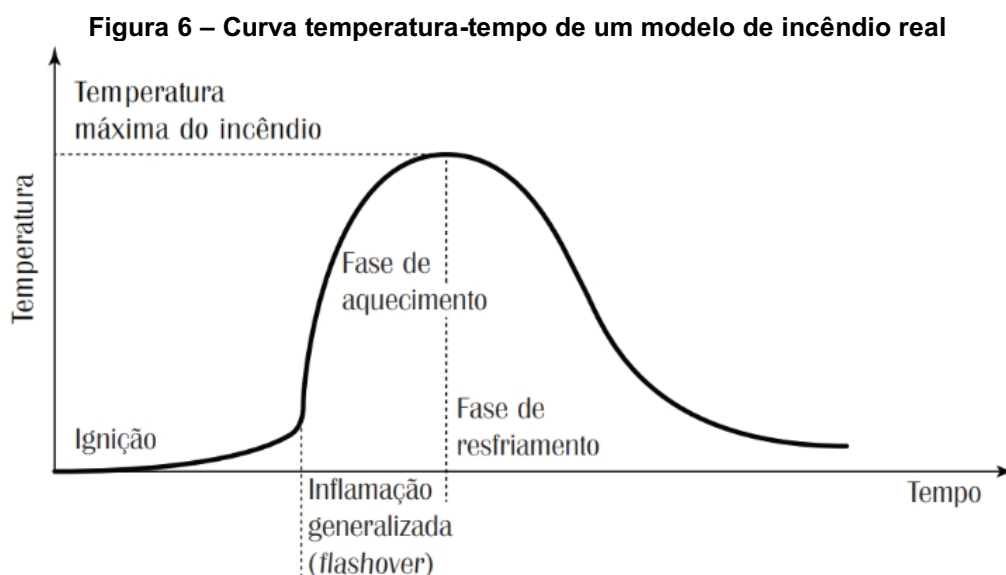
NPT 014 (2020) – Carga de incêndio nas edificações e áreas de risco. Norma de Procedimento Técnico que estabelece valores característicos de carga de incêndio nas edificações e áreas de risco, conforme a ocupação e uso específico.

CSCIP (2018) - Código de segurança contra incêndio e pânico. Dispõe sobre as medidas de prevenção e combate a incêndio e a desastres nas edificações, estabelecimentos, áreas de risco e eventos temporários.

2.2 O incêndio

A resistência e o módulo de elasticidade dos materiais presentes nas estruturas sofrem significativas alterações de acordo com sua temperatura, como consequência, esforços adicionais podem ser gerados devido à dilatação térmica e alterações no módulo de rigidez dos materiais. E, entender e caracterizar o incêndio é de fundamental importância para o estudo do comportamento destes materiais.

A Figura 6 demonstra a variação da temperatura em função do tempo em um modelo de incêndio real.



Fonte: (SILVA, 2012)

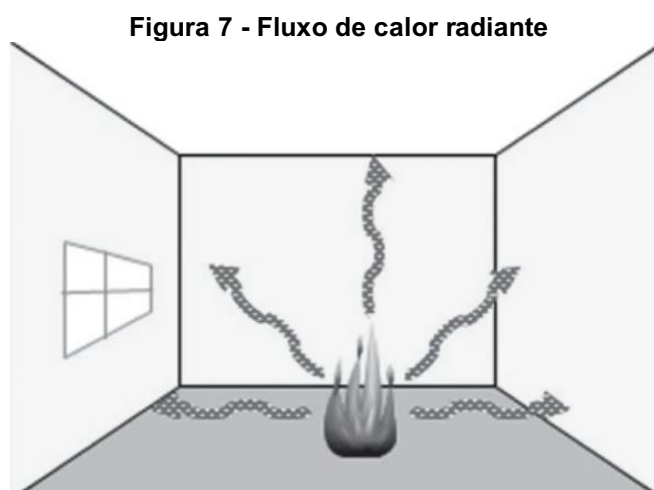
Nota-se que o incêndio se inicia pela ignição de um material combustível, a qual é causada através de um processo físico-químico composto por três elementos: uma substância combustível, uma fonte de calor atuante e um gás comburente. A propagação do incêndio ocorre através da ignição dos demais materiais combustíveis que ocorre pela liberação de calor dessa reação em cadeia, gerando um lento aquecimento dos demais materiais presentes no compartimento. Essa fase é caracterizada como fase inicial, fase de ignição do incêndio ou *pré-flashover*. Apesar de não causar danos a estrutura devido as baixas temperaturas, é a fase em que ocorre a maior parte da liberação de gases tóxicos e fumaça, colocando em risco à vida das pessoas (ALBUQUERQUE, 2012). Após toda a superfície da carga combustível do ambiente entrar em ignição, inicia-se a inflamação generalizada ou

flashover, caracterizada por um rápido aumento das chamas e da temperatura do ambiente, sendo considerada uma das fases mais críticas para a segurança estrutural devido a rápida variação das temperaturas dos materiais e o atingimento da temperatura máxima do incêndio e posteriormente a fase de resfriamento. Quando resfriado de forma brusca, a estrutura de concreto armado sofre uma mudança no estado de tensões dos elementos estruturais, gerando uma nova distribuição de tensões, que muitas vezes pode levar ao colapso parcial ou total da estrutura.

2.2.1 Transferência de calor

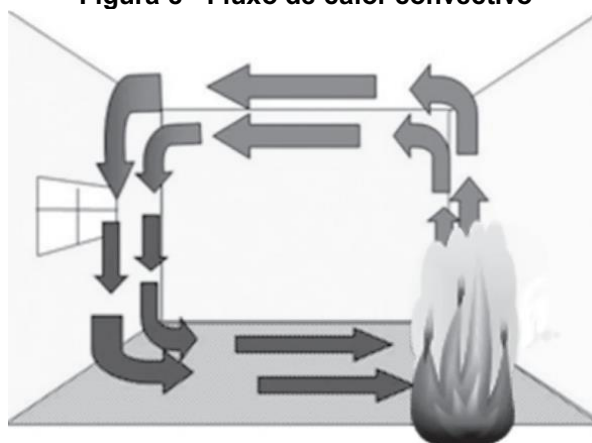
As principais formas de transferência de calor em um incêndio ocorrem pela radiação emitida pela difusão das chamas, por meio da convecção dos gases e pela condução térmica dos materiais.

Conforme observa-se na Figura 7, a radiação transmite calor para todo o compartimento através de ondas eletromagnéticas emitidas em todas as direções. Já o processo de convecção, demonstrado na Figura 8, aquece os gases inferiores, os quais, com temperatura mais elevada, sobem para a região mais alta do compartimento, e após transferirem calor para os demais materiais, como elementos estruturais, são resfriados e dão continuidade ao fluxo de calor.



Fonte: (SILVA, 2012)

Figura 8 - Fluxo de calor convectivo



Fonte: (SILVA, 2012)

Por fim, conforme ilustrado na Figura 9, o calor exercido sobre a superfície do elemento estrutural é transmitido para todo o elemento através do processo de condução, alterando suas propriedades mecânicas devido a mudança de temperatura.

Figura 9 - Processos de transferência de calor em uma viga



Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012)

2.2.2 Modelo de incêndio natural

O modelo de incêndio natural, representado pela Figura 6, possui 3 fases claras, a fase inicial de ignição, a fase de aquecimento, que ocorre após o início do *flashover* e, por último, o resfriamento do compartimento após a queima do material combustível. Esse modelo de incêndio, apesar de ser o mais realístico, via de regra não é utilizado para fins de dimensionamento estrutural, visto que possui muitas variáveis que impactam na equação dessa curva como: dimensões do compartimento, ventilação, aberturas de portas e janelas, materiais empregados na compartimentação vertical e horizontal, carga de incêndio, etc.

A carga de incêndio é definida como a soma das energias caloríficas possíveis de serem liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis em

um espaço. A carga de incêndio específica é o valor da carga de incêndio do espaço considerado dividido pela área do piso, sendo expressa em megajoule (MJ) por metro quadrado (m²), podendo ser calculada através de métodos determinísticos ou probabilísticos.

Atualmente a carga de incêndio é padronizada, e seus valores característicos encontram-se na NBR 14432 (ABNT, 2001). Entretanto, só é justificável seu uso na modelagem de incêndio natural quando os custos do projeto gerem economia no dimensionamento de obras de grande porte, ou para fins acadêmicos.

Espera-se que com a evolução da engenharia esse modelo de incêndio seja cada vez mais utilizado, visto que os estudos do comportamento estrutural nessa área ainda são escassos e recentes. Com base nessa dificuldade, as normas permitem a utilização de uma curva padronizada de incêndio, esse modelo é conhecido como modelo de incêndio-padrão (SILVA, 2012).

2.2.3 Modelo de incêndio-padrão

Mais utilizado no dimensionamento estrutural, o modelo de incêndio-padrão é definido pela NBR 14432 (ABNT, 2001) como uma “elevação padronizada de temperatura em função do tempo”, demonstrada na Figura 10 e dada pela equação (1).

$$\theta_g = \theta_o + 345 \log (8 t + 1) \quad \text{Eq. (1)}$$

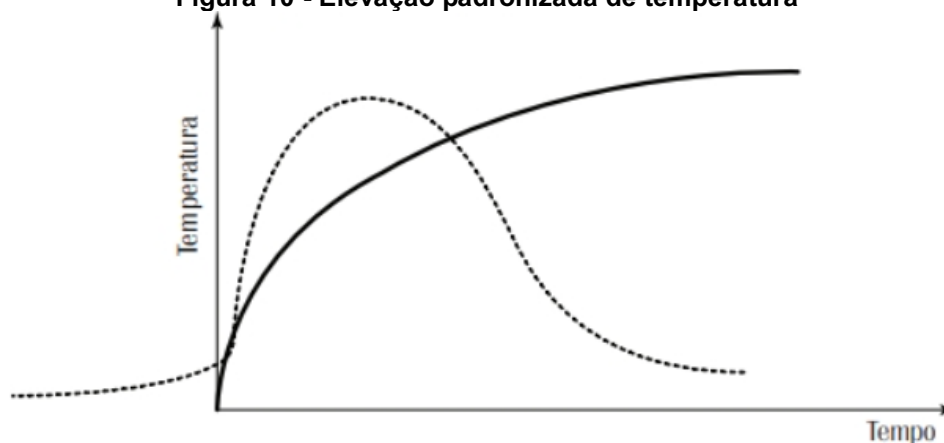
onde:

t é o tempo, em minutos;

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

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

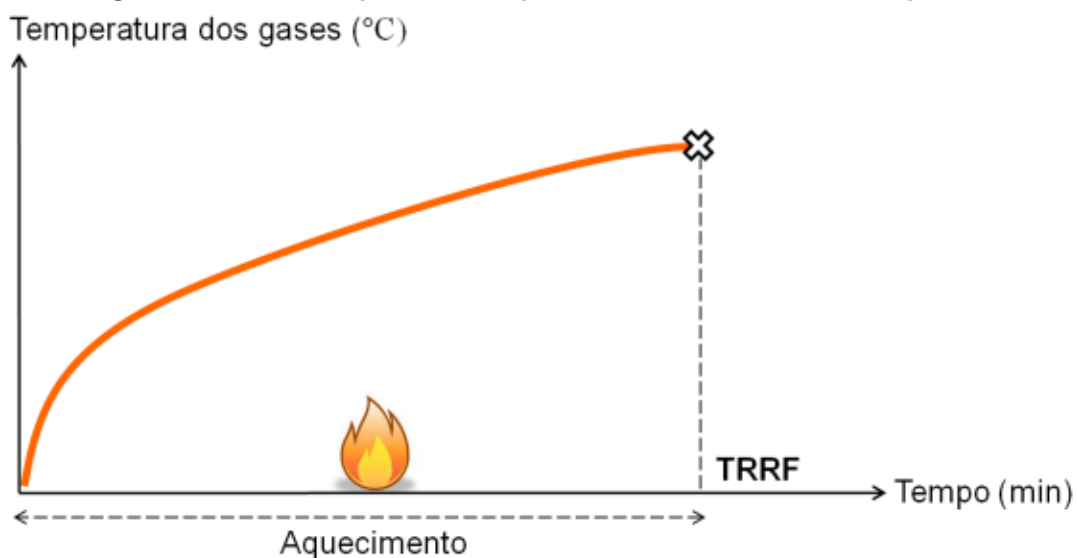
Figura 10 - Elevação padronizada de temperatura



Fonte: (SILVA, 2012)

O modelo de incêndio-padrão padroniza a curva de temperatura-tempo como sendo uma curva sempre crescente, idealizando o incêndio com apenas uma das três fases do incêndio real, a fase de aquecimento. A Figura 11 demonstra a curva de temperatura-tempo de um modelo de incêndio-padrão.

Figura 11 - Curva temperatura tempo de um modelo de incêndio-padrão



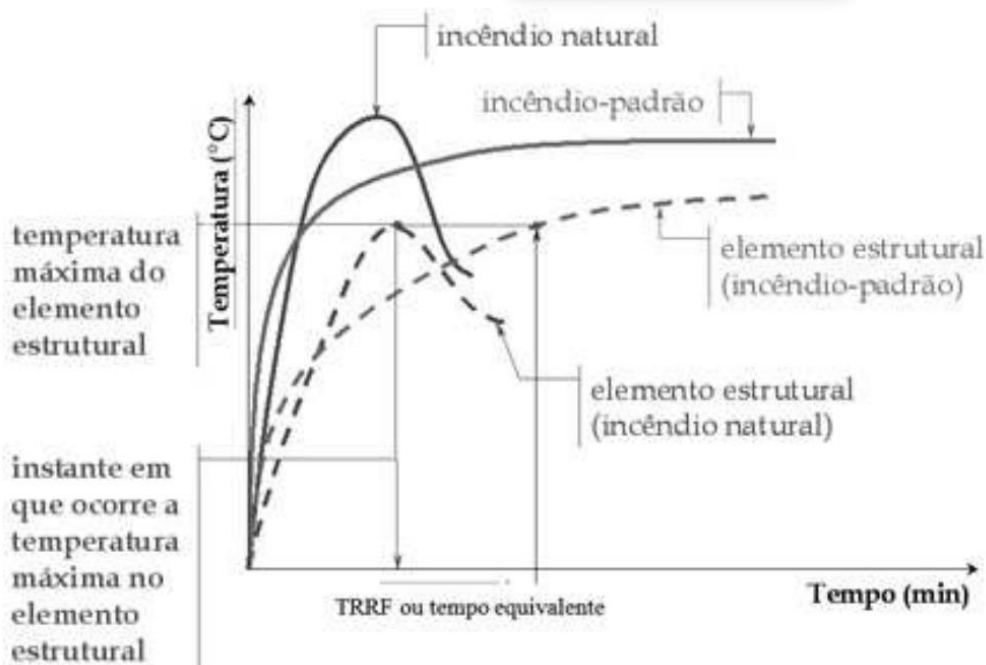
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012)

Vale ressaltar que a curva de temperatura-tempo não representa a temperatura de um incêndio real no tempo definido pelo TRRF e não pode ser utilizada para a análise de incêndio para outros fins diferentes do dimensionamento estrutural.

2.2.4 TRRF E TRF

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) pode ser conceituado de forma simplificada como o tempo mínimo que um elemento construtivo deve resistir a ação de um incêndio-padronizado. Vale ressaltar desde já que este tempo mínimo não se refere ao tempo de duração do incêndio real, muito menos ao tempo mínimo necessário para que seja feita a evacuação segura da edificação antes do colapso estrutural. De acordo com Seito et al. (2008, p. 147) “O TRRF é um tempo fictício que, associado à curva-padrão, também fictícia, se supõem conduzir à máxima temperatura no elemento de aço no incêndio real. Geralmente, esse tempo é preestabelecido por consenso em cada sociedade, sem cálculos”. Complementando esse raciocínio Silva (2012, p. 71) cita que “o que importa é o par TRRF + curva padrão que, se supõe, minimizam adequadamente a probabilidade de colapso estrutural durante a vida útil da edificação”. São demonstradas na Figura 12 as diferenças entre as temperaturas atingidas no ambiente e no elemento estrutural durante um incêndio natural e um incêndio padrão.

Figura 12 - Curva de incêndio real x Curva de incêndio-padronizado



Fonte: (SEITO et al., 2008)

Apesar do tempo decorrido para que os elementos estruturais atinjam sua temperatura máxima durante o incêndio ser diferente nos dois modelos apresentados

na Figura 12, a temperatura máxima atingida pelos elementos é a mesma, o que já é suficiente para que o dimensionamento estrutural seja feito de forma confiável, visto que a elevação na temperatura dos materiais causa uma redução muito mais significativa nas suas resistências em comparação com o tempo de exposição as mesmas.

O TRRF da edificação é disponibilizado na NBR 14432 (ABNT, 2001) em função da ocupação/uso, altura da edificação e profundidade do subsolo na Tabelas A.1 e B.1 da referida norma, apresentadas respectivamente nos Anexo A e B deste trabalho. Os Corpos de Bombeiros costumam disponibilizar instruções normativas que também fornecem o TRRF de cada edificação. No Paraná, por exemplo, o TRRF é fornecido na NPT-008 (2012).

Por exemplo, de acordo com a NBR 14432 (ABNT, 2001) para um edifício residencial, com 60 metros de altura, o TRRF é de 120 minutos (Figura 13).

Figura 13 - Recorte da Tabela A.1 da NBR 14432 (ABNT, 2001)

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ₂ h _s > 10 m	Classe S ₁ h _s ≤ 10 m	Classe P ₁ h ≤ 6 m	Classe P ₂ 6 m < h ≤ 12 m	Classe P ₃ 12 m < h ≤ 23 m	Classe P ₄ 23 m < h ≤ 30 m	Classe P ₅ h > 30 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120

Fonte: NBR 14432 (ABNT, 2001)

O tempo de resistência ao fogo (TRF) de um elemento estrutural refere-se ao tempo que o elemento resiste ao fogo sob ação do incêndio-padrão e deve ser superior ao TRRF. O TRF pode ser calculado através de métodos de dimensionamento.

2.2.4.1 Método do tempo equivalente

Em edificações com uma maior carga de incêndio e/ou maiores alturas, pode-se tornar interessante a redução do TRRF através do método do tempo equivalente, disponibilizado pela NBR 15200 (ABNT, 2012), o qual pode ser calculado através da equação (2).

$$t_e = 0,07q_{f,i,k}W\gamma_n\gamma_s \quad \text{Eq. (2)}$$

onde:

$q_{f,i,k}$ é o valor característico da carga de incêndio específica do compartimento analisado em mega joules por metro quadrado. O valor depende do uso e ocupação da edificação e pode ser encontrado na NBR 14432 (ABNT, 2001);

W é um fator que influencia o tempo equivalente de acordo com a altura e área do compartimento analisado, bem como a área de ventilação do compartimento considerando que as janelas de vidro do compartimento se quebrarão durante o incêndio;

γ_n é o fator de ponderação que reduz o tempo equivalente a partir das existências de sistemas de proteção na edificação como chuveiros automáticos, brigada de incêndio e detecção automática;

γ_s é um fator de ponderação que influencia o tempo equivalente de acordo com o risco de ativação do incêndio, caso o uso da ocupação represente baixo risco o tempo equivalente será reduzido, caso o uso represente risco normal ou alto de ativação o tempo será aumentado.

A NBR 15200 (ABNT, 2012) traz mais detalhes das tabelas e cálculos para encontrar os fatores de ponderação e o valor característico, porém o software CAD/TQS possui uma ferramenta facilitadora que auxilia no cálculo do tempo equivalente, a qual será utilizada no presente trabalho no processo de verificação da estrutura sob ação de incêndio.

2.3 Comportamento dos materiais estruturais em situação de incêndio

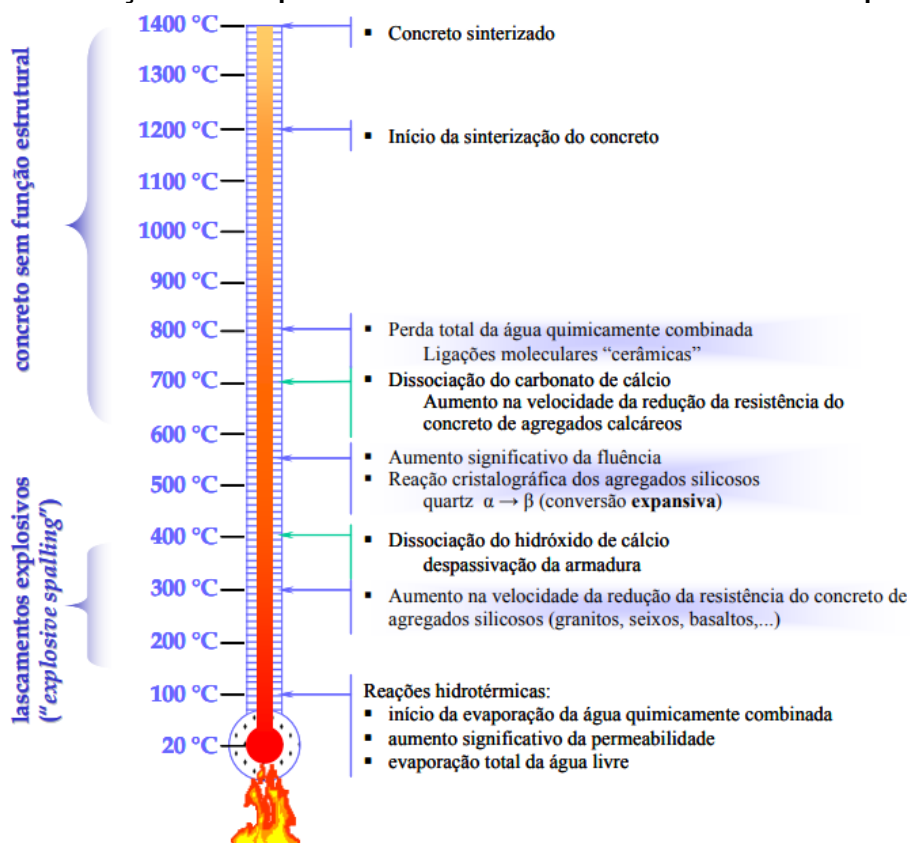
2.3.1 Concreto Armado

O concreto armado é composto por concreto endurecido e aço, que, em temperatura ambiente, trabalham como um material “homogêneo”. Para que seja atingido essa homogeneidade, as barras de aço imersas no concreto costumam apresentar saliências ou ranhuras, promovendo a aderência entre o aço e o concreto, permitindo que ambos trabalhem de forma solidária (COSTA, 2008).

O concreto é um material poroso, com vazios preenchidos com água ou ar, o que lhe concede a propriedade de baixa condutividade térmica, aumentando seu

desempenho em situação de incêndio. Entretanto, em temperaturas acima de 100 °C a “heterogeneidade” do concreto é aflorada, sofrendo modificações físico-químicas, incompatibilidade térmica, e redução de resistência (ALBUQUERQUE, 2012). A Figura 14 demonstra as transformações físico-químicas do concreto endurecido em altas temperaturas.

Figura 14 - Transformações físico-químicas do concreto endurecido em altas temperaturas



Fonte: (COSTA, 2008)

O intervalo de temperatura entre 100°C e 300°C é caracterizado principalmente pela evaporação da água presente no concreto endurecido. Quanto menos poroso o concreto for, maior será a pressão interna exercida pela água quimicamente combinada, que encontrará dificuldades para evaporar. Essa pressão interna gerada pelo vapor de água pode ocasionar o lascamento do concreto, efeito conhecido como lascamento explosivo ou "*explosive spalling*".

A temperatura considerada crítica para estruturas em concreto armado fica na faixa de 500 °C a 600 °C, temperatura em que o aço atinge um decaimento muito significativo em sua resistência à tração, comprometendo a segurança estrutural dos

elementos estruturais, os quais podem ou não entrar em colapso dependendo da redistribuição de tensões gerada na estrutura.

Um fator limitante de estudo refere-se à consideração ou não do efeito *spalling*, visto que ao ocorrer o lascamento do concreto as barras de aço ficam suscetíveis a exposição direta ao calor, dessa maneira as temperaturas do aço atingem patamares mais elevados e em menor tempo.

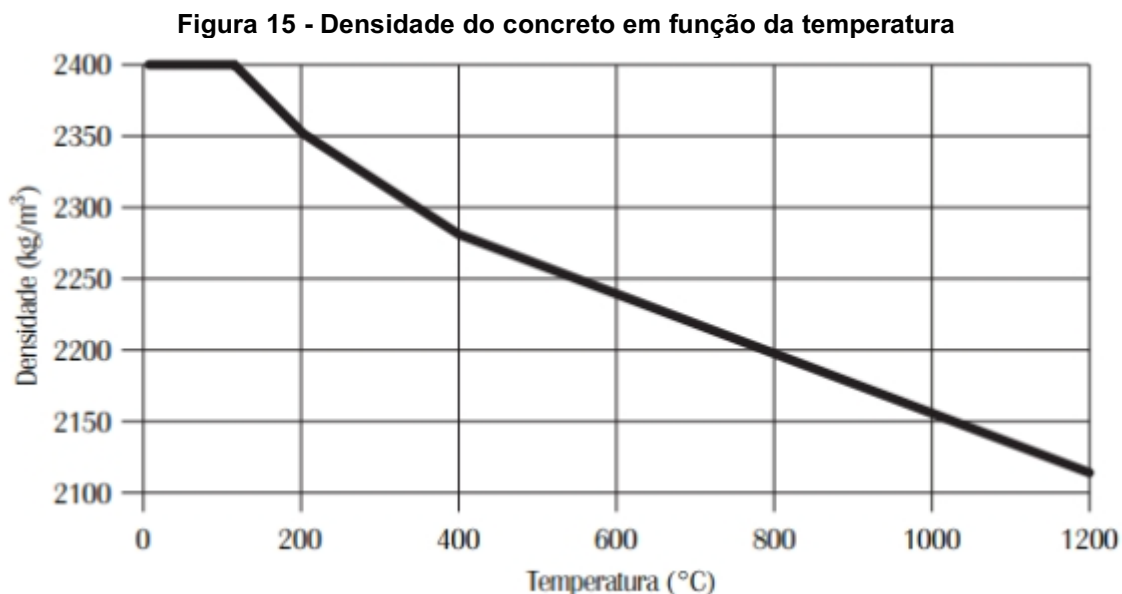
O efeito *spalling* é bastante complexo, alguns estudos apontam que a presença do cimento de sílica ativa representa um pré-requisito para a ocorrência do mesmo, visto que esse tipo de aglomerante produz um concreto com baixa porosidade e permeabilidade. Outros estudos trazem soluções para o problema, como a utilização de agregados menores e com baixa dilatação térmica, buscando compatibilizar as propriedades térmicas dos agregados com a pasta de cimento. Todavia, Silva (2012) cita que para concretos de resistência inferiores a 50 MPa, é inviável economicamente buscar soluções para o efeito, visto que o mesmo é aleatório e difícil de ser previsto. Em concretos de alta resistência seu efeito é mais significativo devido à baixa porosidade, e torna-se mais justificável o estudo de soluções cabíveis. Diante disso, o efeito não será considerado no presente trabalho visto tamanha complexidade e aleatoriedade.

2.3.2 Concreto

2.3.2.1 Propriedades térmicas

2.3.2.1.1 *Massa Específica*

A massa específica do concreto endurecido em situação de incêndio diminui com o aumento da temperatura, a qual inicialmente ocorre devido a evaporação da água livre, e posteriormente, pela evaporação da água quimicamente combinada e dilatação térmica do material, conforme ilustrado na Figura 15.



Fonte: (SILVA, 2012)

Observa-se no gráfico da Figura 15 a existência de 4 retas com inclinações diferentes, as quais podem ser representadas pelas equações (3) a (6), disponibilizadas pela NBR 15200 (ABNT, 2012), e utilizadas para a determinação da densidade do concreto:

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \quad \text{para } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{Eq. (3)}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times (1 - 0,02 (\theta - 115)/85) \quad \text{para } 115\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{Eq. (4)}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times (0,98 - 0,03 (\theta - 200)/200) \quad \text{para } 200\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{Eq. (5)}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \times (0,95 - 0,07 (\theta - 400)/800) \quad \text{para } 400\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{Eq. (6)}$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) cita que “para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples o valor 2.400 kg/m³ e para o concreto armado, 2.500 kg/m³”. Visto que para estudos de gradiente de temperatura, considera-se a seção como sendo de concreto simples, sendo assim utiliza-se 2.400kg/m³ para $\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C})$.

2.3.2.1.2 Condutividade Térmica

A condutividade térmica do concreto como material heterogêneo depende de sua composição, onde, com o aumento da temperatura a mesma diminui. Esse efeito ocorre principalmente pela evaporação da água, a qual deixa vazios no concreto que

serão preenchidos por ar, que possui condutividade térmica inferior, conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Condutividade térmica de alguns materiais que compõem o concreto a temperatura ambiente

Material	Condutividade térmica (W/m°C)
Agregados	0,7 – 4,2
Concretos saturados	1,0 – 3,6
Pasta de cimento endurecida saturada	1,1 – 1,6
Água	0,515
Ar	0,0034

Fonte: (Boletim n° 38 da *fib*-CEB, 2007 apud ALBUQUERQUE,2012)

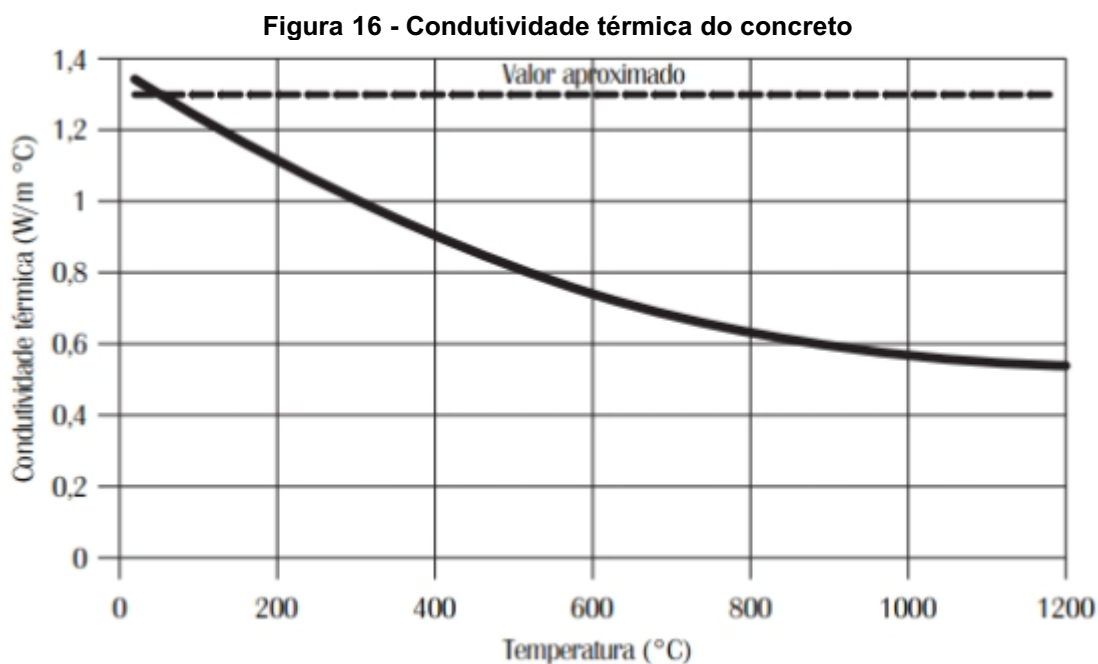
A NBR 15200 (ABNT, 2012) cita que “a condutividade térmica do concreto de densidade normal com agregado silicoso, em watts por metro e por grau Celsius (W/m°C), pode ser determinada, para $20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 1\ 200\text{ °C}$ pela equação (7)”:

$$\lambda = 1,36 - 0,136 \frac{\theta_c}{100} + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad \text{Eq. (7)}$$

onde:

θ_c é a temperatura do concreto, em graus Celsius.

Ainda de acordo com a norma, para fins de cálculo, de forma simplificada, a relação entre a condutividade térmica do concreto e a temperatura pode ser considerada constante. Neste caso, pode ser considerada igual a 1,3 W/m °C, conforme ilustrado na Figura 16.



Fonte: (SILVA, 2012)

2.3.2.1.3 Calor específico

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) o calor específico $C_p(\theta)$ do concreto seco ($u = 0\%$) silicoso ou calcáreo pode ser determinado pelas seguintes equações:

$$C_p(\theta) = 900 \text{ (J/kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad \text{Eq. (8)}$$

$$C_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad \text{Eq. (9)}$$

$$C_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad \text{Eq. (10)}$$

$$C_p(\theta) = 1100 \text{ (J/kg } ^\circ\text{C)} \quad \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad \text{Eq. (11)}$$

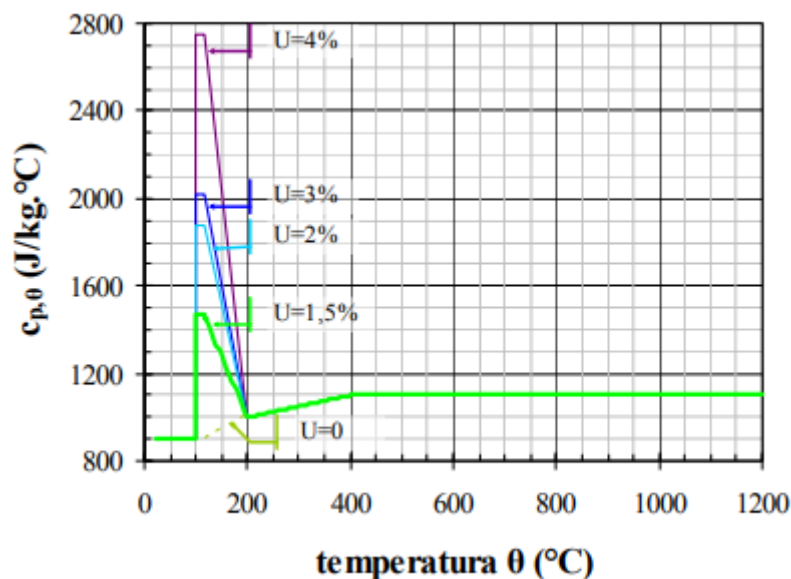
Quando a umidade não for considerada explicitamente no método de cálculo, a função do calor específico do concreto calcáreo ou silicoso pode ser modelada por um valor constante $C_{p,top}$, situado entre 100°C e 115°C , com decréscimo linear entre 115°C e 200°C , conforme demonstrado na Figura 17.

$$C_{p,top} = 900 \text{ J/kg } ^\circ\text{C} \quad \text{para umidade de } 0\% \text{ em peso}$$

$$C_{p,top} = 1470 \text{ J/kg } ^\circ\text{C} \quad \text{para umidade de } 1,5\% \text{ em peso}$$

$$C_{p,top} = 2020 \text{ J/kg } ^\circ\text{C} \quad \text{para umidade de } 3,0\% \text{ em peso}$$

Figura 17 - Calor específico do concreto submetido a elevação de temperatura e diferentes teores de umidade



Fonte: (COSTA, 2008)

O motivo para as curvas de calor específico serem diferentes para cada teor de umidade é devido à grande quantidade de calor necessária para evaporar a água presente no concreto. Quanto maior a quantidade de água maior é o calor necessário para evaporá-la completamente, processo que ocorre no intervalo de 100°C e 200°C. Após a completa evaporação, todos os concretos atingem o mesmo grau de umidade e se comportam de mesma maneira.

A norma ainda cita que, para fins de cálculo, de forma simplificada, a relação entre o calor específico do concreto e a temperatura pode ser considerada constante, nesse caso, igual a 1 000 J/kg°C.

2.3.2.1.4 Alongamento

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) o alongamento específico do concreto com densidade normal com agregado silicoso é determinado pelas equações (12) e (13):

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4} \text{ para } 20^\circ \text{C} \leq \theta_c \leq 100^\circ \text{C} \quad \text{Eq. (12)}$$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 14 \times 10^{-3} \text{ para } 700^\circ \text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ \text{C} \quad \text{Eq. (13)}$$

onde:

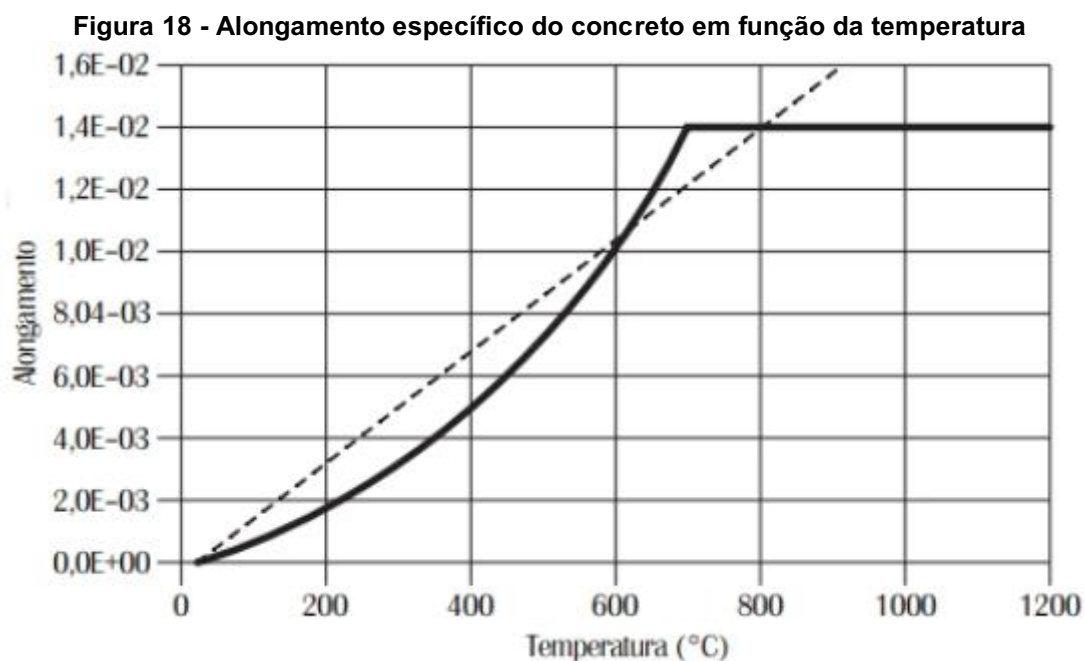
ℓ é o comprimento da peça de concreto de densidade normal a 20 °C;

$\Delta\ell$ é o alongamento do elemento de concreto de densidade normal provocado pela temperatura;

θ_c é a temperatura do concreto, em graus Celsius.

De forma simplificada, a relação entre o alongamento específico do concreto de densidade normal e a temperatura pode ser considerada constante (Figura 18) e pode ser representada pela equação (14):

$$\frac{\Delta\ell}{\ell} = 18 \times 10^{-3}(\theta_c - 20) \quad \text{Eq. (14)}$$



Fonte: (SILVA, 2012)

2.3.2.2 Propriedades mecânicas

2.3.2.2.1 *Resistência à compressão*

Como citado anteriormente, a resistência a compressão do concreto decai com o aumento de sua temperatura. A NBR 15200 (ABNT, 2012) estabelece que a

resistência do concreto pode ser obtida por meio de um fator de redução ($k_{c,\theta}$), que varia de acordo com a temperatura do concreto. A resistência pode ser obtida por meio da equação (15):

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad \text{Eq. (15)}$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente;

$k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ .

A norma brasileira limita-se a fornecer valores do fator de redução apenas para agregados silicosos, e recomenda que, para agregados diferentes, sejam utilizados os valores fornecidos pelo Eurocode 2, Part 1-2, conforme Quadro 1.

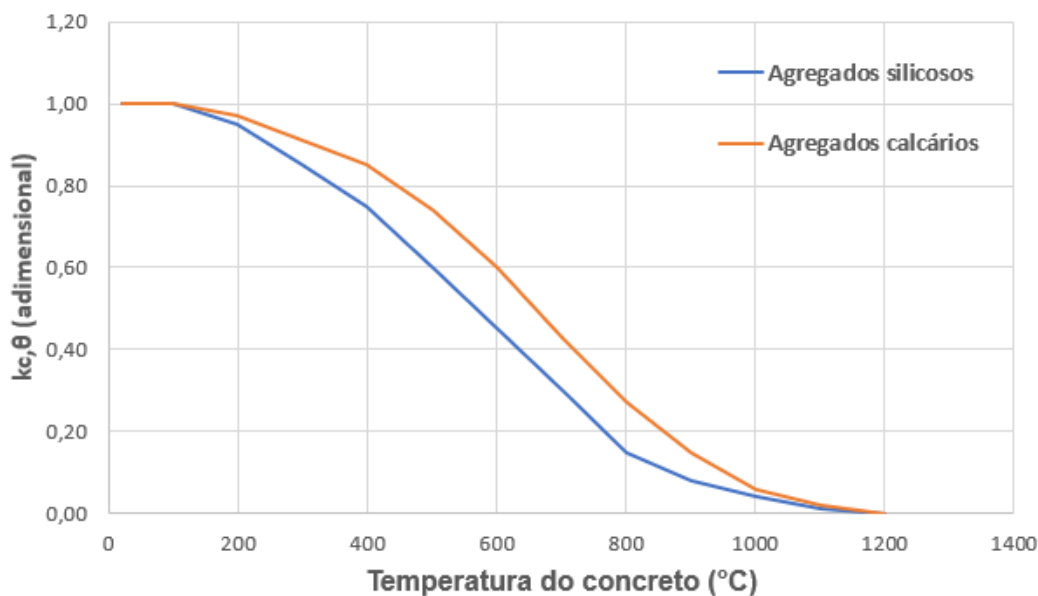
Quadro 1 - Valores de $k_{c,\theta}$ para concretos com agregados predominantemente silicosos e calcários, com massa específica normal (2000 a 2800 kg/m³)

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

Fonte: ABNT NBR 15200:2012 e Eurocode 2 parte 1-2 (2004)

A Figura 19 demonstra de forma gráfica as informações contidas no Quadro 1.

Figura 19 - Gráfico representativo do fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura para concretos de agregados silicosos e calcários



Fonte: Autoria própria

Observa-se que, concretos com agregados calcários possuem uma redução de resistência à compressão inferior à de concretos com agregados silicosos, porém perdem totalmente sua resistência à compressão igualmente à temperatura de 1200°C.

2.3.2.2.2 Resistência à tração

A resistência à tração do concreto costuma ser desprezada em cálculos estruturais para estruturas em concreto armado, no entanto, caso utilizada, o Eurocode 2 (CEN,2004) fornece-se as equações (16) e (17) para estimá-la:

$$f_{ct,\theta} = f_{ct} \quad \text{para } \theta \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Eq. (16)}$$

$$f_{ct,\theta} = \left[1 - \left(\frac{\theta - 100}{500} \right) \right] f_{ct} \quad \text{para } 100 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Eq. (17)}$$

onde:

$f_{ct,\theta}$ = resistência a tração do concreto à temperatura elevada θ [MPa];

f_{ct} = resistência a tração do concreto à temperatura ambiente [MPa].

2.3.2.2.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto decai com o aumento da temperatura, porém a ABNT NBR 15200:2012 não fornece nenhuma forma de estimar essa redução do módulo de elasticidade.

2.3.2.2.4 Relação tensão-deformação

A NBR 15200 (ABNT, 2012) prescreve que a relação tensão-deformação do concreto pode ser obtida através da equação (18):

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \frac{3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad \text{Eq. (18)}$$

onde:

$\sigma_{c,\theta}$ é o valor da tensão à compressão do concreto à temperatura elevada θ , expresso em megapascals (MPa);

$f_{c,\theta}$ é o valor da resistência à compressão do concreto à temperatura elevada θ , expresso em megapascals (MPa);

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

$\varepsilon_{c1,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada θ , conforme Quadro 2 (adimensional).

Quadro 2 - Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada

θ (°C)	$\epsilon_{cu,\theta}$ (%)	$\epsilon_{cl,\theta}$ (%)
20	0,25	2,00
100	0,35	2,25
200	0,45	2,50
300	0,60	2,75
400	0,75	3,00
500	0,95	3,25
600	1,25	3,50
700	1,40	3,75
800	1,45	4,00
900	1,50	4,25
1000	1,50	4,50
1100	1,50	4,75
1200	1,50	-

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Conforme citado por Silva (2012), a NBR 15200 (ABNT, 2012) estabelece esses valores baseada em uma versão antiga do Eurocode, sugere-se que sejam utilizados os novos valores fornecidos pelo Eurocode 2 conforme Quadro 3.

Quadro 3 - Deformação específica do concreto em função da temperatura elevada

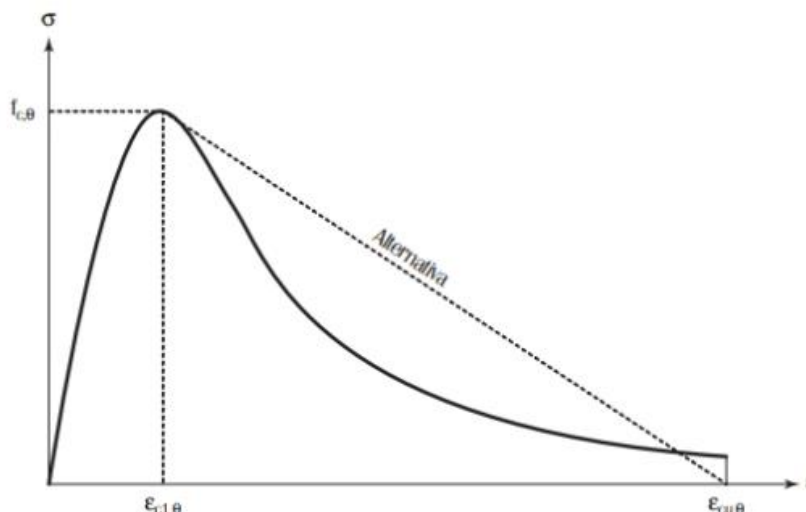
θ (°C)	$\epsilon_{cu,\theta}$ (%)	$\epsilon_{cl,\theta}$ (%)
20	0,25	2,00
100	0,40	2,25
200	0,55	2,50
300	0,70	2,75
400	1,00	3,00
500	1,50	3,25
600	2,50	3,50
700	2,50	3,75
800	2,50	4,00
900	2,50	4,25
1000	2,50	4,50
1100	2,50	4,75
1200	-	-

Fonte: Eurocode 2 parte 1-2 (2004).

O aspecto do diagrama de tensão-deformação do concreto é ilustrado na Figura 20 para uma temperatura genérica, o qual possui um ramo ascendente e um

ramo descendente. O ramo ascendente pode ser obtido pela equação (18), já o ramo descendente pode ser obtido pela mesma equação ou como alternativa de simplificação pode-se traçar uma linha reta.

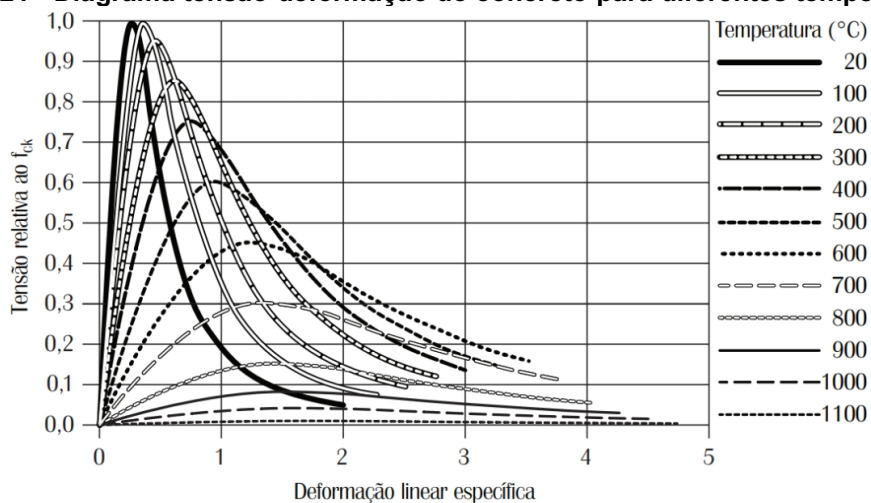
Figura 20 - Aspecto do diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: (SILVA, 2012)

Com uma análise termo estacionária juntamente com a aplicação da equação (18), pode-se utilizar os valores disponibilizados no Quadro 3 para obter o diagrama de tensão-deformação do concreto para valores específicos de temperatura do concreto, sendo representado graficamente pela Figura 21.

Figura 21 - Diagrama tensão-deformação do concreto para diferentes temperaturas



Fonte: (SILVA, 2012)

2.3.3 O Aço

2.3.3.1 Propriedades térmicas

Ressalta-se que devido a grande diferença da área de concreto em relação a área de aço, na seção transversal dos elementos estruturais, considera-se a temperatura do aço igual à temperatura do concreto presente ao redor das barras, dessa forma não sendo gerados gradientes de temperatura nas barras de aço, visto que as mesmas possuem área de seção transversal muito pequena e a diferença de temperatura entre as regiões externas e internas, mesmo nas barras de maior diâmetro, seriam de no máximo de 70°C, não sendo uma diferença significativa na redução da sua resistência a temperaturas elevadas (COSTA, 2008).

Dessa maneira, consideram-se os elementos estruturais em concreto armado com um gradiente de temperatura sob uma seção puramente de concreto, e assume-se que as barras de aço “absorvem” totalmente a temperatura local do concreto. Diante disso as propriedades térmicas do aço tornam-se irrelevantes para a análise termoestrutural de uma estrutura em concreto armado.

2.3.3.2 Propriedades mecânicas

As propriedades mecânicas do aço são as mais importantes para a análise termoestrutural, devido a isso será explicado sobre a resistência a compressão e tração do aço, bem como seu módulo de elasticidade e relação tensão-deformação em função de sua temperatura.

2.3.3.2.1 *Resistência ao escoamento do aço e módulo de elasticidade.*

A resistência ao escoamento do aço juntamente e seu módulo de elasticidade descrevem com o aumento de sua temperatura. A NBR 15200 (ABNT, 2012) recomenda que as resistências ao escoamento do aço e o módulo de elasticidade sejam reduzidas por fatores de redução. Ademais, esses fatores de redução dependem da classificação da armadura (passiva ou ativa), da classificação do aço (CA-50 ou CA-60), da tensão exercida sobre a armadura (compressão ou tração) e do tipo da armadura (cordoalha, fio ou barra).

Para armaduras passivas a resistência ao escoamento pode ser definida pela equação (19):

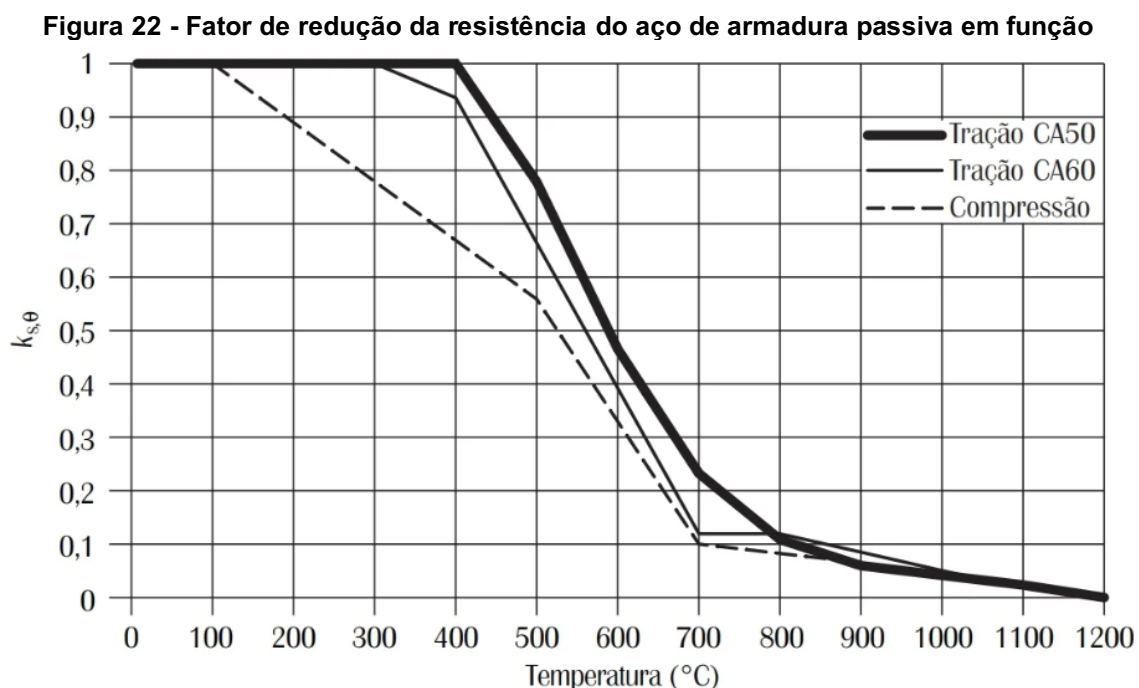
$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad \text{Eq. (2)}$$

onde:

f_{yk} é a resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;

$k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , conforme Quadro 4.

A Figura 22 ilustra graficamente os valores do fator de redução $k_{s,\theta}$ apresentados no Quadro 4.



Fonte: (SILVA, 2012)

Observa-se que o fator de redução $k_{s,\theta}$ não só varia de acordo com a temperatura do aço mas também de acordo com o tipo de aço (CA-50 ou CA-60) e do tipo de esforço exercido (compressão ou tração). Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012) a curva cheia é aplicável quando a deformação específica do aço no escoamento $\epsilon_{yi} \geq 2\%$, usualmente em armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes, já a curva tracejada é aplicável quando $\epsilon_{yi} < 2\%$, usualmente em armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

Para armaduras passivas o módulo de elasticidade pode ser definido pela equação (20):

$$E_{s,\theta} = k_{ES,\theta} E_s \quad \text{Eq. (20)}$$

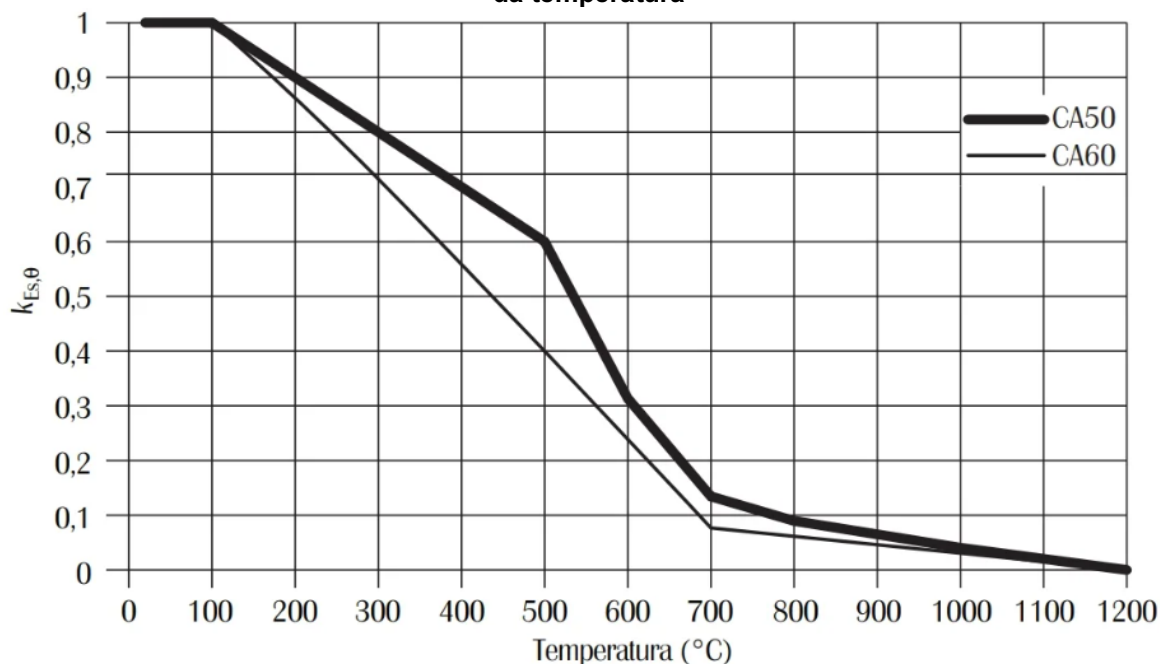
onde:

$E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;

$k_{ES,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ , conforme Quadro 4.

A Figura 23 ilustra graficamente os valores do fator de redução $k_{ES,\theta}$ apresentados no Quadro 4.

Figura 23 - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura



Fonte: (SILVA, 2012)

O módulo de elasticidade do aço de armadura passiva decai em função da temperatura e depende do tipo de aço (CA-50 ou CA-60).

No Quadro 4 são apresentados os valores dos fatores $k_{s,\theta}$ e $k_{ES,\theta}$:

Quadro 4 - Valores dos fatores de redução $k_{s,\theta}$ e $k_{E_s,\theta}$ para aços de armadura passiva

Temperatura do aço (°C)	$k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$			$k_{E_s,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
1	2	3	4	5	6
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)

Os valores intermediários dos fatores de redução que não estão presentes no Quadro 4 podem ser obtidos através de interpolação linear. Com auxílio da Figura 22, juntamente com o Quadro 4, pode-se observar que as reduções mais significativas na resistência ao escoamento do aço, tanto na tensão de tração quanto na de compressão, ocorre no intervalo entre 500°C a 600°C.

2.3.3.2.2 Relação tensão-deformação

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) os diagramas de tensão-deformação dos aços de armadura passiva à temperatura elevadas podem ser elaborados a partir das seguintes equações:

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} E_{s,\theta} \quad \text{se } 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta} \quad \text{Eq. (3)}$$

$$\Sigma_{s,\theta} = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2} \quad \text{se } \varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta} \quad \text{Eq. (4)}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{y,\theta} \quad \text{se } \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta} \quad \text{Eq. (5)}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{y,\theta} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right) \right] \quad \text{se } \varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{u,\theta} \quad \text{Eq. (6)}$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0 \quad \text{se } \varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta} \quad \text{Eq. (7)}$$

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

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

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

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

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

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk}$$

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

$$E_{s,\theta} = k_{E,\theta} E_s$$

onde:

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

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

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

$E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ ;

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

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

2.4 Ações nas estruturas em situação de incêndio

Além da redução da resistência dos materiais e, conseqüentemente, da capacidade dos elementos estruturais, o aumento da temperatura nos elementos gera

esforços adicionais na estrutura devidos à dilatação dos elementos estruturais, que ocorrem, principalmente, em função dos alongamentos axiais restringidos e gradientes de temperatura nos mesmos.

Entretanto, de acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) a maioria desses esforços podem ser desprezados no dimensionamento estrutural. O desprezo desses esforços é permitido pois, ao sofrer aquecimento, os elementos estruturais em concreto armado têm sua rigidez reduzida, enquanto a sua capacidade de adaptação plástica aumenta proporcionalmente, minimizando os esforços gerados pelo alongamento axial.

A NBR 15200 (ABNT, 2012) só recomenda que seja realizada a verificação da estrutura para o estado limite último (ELU), utilizando a combinação excepcional de serviço correspondente. A norma recomenda a utilização da equação (26) fornecida na NBR 6118 (ABNT, 2007), no entanto essa norma encontra-se desatualizada, a NBR 6118 (ABNT, 2014) traz uma nova equação para a combinação excepcional de serviços, a equação (27):

$$F_{d,fi} = \gamma_g F_{gk} + F_{qexc} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qj} \quad \text{Eq. (26)}$$

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g k} F_{\varepsilon g k} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad \text{Eq. (27)}$$

onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon g k}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon q k}$;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ possuem seus valores na Tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014);

$\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$ possuem seus valores na Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Como os esforços adicionais gerados pelo aumento da temperatura podem ser desprezados, a equação (27) resume-se ao $S_{d,fi}$ da equação (28), e a verificação da estrutura se reduz à condição apresentada na equação (28).

$$S_{d,fi} = \left(\gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qjk} \right) \leq R_{d,fi} [f_{ck,\theta}, f_{yk,\theta}, f_{pyk,\theta}] \quad \text{Eq. (28)}$$

Ademais, a NBR 15200 (ABNT, 2012) simplifica ainda mais a equação, quando ausente de solicitações geradas pelas deformações causadas em situação de incêndio (consideração já feita na simplificação da equação 28), pode-se admitir 70% das solicitações de cálculo em temperatura ambiente para as solicitações de cálculo em situação de incêndio. Desta forma a solicitação de cálculo em situação de incêndio da equação (28) se resume a equação (29):

$$S_{d,fi} = 0,70S_d \quad \text{Eq. (29)}$$

onde:

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

S_d é a solicitação de cálculo em temperatura ambiente.

Ressalta-se ainda que, no cálculo de $S_{d,fi}$ devem serem consideradas apenas as solicitações de cálculo em temperatura ambiente que não incluam combinações de ações de vento, visto que ambas as ações de vento e incêndio são ações excepcionais de cálculo.

2.5 Métodos de dimensionamento

Os métodos de dimensionamento permitidos pela NBR 15200 (ABNT, 2012) são: método tabular, método analítico para pilares, método simplificado de cálculo, métodos avançados de cálculo e método experimental.

2.5.1 Método Tabular

No método tabular, para que a verificação da condição citada anteriormente seja satisfeita, basta que os elementos estruturais respeitem dimensões mínimas, as quais referem-se, principalmente, a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c1), além das espessuras de lajes, largura de vigas e dimensões das seções transversais de pilares e tirantes. Para esclarecimento do método, deve-se entender o conceito das isothermas em um elemento de concreto (Figura 24).



Fonte: (SILVA, 2012)

Em um elemento de concreto, a distribuição da temperatura não é uniforme, gradientes térmicos são criados dentro do elemento e a temperatura das faces expostas ao incêndio são superiores as demais faces. O estudo das isothermas nos elementos estruturais permite visualizar a temperatura do concreto em toda a seção da peça. Para a análise deste trabalho, a temperatura do aço será considerada igual a temperatura do concreto na isoterma em que está posicionada a armadura. Diante disso, o método tabular, a partir de cobrimentos mínimos e dimensões mínimas, garante que a armadura estará posicionada em isothermas de temperatura mais amena, garantindo a segurança estrutural da peça.

O Eurocode 2 (CEN, 2004) define como garantida a segurança estrutural das vigas, limitando a temperatura do aço à 500 °C. Segundo Silva (2012), trata-se de uma simplificação da realidade, porém essa hipótese é aceita internacionalmente pela comunidade científica.

2.5.1.1 Vigas

O Quadro 5 fornece a largura mínima da viga (b_{\min}), a distância mínima entre a face exposta ao fogo e o eixo da armadura longitudinal (c_1), e a largura mínima da alma para vigas com seção I ($b_{w\min}$), para vigas biapoiadas, em função do TRRF de projeto.

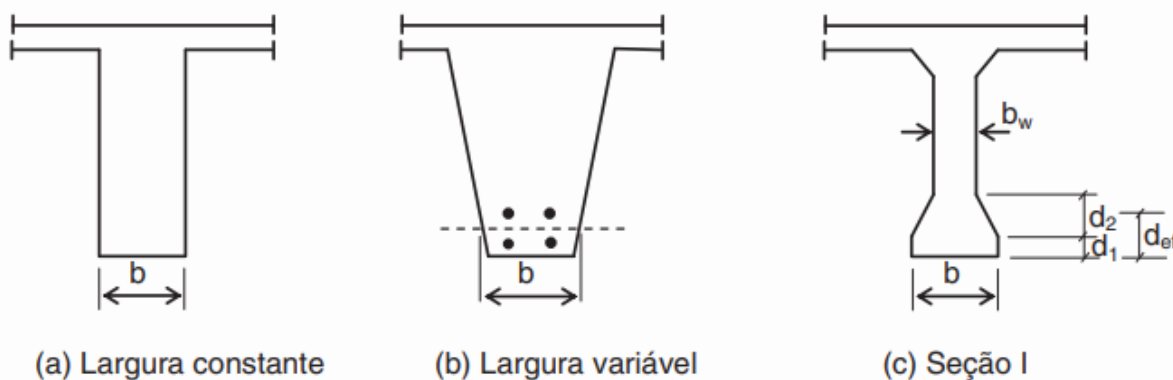
Quadro 5 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

TRRF min	Combinações de b_{\min}/c_1				$b_{w\min}$ mm
	mm/mm				
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

A Figura 25 ilustra como se deve considerar as larguras mínimas para diferentes tipos de seção transversal.

Figura 25 - Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal de vigas



Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) “na verificação de vigas com talão (Figura 25c), devem ser maiores do que b_{\min} tanto a largura b quanto a altura efetiva d_{ef} ”, sendo esta determinada pela equação (30):

$$d_{ef} = d_1 + 0,5d_2$$

Eq. (30)

No caso de $b \geq 1,4 b_w$ e $b \times d_{ef} < 2 b_{\min}^2$, então c_1 deverá ter um acréscimo, respeitando a equação (31):

$$c_1 \left(1,85 - \frac{d_{ef}}{b_{\min}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq c_1 \quad \text{Eq. (31)}$$

O Quadro 6 fornece os valores de (b_{\min}), ($b_{w\min}$) e (c_1) para o TRRF exigido de projeto, porém para vigas contínuas ou vigas de pórticos.

Quadro 6 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

TRRF min	Combinações de b_{\min}/c_1				$b_{w\min}$ mm
	mm/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

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Para que sejam utilizados os valores do Quadro 6, a NBR 15200 (ABNT, 2012) recomenda que o coeficiente de redistribuição de momentos à temperatura ambiente da viga deve respeitar os limites estabelecidos na NBR 6118 (ABNT,2007), item 14.6.4.3. Atualmente a NBR 6118 encontra-se atualizada, e os coeficientes ainda podem ser obtidos no item 14.6.4.3, na NBR 6118 (ABNT, 2014). Caso não atenda os limites dos coeficientes, deve ser utilizada o Quadro 5 deste trabalho, referente a vigas biapoiadas, ou deve ser elaborada uma análise mais precisa.

Ainda, segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012) “para vigas contínuas com TRRF ≥ 90 min, a área de armaduras negativas entre a linha de centro do apoio e $0,3 l_{ef}$ não pode ser menor do que” o apresentado na equação (32).

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) \times \left(1 - 2,5 \frac{x}{l_{ef}} \right) \quad \text{Eq. (32)}$$

onde:

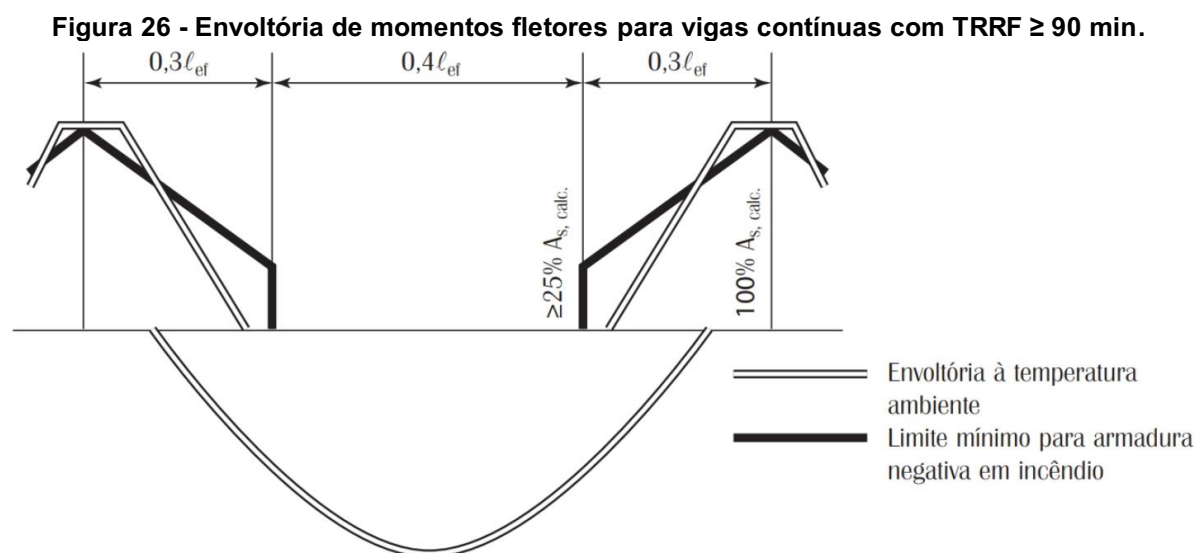
x é a distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada;

$A_{s,calc}(x)$ é a mínima área de armaduras negativas na seção localizada na distância “ x ”;

$A_{s,calc}(0)$ é a área de armaduras negativas calculada conforme ABNT NBR 6118;

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

A Figura 26 ilustra a envoltória de momentos fletores para vigas contínuas com TRRF ≥ 90 min.



Fonte: (SILVA,2012)

Observa-se que para o caso genérico ilustrado para uma viga contínua, o mínimo de área exigida em situação de incêndio para a armadura negativa supera a armadura mínima exigida em temperatura ambiente nos trechos mais próximos do centro da viga, entretanto na maioria dos casos as vigas serão armadas utilizando barras contínuas, com bitola única, a qual atendendo a área de aço mínima à temperatura ambiente automaticamente irá atender a área mínima em situação de incêndio, ao longo de todo seu comprimento.

Os valores indicados em todas as tabelas apresentadas no método tabular referem-se a hipótese de vigas com aquecimento em três lados, caso venha a ser utilizado para a hipótese de aquecimento nos quatro lados da viga, devem ser

respeitados dois critérios: a altura da viga não deve ser inferior a b_{\min} , a área da seção transversal da viga não deve ser inferior a $2 \times b^2_{\min}$.

2.5.1.2 Lajes

Assim como nas vigas, no método tabular a verificação das lajes é realizada através de espessuras e recobrimentos mínimos exigidos pela NBR 15200 (ABNT, 2012). Tais valores são apresentados nas Tabelas 8 a 13.

O Quadro 7 contém as dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiada.

Quadro 7 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas

TRRF min	h mm	C ₁		
		mm		
		Laje armada em duas direções		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

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Os valores de h fornecidos no Quadro 7, referem-se a espessura mínima da laje para exercer a função de corta fogo, só precisando ser respeitada quando necessária tal função. Só podem ser consideradas como laje armada em duas direções as lajes que se encontram apoiadas nas quatro bordas. Quando não apoiadas em alguma borda devem respeitar os cobrimentos de uma laje armada em apenas uma direção.

O Quadro 8 apresenta as dimensões mínimas para lajes contínuas, que segue as mesmas recomendações referentes ao Quadro 7 quanto aos valores de h para a função corta fogo.

Quadro 8 - Dimensões mínimas para lajes contínuas

TRRF min	h mm	c1 mm
30	60	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20
180	150	30

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

As dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo são apresentadas no Quadro 9 e para lajes nervuradas simplesmente apoiadas são apresentadas Quadro 10, ambas seguem as mesmas recomendações já apresentadas para h.

Quadro 9 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo

TRRF min	h mm	c1 mm
30	150	10
60	180	15
90	200	25
120	200	35
180	200	45

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Quadro 10 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas

TRRF min	Nervuras Combinações de b_{\min}/c_1 mm/mm			Capa h/c1 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

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Os valores de b_{\min} do Quadro 10 correspondem a largura mínima da nervura, na altura do centro geométrico das armaduras, h refere-se a altura mínima da laje para garantir a função corta-fogo, e c_1 refere-se ao recobrimento da armadura passiva.

As dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas pode ser visualizada no Quadro 11.

Quadro 11 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas

TRRF min	Nervuras Combinações de b_{\min}/c_1 mm/mm			Capa h/c1 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

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Por fim a NBR 15200 (ABNT, 2012) ainda fornece as dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção no Quadro 12.

Quadro 12 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção

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

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Apesar do Quadro 12 não possuir dimensões mínimas referentes a capa, recomenda-se utilizar as dimensões mínimas de capa a partir do Quadro 7.

2.5.1.3 Pilares

O método tabular aplicado a pilares possui uma divisão menor e divide-se em dimensões mínimas de pilares com uma face exposta ao fogo e pilares-paredes. O Quadro 13 traz as dimensões mínimas de pilares com uma face exposta ao fogo.

Quadro 13 - Dimensões mínimas de 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)

Observa-se que as combinações mínimas para TRRF's de 30 a 90 minutos permanecem iguais, sendo exigido um maior recobrimento apenas nos casos onde o TRRF é igual ou superior a 120 minutos. Para casos onde seja utilizado pilares-parede pode-se utilizar o Quadro 14.

Quadro 14 - Dimensões mínimas para pilares-parede

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

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2012)

Para utilizar o Quadro 14 deve-se considerar a seguinte equação:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}} \quad \text{Eq. (33)}$$

onde:

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

N_{Rd} é o valor de cálculo da força normal resistente do pilar em temperatura ambiente, desconsiderando os efeitos de vento.

Para casos gerais, com dimensões e combinações diferentes do Quadro 13 a NBR 15200 (ABNT, 2012) fornece mais tabelas para o dimensionamento dos pilares, as mesmas estão disponibilizadas nos anexos da referida norma.

2.5.2 Método analítico para pilares

Para pilares com mais de uma face exposta ao fogo pode-se utilizar o método analítico, por meio da equação 34, fornecida pela NBR 15200 (ABNT, 2012).

$$TRF = 120 \left(\frac{R_u + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad \text{Eq. (34)}$$

$$R_u = 83 (1 - u_{fi})$$

$$R_a = 1,60 (c_1 - 30), c_1 \text{ em mm}$$

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

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

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

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

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

onde:

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

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

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

c_1 é a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo. Em seu cálculo, é permitida a consideração do revestimento.

$l_{e,fi}$ é o comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio, em metros, e pode sempre ser considerado igual ao da temperatura ambiente, l_{ef} , conforme ABNT NBR 6118:2007, 15.6. Para os pilares dos andares intermediários de edifícios de múltiplos pavimentos compartimentados verticalmente e com os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente inferiores ou iguais a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo, $\gamma_z \leq 1,1$), pode ser assumido que $l_{e,fi} = 0,5 \cdot l_e$ e para o pavimento mais alto $l_{e,fi} = 0,7 \cdot l_e$. Para situações em que os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente são superiores a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem (por exemplo, $\gamma_z > 1,1$), o $l_{e,fi}$ pode ser determinado por análise estrutural específica.

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

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

onde:

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

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

h é a maior dimensão da seção transversal do pilar, expressa em milímetros.

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

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

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

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

$$e \leq 0,15 b$$

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

onde:

A_s é a área total das armaduras;

e é a excentricidade de primeira ordem da força normal atuante em situação de incêndio, que pode ser assumida igual à excentricidade de primeira ordem da força normal atuante à temperatura ambiente, desconsiderado o efeito das forças decorrentes do vento.

2.5.3 Método simplificado de cálculo

O método simplificado de cálculo é utilizado para garantir a segurança estrutural do elemento, porém o mesmo não garante a função corta-fogo do elemento estrutural, caso seja necessário o cumprimento dessa função, deve-se utilizar o método tabular.

Para que a segurança estrutural do elemento seja garantida o método exige que a solicitação de cálculo seja inferior a resistência de cálculo durante a fase de incêndio.

Para a solicitação de cálculo em situação de incêndio é permitido utilizar a simplificação utilizada no item 2.4 deste trabalho, onde a solicitação de cálculo em situação de incêndio pode ser admitida como 70% da solicitação de cálculo em temperatura ambiente, sem a ação de vento.

A resistência de cálculo pode ser obtida utilizando os critérios de dimensionamento presentes na NBR 6118 (ABNT, 2014), adaptando o valor da resistência do concreto e do aço para a situação de incêndio. Tais resistências podem ser calculadas obtendo a temperatura média da seção de concreto comprimida e do aço tracionado através de gráficos de isotermas ou através da simulação computacional da temperatura da seção do elemento através de fluxos de calor.

2.5.4 Métodos avançados de cálculo

Atualmente não se considera um método como mais efetivo que outro, entretanto um método pode ser considerado avançado quando segue alguns critérios de cálculo previstos em norma.

De forma resumida todas as simplificações apresentadas nos métodos anteriores referente as solicitações e resistências dos elementos estruturais não podem ser utilizadas caso deseje-se utilizar um método avançado. Para a resistência

do elemento estrutural deve ser considerada toda a distribuição de temperatura dentro do elemento estrutural, já para a solicitação de cálculo os esforços devem ser cálculos considerando todas as dilatações térmicas da estrutura e os esforços gerados devido as mudanças de temperatura. Além disso para ambas deve ser considerada as não linearidades que envolvem tais cálculos, seguindo os critérios de combinações de ações estabelecido na NBR 8681 (ABNT, 2022).

Para realizar um método avançado torna-se praticamente impossível a não utilização de softwares desenvolvidos especificamente para isso. Além disso os softwares devem ser validados internacionalmente, caso contrário seus resultados não são aceitos.

2.5.5 Método experimental

Em casos especiais pode-se utilizar uma resistência ao fogo maior do que as calculadas através da NBR 15200 (ABNT, 2012), desde que sejam feitos ensaios que comprovem essa resistência superior do elemento, seguindo a ABNT NBR 5628 - *Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo*.

2.6 Verificação da estrutura sob ação de incêndio no software CAD/TQS

A segurança estrutural sob ação de incêndio é realizada no software CAD/TQS após o dimensionamento da estrutura em situação normal, ou seja, em temperatura ambiente. O programa verifica todos os elementos que não estão de acordo com a norma e com os critérios de projeto, gerando relatórios que auxiliem na visualização dos resultados, indicando quais elementos atendem ou não a NBR 15200 (ABNT, 2012).

A verificação irá depender de critérios de projeto escolhidos pelo engenheiro calculista, como por exemplo o TRRF da estrutura, o qual depende do uso e ocupação da mesma. O TRRF da estrutura pode ser reduzido utilizando métodos como o “Método do Tempo Equivalente”, no entanto tais considerações devem ser realizadas pelo próprio engenheiro. Apesar de não realizar essa redução sozinho, o software fornece ferramentas para auxiliar nos cálculos de redução do TRRF.

As dimensões e recobrimentos dos elementos estruturais, como lajes, vigas, pilares e tirantes são todas retiradas do modelador estrutural e do detalhamento de armaduras, dessa forma a verificação de incêndio só pode ser realizada após o dimensionamento final da estrutura.

Entre os métodos permitidos pela NBR 15200 (ABNT, 2012), os utilizados pelo software CAD/TQS são o método tabular e o método analítico para pilares. Para aplicação do método analítico é necessário realizar o cálculo da força normal em situação de incêndio, utilizando 70% da força normal em situação normal nas combinações do estado limite último.

Após o processamento e verificação, o software gera relatórios e também um visualizador gráfico, distinguindo os elementos que estão de acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2012) e os que não estão, além de fornecer uma calculadora de TRF para pilares, dessa forma tornando mais fácil a obtenção das dimensões e recobrimentos mínimos necessários para que o elemento atenda o TRRF exigido de projeto.

3 METODOLOGIA

Nesse capítulo são descritos os procedimentos metodológicos seguidos para elaboração desse trabalho. Inicia-se com o delineamento da pesquisa quanto suas classificações, em seguida apresenta-se o projeto arquitetônico base a ser utilizado para o dimensionamento estrutural, seguido das premissas adotadas para o dimensionamento estrutural e finaliza-se com a delimitação dos compartimentos analisados.

3.1 Delineamento da pesquisa

A presente pesquisa possui uma natureza de ordem aplicada a qual, segundo Barros e Lehfeld (2014), tem a finalidade não somente de buscar atualização de conhecimentos ou procurar por uma nova tomada de posição teórica, mas a realização de uma ação concreta, operacionalizando os resultados do trabalho.

Os procedimentos dessa pesquisa são classificados como de pesquisa bibliográfica, que segundo Gil (2019) é a pesquisa elaborada com base em um material já publicado. Ademais, os mesmos também são classificados como estudo de caso, que consiste no estudo profundo e exaustivo de um ou poucos objetos, de maneira que permita seu amplo e detalhado conhecimento, tarefa praticamente impossível mediante outros tipos de delineamentos, Gil (2019). Cajueiro (2015) ainda ressalta que normalmente o estudo de caso é realizado a partir de um caso particular, podendo posteriormente ser realizada uma análise comparativa com outros casos. No tocante ao presente trabalho será analisado apenas um caso, deixando em aberto a análise comparativa para futuros trabalhos.

Referente aos objetivos da pesquisa, a mesma, tratando-se de uma revisão bibliográfica e um estudo de caso, pode ser classificada como uma pesquisa exploratória, a qual possui como objetivo familiarizar-se com o fenômeno, obtendo uma nova visão dele, descobrindo e aprimorando novas ideias (CERVO; BERVIAN; DA SILVA, 2007).

O método de pesquisa utilizado pode ser classificado segundo Gil (2019) como método misto ou quali-quantitativo, o qual combina elementos da abordagem de pesquisas qualitativas, as quais os resultados são apresentados mediante

descrições verbais, e de pesquisas quantitativas, resultados os quais são apresentados em termos numéricos. No presente trabalho a abordagem quantitativa estará presente de forma numérica na comparação dos resultados de insumos e esforços, enquanto a abordagem qualitativa se faz presente na análise de utilidade e eficiência do software na aplicação do estudo, no lançamento e dimensionamento estrutural e nas mudanças estruturais causadas em projeto pela aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012).

3.2 Apresentação do projeto arquitetônico

A aplicação do estudo foi realizada em um empreendimento predial residencial com 17 pavimentos, o qual teve seu projeto arquitetônico obtido através da plataforma digital BIBLIOCAD (2022), fornecido de forma gratuita. Disponibilizado através de arquivo em formato CAD/DWG. O mesmo contemplou todas as plantas baixas, cortes e elevações necessárias para o desenvolvimento do respectivo modelo estrutural.

Os 17 pavimentos são compostos por 1 pavimento de garagem, 2 pavimentos com áreas destinadas a uso comum, compostos por salas de reuniões, áreas de festas, academia, saunas e demais ocupações, 12 pavimentos de uso residencial totalizando 34 apartamentos, 1 pavimento de armazenamento e 1 pavimento de cobertura composto por área de lazer e piscina. Juntos os pavimentos totalizam uma área aproximada de 7038,00 m² e uma altura de 59,5m. Os cortes ao longo da maior dimensão, longitudinal, A-A` e ao longo da menor dimensão, transversal, B-B` do edifício podem ser visualizadas na Figura 27.

Nota-se que o edifício possui altura e projeção iguais desde o pavimento térreo até a cobertura, entretanto no décimo pavimento o apartamento central é substituído por uma área de jardim, destinada a uso comum e com pé direito duplo, ocasionando na substituição do apartamento central do décimo primeiro pavimento por um espaço em “vazio”. Comparando-se os dois cortes fica evidente a esbeltez da edificação, além da uniformidade edifício.

Figura 27 – Cortes longitudinal A-A' e transversal B-B' do edifício analisado



Fonte: BIBLIOCAD (2022)

Todas as plantas baixas do edifício podem ser visualizadas no Apêndice A.

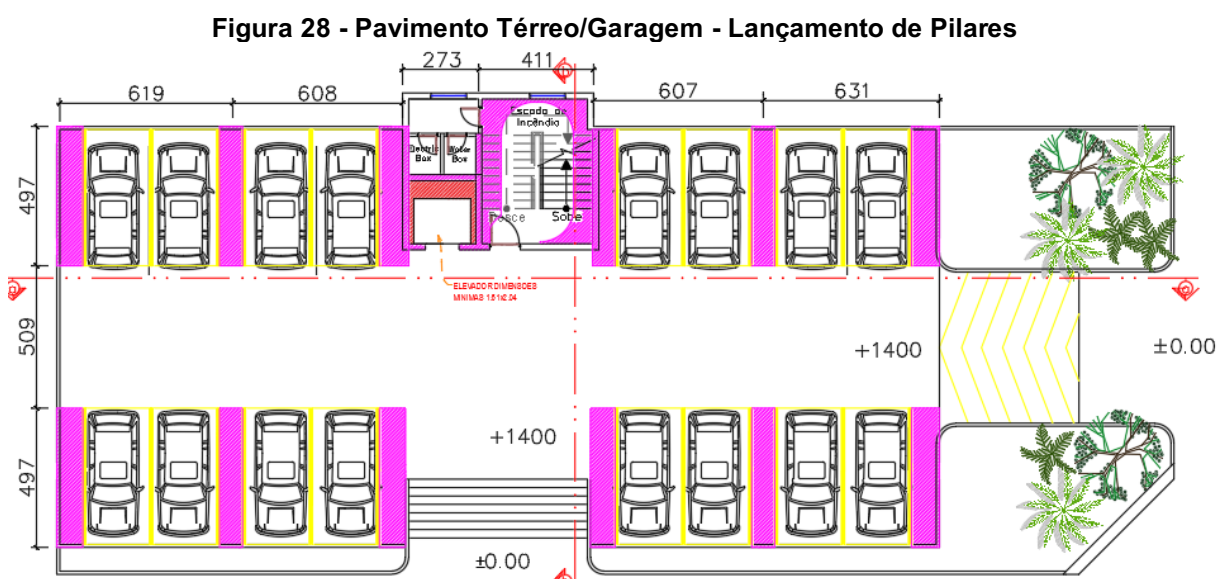
3.3 Premissas do dimensionamento estrutural

Uma das principais e mais importantes etapas na elaboração de um projeto estrutural é a concepção da estrutura: lançamento e pré-dimensionamento estrutural.

Em edifícios residenciais com número reduzido de pavimentos, como em sobrados de alto padrão, tem-se como prioridade durante a concepção estrutural o ocultamento dos elementos estruturais como vigas e pilares, visto que as solicitações sob a estrutura permitem utilizar um leque maior de concepções estruturais. Porém, em edifícios prediais com altura elevada (a partir de 30m) e esbeltez significativa (altura 3 vezes maior que a menor largura), as solicitações e esforços horizontais

provenientes principalmente da carga de vento, e o número elevado de pavimentos, exigem que a estrutura seja concebida de forma a suportar tais esforços, ocasionando muitas vezes elementos mais robustos e aparentes, com pouca flexibilidade na escolha de seus posicionamentos (ROCHA, 2022).

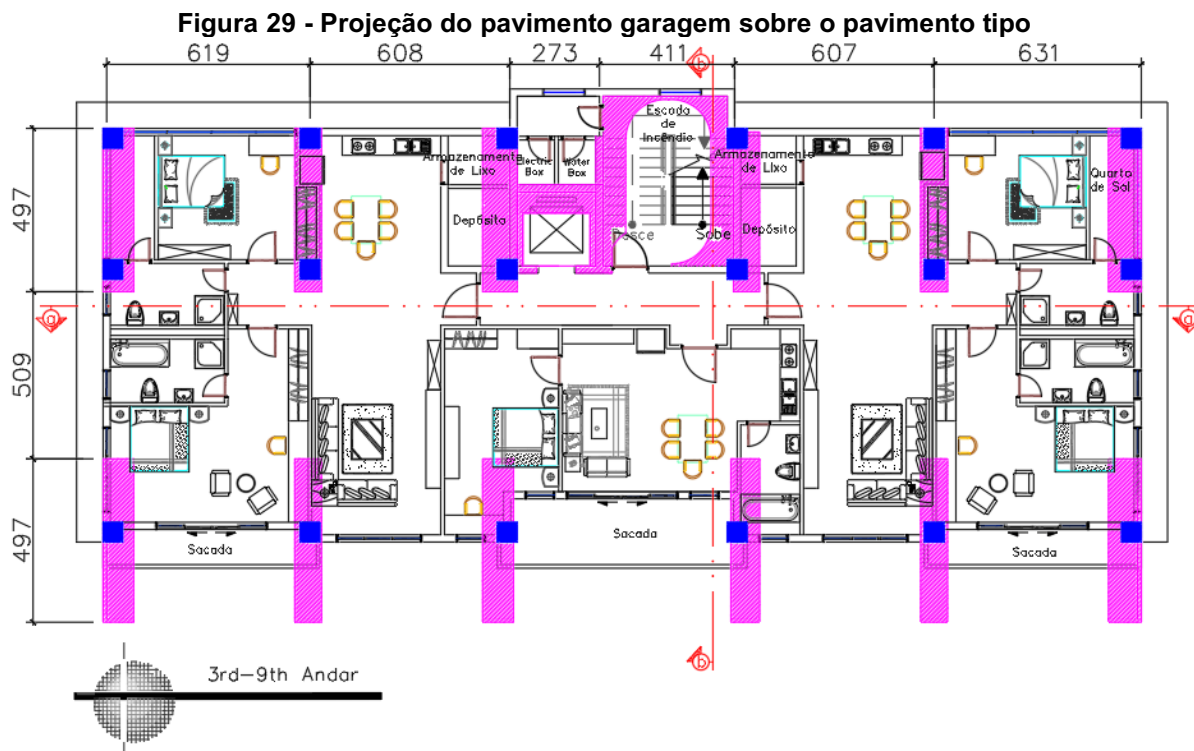
Para o edifício em estudo iniciou-se a concepção analisando o pavimento garagem, demarcando as áreas disponíveis para o posicionamento de pilares, conforme pode ser observado destacados em magenta na Figura 28.



Fonte: Autoria própria

Para a definição das áreas próprias para o posicionamento de pilares primeiramente foram definidos e projetados os espaçamentos mínimos para as vagas de garagem. As dimensões mínimas exigidas para vagas de garagem variam de acordo com a cidade em que será executado o projeto, estando definidas no Código de Obras das mesmas. Para este projeto foram utilizadas dimensões mínimas de 2,3m de largura por 4,9m de comprimento para cada vaga de estacionamento. As dimensões mínimas utilizadas não se referem a um município em específico, mas sim um valor intermediário entre valores encontrados em Códigos de Obras de alguns municípios do estado do Paraná, para a largura foram encontrados valores entre 2,20m e 2,5m, e para o comprimento entre 4,80m e 5,00m. Em seguida foram hachuradas de magenta as áreas livres para o posicionamento de pilares, respeitando-se área mínima necessária nas rotas de fugas em escadas e dimensões mínimas necessárias para a instalação de elevadores dentro do seu respectivo poço.

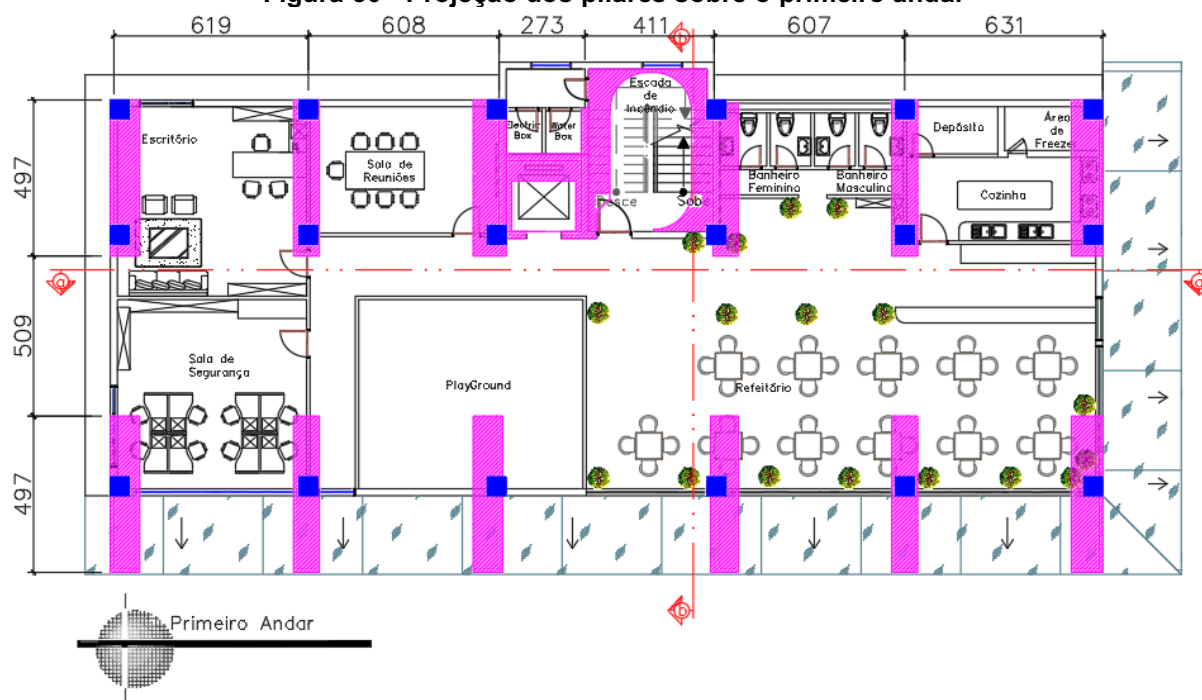
As áreas foram projetadas sobre o pavimento tipo, conforme pode ser visualizado na Figura 29. Pode-se observar que foram definidas em hachura azul as possíveis posições dos pilares, respeitando-se o posicionamento de aberturas e vedações, otimizando a compatibilização entre a estrutura e a arquitetura.



Fonte: Autoria própria

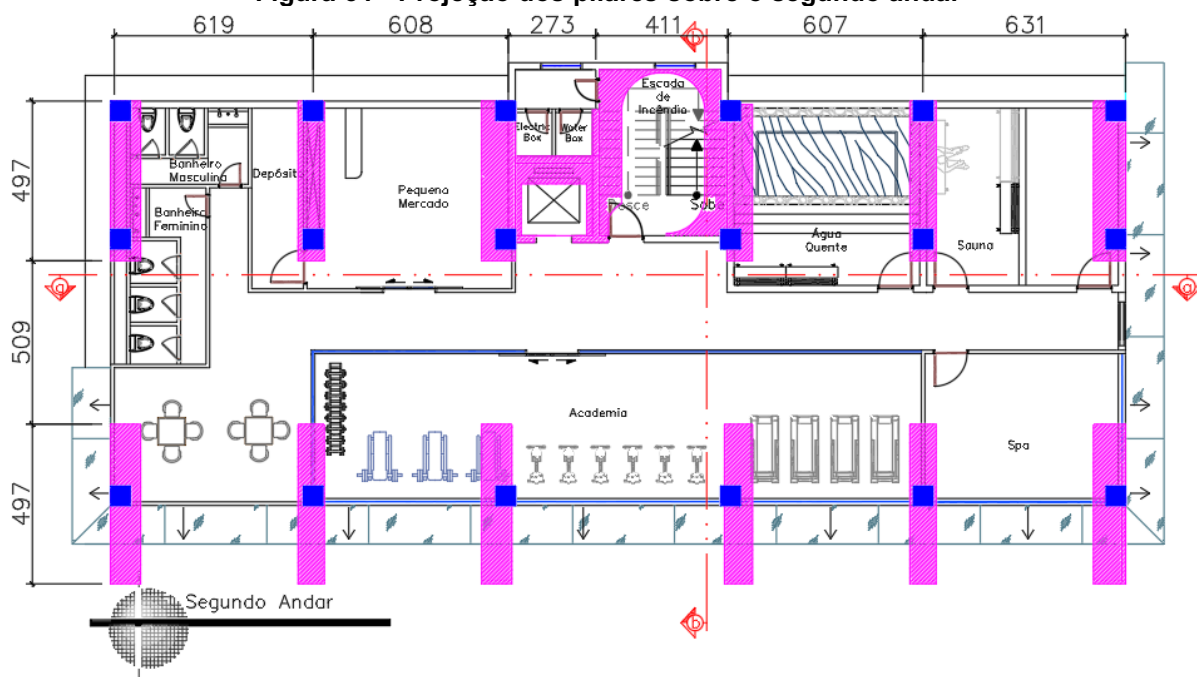
Verificou-se a compatibilização dos pilares com os demais pavimentos, (Figura 30 e 40), relativas aos primeiro e segundo andares respectivamente, ambos destinados ao uso comum.

Figura 30 - Projeção dos pilares sobre o primeiro andar



Fonte: Autoria própria

Figura 31 - Projeção dos pilares sobre o segundo andar



Fonte: Autoria própria

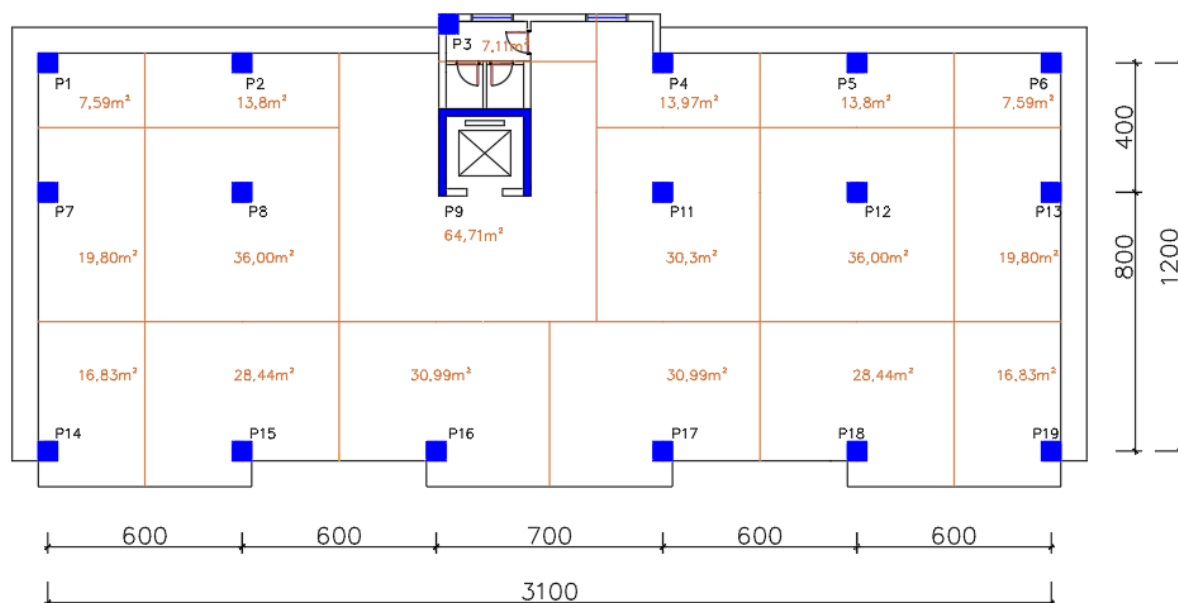
Observa-se uma boa compatibilização entre a arquitetura e a estrutura, todavia, devido a esbelteza do edifício, que atinge cerca de 60m de altura com apenas 13m de largura, torna-se interessante a implementação de um núcleo rígido na parte central do edifício, o qual segundo Rocha (2022), é extremamente útil em edifícios

desse porte, devido a sua capacidade em distribuir de maneira uniforme os momentos nas vigas de todos os pavimentos, unificando a altura das vigas entre um pavimento e outro, simplificando e otimizando o dimensionamento dos mesmos bem como a execução devido ao reaproveitamento de fôrmas. Além de possuir um elevado momento de inércia, aumentando significativamente a inércia do edifício, reduzindo seu deslocamento horizontal causado devido a carga de vento e, conseqüentemente, minimizando os esforços de segunda ordem.

Além disto é de grande valia a utilização de pórticos de contraventamento nas laterais do edifício juntamente com o núcleo rígido central, evitando efeitos de torção devidos à carga de vento.

A locação dos pilares e do núcleo rígido sem suas dimensões finais pode ser visualizada na cor azul na Figura 32, que, além de indicar o posicionamento de cada pilar, define as áreas de contribuição de carga provenientes do pavimento sobre cada pilar.

Figura 32 - Posição final dos pilares para realização do pré-dimensionamento



Fonte: Autoria própria

Ainda na Figura 32 visualiza-se que o núcleo rígido, identificado como P9, foi utilizado de forma estratégica, sendo projetado no formato de U e locado no poço do elevador, substituindo suas paredes de vedação, originalmente compostas de alvenaria, por concreto armado. Os pilares que compõem os pórticos de contraventamento laterais são os conjuntos de P1-P7-P14, e P6-P13-P19.

Como otimização do pórtico central de contraventamento formado pelos pilares P16 e pelo núcleo rígido, foi implementado um terceiro pilar identificado como P3, que visa auxiliar principalmente no apoio dos patamares das escadas, evitando um balanço excessivo nos mesmos.

Os maiores vãos entre pilares encontram-se com 6 a 8m de comprimento, os quais, apesar de serem vãos consideráveis, ainda permitem a compatibilização da altura das vigas com a altura dos forros, os quais no projeto arquitetônico permitem uma altura de vigas de até 75cm. Por fim, para viabilizar o projeto, optou-se pela utilização de lajes nervuradas, a qual irá reduzir o peso próprio da estrutura, reduzindo a carga sobre as vigas e os pilares.

3.3.1 Pré-dimensionamento de pilares

Com a concepção estrutural dos pilares realizada, inicia-se o pré-dimensionamento dos mesmos. Para o estudo em questão, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o edifício classifica-se na Classe de Agressividade Ambiental nível II – Moderada, permitindo a utilização de um concreto com resistência mínima de 25MPa. Mesmo possuindo um custo por metro cúbico superior a um concreto de 25MPa, o concreto de 30MPa costuma apresentar custos finais próximos ou até mesmo inferiores ao concreto de 25MPa, devido à redução no consumo total de concreto devido a sua maior resistência. Diante disso, optou-se por utilizar um concreto com f_{ck} de 30 MPa, com o intuito de reduzir as seções dos elementos estruturais e o peso próprio da estrutura. Considerando a majoração de cargas em 40% e a redução da resistência do concreto dos pilares devido ao efeito de Rüsck em 15%, previstos na ABNT NBR 6118-2014, um f_{ck} de 30 MPa consegue suportar um carregamento máximo de 0,182 tf/cm², obtendo uma área necessária de aproximadamente 6 cm²/tf solicitante sobre o pilar (ROCHA, 2022).

Enfatiza-se que a área resistente por tonelada força de 6 cm²/tf é dimensionada considerando a situação em que o pilar utilize 100% de sua resistência de cálculo para suportar as cargas axiais, tornando interessante dimensionar os pilares pertencentes aos pórticos de contraventamento com uma área superior aos demais pilares, majorando sua área entre 40% a 60%. Dessa forma para o cálculo da área necessária para os pilares pertencentes aos pórticos de contraventamento,

citados anteriormente, optou-se pela utilização de $9 \text{ cm}^2/\text{tf}$ ao invés de $6 \text{ cm}^2/\text{tf}$ como área resistente necessária por tonelada força.

A escolha do formato da seção dos pilares é impactada no dimensionamento estrutural e define qual elemento irá absorver mais esforços axiais ou cargas provenientes do vento. O principal fator que determina qual elemento irá absorver maiores esforços é o seu momento de inércia, o qual é diretamente influenciado pela escolha da seção do elemento estrutural.

Prioriza-se a escolha para os pilares de contraventamento de seções mais retangulares, maximizando seu momento de inércia no eixo de contraventamento, tornando o pilar o mais longo possível. Diferentemente dos pilares pertencentes aos pórticos de contraventamento, pilares localizados mais ao centro do edifício normalmente são solicitados com maiores cargas axiais, desta forma, opta-se por seções mais quadradas, reduzindo seu momento de inércia no sentido de contraventamento, evitando que o pilar seja solicitado por maiores cargas de vento.

No pré-dimensionamento toma-se como base que, para um edifício residencial, a carga total proveniente de cada pavimento encontra-se em torno de 1 a $1,2 \text{ t/m}^2$ (ROCHA, 2022). A partir disto, juntamente com a área de influência de carga proveniente do pavimento sobre cada pilar, calculou-se a área mínima necessária de seção transversal para cada pilar, bem como suas dimensões, conforme pode ser observado no Quadro 15.

Quadro 15 - Pré-dimensionamento de pilares

Pilar	Área de contribuição (m ²)	Área resistente por tonelada força (cm ² /tf)	Carga Total (tf)	Área de seção transversal mínima (cm ²)	Dimensão X Adotada (cm)	Dimensão Y Mínima (cm)	Dimensão Y Adotada (cm)	Área Final (cm ²)
P1	7,6	9	133,58	1202	19	63,3	60	1140
P2	13,8	6	242,88	1457	35	41,6	40	1400
P3	7,1	9	125,14	1126	19	59,3	60	1140
P4	14,0	6	245,87	1475	35	42,1	40	1400
P5	13,8	6	242,88	1457	35	41,6	40	1400
P6	7,6	9	133,58	1202	19	63,3	60	1140
P7	19,8	9	348,48	3136	35	89,6	90	3150
P8	36,0	6	633,6	3802	55	69,1	70	3850
P9	64,7		1138,9	0	35	0,0		0
P11	30,3	6	533,28	3200	55	58,2	60	3300
P12	36,0	6	633,6	3802	55	69,1	70	3850
P13	19,8	9	348,48	3136	35	89,6	90	3150
P14	16,8	9	296,21	2666	35	76,2	75	2625
P15	28,4	6	500,54	3003	50	60,1	60	3000
P16	31,0	9	545,42	4909	50	98,2	100	5000
P17	31,0	6	545,42	3273	55	59,5	60	3300
P18	28,4	6	500,54	3003	55	54,6	55	3025
P19	16,8	9	296,21	2666	35	76,2	75	2625

Fonte: Autoria própria

Na primeira coluna é possível observar a nomenclatura dos pilares, seguido da área de contribuição de carga do pavimento sobre cada pilar. A terceira coluna define a área necessária para suportar 1tf de carga axial, logo em seguida na quarta coluna, obtém-se a carga total atuante sobre cada pilar no pavimento térreo, a qual foi calculada considerando-se uma carga de 1,1tf por m² de pavimento, somada 16 vezes devido a quantidade total de pavimentos (os pavimentos térreo e cobertura podem ser considerados apenas como 1 pavimento para a somatória de cargas). Em seguida, nas demais colunas, obtém-se as dimensões dos pilares, adotando-se uma dimensão X arbitrária e comparando-a com a dimensão Y necessária para satisfazer a área mínima de pré-dimensionamento, ajustando-se as dimensões para otimizar a inércia do pilar. Ressalta-se que o núcleo rígido “P9”, devido as suas grandes dimensões, não precisa ser pré-dimensionado, visto que sua área será muito superior à necessária para aguentar as cargas axiais. Suas dimensões serão ajustadas posteriormente com auxílio do software para suportar as cargas do vento e minimizar o deslocamento horizontal da edificação.

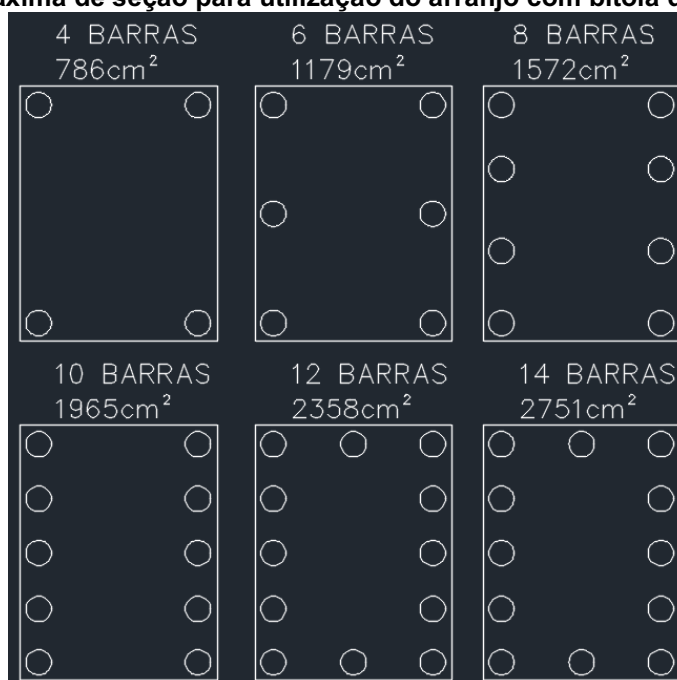
Em prédios altos e esbeltos como o analisado, quando mantida uniforme a seção dos pilares em toda sua extensão, é comum que os pilares apresentem taxas de aço altíssimas nos primeiros lances/pavimentos, atingindo o limite de 4% de taxa

de aço em relação a área de seção transversal prevista na NBR 6118 (ABNT, 2014), devido aos fortes momentos gerados pela força do vento na base no edifício e as cargas acumuladas por pavimento. A partir dos pavimentos intermediários até a cobertura, é comum que os pilares sejam menos solicitados, sendo necessária apenas a taxa de aço mínima de 0,4% para suportar os carregamentos. Normalmente essas seções são projetadas e executadas utilizando-se arranjos com pares de bitolas de 10 mm de diâmetro, devido ao menor custo financeiro.

Diante da necessidade de atender a taxa mínima, é interessante que as seções sejam dimensionadas analisando-se suas áreas para que as mesmas não ultrapassem ou ultrapassem minimamente a área máxima de cada arranjo. Caso contrário, o resultado seria a utilização de uma quantidade maior de aço em metade dos pavimentos por descuido na escolha das dimensões de uma seção de pilar.

A Figura 33 demonstra a “área máxima” da seção transversal para alguns tipos de arranjos que utilizam bitolas de 10 mm de diâmetro.

Figura 33 - Área máxima de seção para utilização do arranjo com bitola de 10mm de diâmetro



Fonte: Autoria própria

Para encontrar as áreas máximas, calcula-se a área de aço presente em cada arranjo e obtém-se a maior área de seção para qual esse arranjo de barras consegue atingir a taxa de aço mínima necessária. Por exemplo, no arranjo de 4 barras de 10

mm de diâmetro tem-se aproximadamente $3,14 \text{ cm}^2$ de área de aço, a qual satisfaz a armadura mínima de 0,4% de uma seção com área de até 786 cm^2 .

Observa-se a escolha das dimensões dos pilares P5 e P4 no Quadro 15, onde foi preferível reduzir minimamente a dimensão mínima de pré-dimensionamento Y, para que a área da seção ficasse inferior a 1179 cm^2 , sendo dessa forma possível utilizar o arranjo com 6 barras, evitando a necessidade de utilizar duas barras a mais apenas para satisfazer a área de aço mínima, as quais não teriam grande função estrutural.

3.3.2 Pré-dimensionamento de vigas

O pré-dimensionamento de vigas, apesar de grande relevância e importância, pode ser feito de maneira mais simples que dos pilares. Para o estudo em questão, as cargas permanentes e acidentais, na maioria dos pavimentos, limitaram-se a $0,150 \text{ tf/m}^2$, conforme recomenda a NBR 6120 (ABNT, 2019), exceto em áreas de uso comum. Dessa forma foi empregada a regra comumente usada em pré-dimensionamentos de vigas, utilizando 10% do vão livre como altura da viga quando a mesma se encontra biapoiada, e 20% do vão livre quando em balanço, utilizada por Rocha (2022).

Em pórticos de contraventamento é interessante que as vigas que os compõem possuam uma inércia próxima a dos pilares que as apoiam, visto que as cargas de vento no pórtico serão transmitidas de um pilar para o outro através da viga que ligam os dois pilares. Caso a mesma não possua uma inércia parecida, a viga não será eficaz nessa transmissão de cargas, sobrecarregando um dos pilares e a própria viga.

Quando solicitada a maiores cargas distribuídas, vãos não usuais, e cargas pontuais excessivas, fez-se uso de uma tabela em Excel fornecida por Rocha (2022), a qual calcula de forma automática os esforços solicitantes e os deslocamentos, de acordo com os dados fornecidos nas células em azul, Figura 34, emitindo avisos em vermelho quando algum dado foge aos limites estabelecidos na NBR 6118 (ABNT 2014).

Figura 34 - Tabela de pré-dimensionamento de vigas.

VIGA CONCRETO ARMADO			
Largura:	20 cm	FCK:	30 Mpa
Altura:	75 cm	FYK:	500 Mpa
Vão livre:	600 cm	Cobrimento:	2,5 cm
Apoio 01:	0 cm	Altura da parede:	0 cm
Apoio 02:	0 cm	Largura laje suportada:	4,00 m
TIPO DE APOIOS:		Largura do tijolo:	19 cm
Engaste/Engaste		Sobrecarga Laje:	0,300 tf/m ²
CARGAS ADICIONAIS		Carga permanente:	2,400 tf/m ²
Carga Extra:	0,000 tf/m	Espessura laje:	7 cm
Valor Carga concentrada:	0 tf	% Enchimento laje:	0,0%
Distância apoio A a carga:	0,00 m	Densidade enchimento:	0 tf/m ³
Viga c/ laje colaborante?	Não		
Existe emenda na viga?	Não		
Concretagem 2+ etapas:	Não		
Ângulo dos estribos:	90 °	Quantia estribos:	2
Diâmetro estribo:	5 mm c/	8	%AS utilizado
Diâmetro arm. Negativa:	10 mm	25	97,2%
Diâmetro arm. Pele:	8 qt:	6	
Diâmetro arm. Positiva:	12,5 mm	8	88,2%
Reação Lado A:	35,625 tf	Reação Lado B:	35,625 tf

Fonte: Rocha (2022)

A Figura 34 ilustra a tabela sendo utilizada durante o pré-dimensionamento de uma viga do pavimento cobertura, com sobrecarga adicional nas lajes devido ao peso próprio do jardim.

3.3.3 Pré-dimensionamento de lajes

A laje escolhida para o projeto foi a do tipo nervurada, essas possuem limitações de dimensões, pois suas nervuras dependem das fôrmas utilizadas na execução da laje, as quais tem suas dimensões disponibilizadas nos catálogos de

seus respectivos fabricantes. Para o estudo em questão foram utilizadas fôrmas e lajes disponíveis no catálogo da fabricante Atex®, presentes no software CAD/TQS, e apresentadas na Figura 35.

Tanto as lajes quanto as vigas foram verificadas utilizando-se uma planilha disponibilizada por Rocha (2022). Com os dados das nervuras, cargas, vãos, cobrimentos e resistências, analisaram-se todos os esforços e flechas exercidos sobre a laje, verificando-se, assim, qual laje é a mais adequada para ser utilizada, a qual deve resistir aos esforços, estar dentro dos limites de deslocamentos e ter maior economia de materiais.

A Figura 36 mostra a verificação da laje com o maior vão de projeto, a qual possui cerca de 7m no eixo X e 8m no eixo Y, com uma carga acidental de $0,3\text{tf/m}^2$ e uma carga permanente de $0,15\text{tf/m}^2$. Os valores das cargas acidental e permanente foram ambos retirados da NBR 6120 (ABNT, 2019). A carga acidental foi retirada da Tabela 10 - Valores característicos nominais das cargas variáveis, com o uso do pavimento destinado à “academia de edifícios” da norma, enquanto a carga permanente foi calculada a partir da soma das cargas individuais dos materiais de construção, considerando na parte superior um contrapiso de 3cm de espessura com posterior revestimento de porcelanato assentado com argamassa, na parte inferior foram considerados o peso da forro de gesso e algumas tubulações.

Figura 35 - Catálogo de fôrmas Atex®, software CAD/TQS

Dados de lajes

Identificação | Seção/Carga | Modelo | Grelha | Temperatura/Retração | Detalhamento | Catalogadas | BIM

Maciça | Nervurada R | Nervurada T | Vigota | Treliçada | Pré-fabricada | Mista

Laje nervurada de seção trapezoidal

Capa	Altura da nervura	Enchimento
cm	cm	tf/m3
5	16	0

Formas:

	Horizontal	Vertical
Tamanho médio	52.55	52.55 cm
Espaçamento superior	9.9	9.9 cm
Espaçamento inferior	7	7 cm
Inércia	12933	12933 cm4
Volume de forma	44000	cm3

Rebaixo: 0 cm Carga distribuída: 0.150/0.150 tf/m2 Alterar

Tipo de bloco de enchimento, dado um fabricante

OK Cancelar

Fonte: Autoria Própria

Figura 36 – Planilha de pré-dimensionamento de lajes

Laje Nerv bidirecional sobre vigas			
Vão menor(x):	7,00 m	Forma recuperável	
Vão maior(y):	8,00 m	Cobrimto:	2 cm
Sobrecarga:	0,300 tf/m ²	FCK:	30 Mpa
Carga Perm:	0,150 tf/m ²	FYK:	500 Mpa
Fluência:	2,000	ae:	1,00
Tipo de laje:	Eng bordas maiores		
DADOS DA LAJE		DADOS DA FORMA REC	
Altura da nervura:	16 cm	Inércia:	12933 cm ⁴ /nerv
Altura da capa:	5 cm	Vol Conc:	0,101 m ³ /m ²
Espaço nervuras:	52,1 cm	Larg min nerv:	6 cm
Largura da nerv:	7 cm	Carga conc:	0 tf

Dados da tabela de Czerny				
	M+X	M+Y	M-X	M-Y
Momento Fleor:	1,187	0,729	2,550	0,003
Diâmetro Barra:	10,0	10,0	4,2	4,2
d:	18,50	17,50	18,79	18,37
μ:	0,027	0,018	0,482	0,001
ξ:	0,027	0,018	0,810	0,001
AS:	1,091	0,706	7,346	0,715
AS barra:	0,785	0,785	0,139	0,139
Barras por nerv:	2	1		
Espaçamento:			1,0	19,0
Comp. Barra:			2,20	2,20

Resiste a flecha? Sim
Resiste a cortante? Sim

DADOS DE CÁLCULO NÃO MEXER AQUI	
Área da seção:	372,5 cm ² /nerv
Volume do isopor:	0,033 m ³ /peça
Volume de conc:	0,090 m ³ /m ²
Peso Próprio:	0,253 tf/m ²
Carga Total:	0,703 tf/m ²
Ood:	0,182 tf/cm ²
FYD:	4,348 tf/cm ²
Ly/Lc:	1,143
E:	268,384 tf/cm ²
Centróide forma perd:	15,3 cm
Inércia laje form perd:	11567,35 cm ⁴ /nerv
Inércia da Laje:	24823,4 cm ⁴ /m
Flecha:	1,109 cm
Flecha Máxima:	2,800 cm
PL ² :	34,423 tfm/m
AS/AC:	1,76%
Largura por m inferior:	11,52 cm/m
Área da laje:	56 m ²
Área inf x1:	1,75 m
Área inf x2:	1,75 m
Área inf y1:	1,97 m
Área inf y2:	1,97 m
Cortante Max:	1,383 tf/m
Cortante Resistente:	0,004 tf/cm ²
k:	142%
p:	171%
Vd:	1,558 tf/m
V relativo:	113%
V máx capa:	0,23
Larg inf capa:	0,60
V res capa:	1,81
Mbm capa:	0,010
AS min:	0,095

Fonte: Rocha (2022)

3.4 Premissas do dimensionamento estrutural sob ação de incêndio

Antes de realizar o dimensionamento de uma estrutura sob ação de incêndio, deve-se verificar a necessidade de realizar essa verificação e as medidas de segurança que devem ser seguidas.

Inicia-se essa verificação classificando a edificação de acordo com seu uso/ocupação através da Tabela A.2 da NBR 14432 (ABNT, 2001), disponibilizada no Anexo B deste trabalho. A edificação deste projeto foi classificada como de uso e ocupação residencial, de habitação multifamiliar composta de apartamentos, enquadrando-se no grupo A-2.

Posteriormente, deve-se verificar no CSCIP (2018) quais as medidas de segurança contra incêndio devem ser implementadas para o edifício projetado, as quais dependem da ocupação/uso e altura da edificação. Cada grupo de uso/ocupação possui sua tabela específica, no CSCIP (2018) as medidas de segurança do grupo A podem ser visualizadas na Tabela 6A do respectivo código, conforme Figura 37.

Para um edifício de grupo A-2 com mais de 30 metros de altura, é necessário realizar tanto segurança estrutural contra incêndio da edificação quanto a compartimentação vertical da edificação.

Figura 37 - Exigências para edificações do grupo A (Tabela 6A do CSCIP 2018)

TABELA 6A

EXIGÊNCIAS PARA EDIFICAÇÕES DO GRUPO "A"
 RL - ÁREA SUPERIOR A 1.500m² E/OU ALTURA SUPERIOR A 9,0m
 RM / RE - ÁREA SUPERIOR A 1.000m² E/OU ALTURA SUPERIOR A 6,0m

Grupo de ocupação e uso	GRUPO A – RESIDENCIAL					
Divisão	A-2, A-3 e Condomínios Residenciais					
Medidas de Segurança contra Incêndio	Classificação quanto à altura (em metros)					
	Térrea	H ≤ 6	6 < H ≤ 12	12 < H ≤ 23	23 < H ≤ 30	Acima de 30
Acesso de Viatura na Edificação	X	X	X	X	X	X
Segurança Estrutural Contra Incêndio	X	X	X	X	X	X
Compartimentação Vertical	-	-	-	X ²	X ²	X ²
Controle de Materiais de Acabamento	-	-	-	X ⁴	X ⁴	X ⁴
Saídas de Emergência	X	X	X	X	X	X ¹
Iluminação de Emergência	X	X	X	X	X	X
Alarme de Incêndio	X ³	X ³	X ³	X	X	X
Sinalização de Emergência	X	X	X	X	X	X
Extintores	X	X	X	X	X	X
Hidrante e Mangotinhos	X	X	X	X	X	X

NOTAS ESPECÍFICAS:

- 1 - Deve haver Elevador de Emergência para altura maior que 80 m;
- 2 - Pode ser substituída por sistema de controle de fumaça somente nos átrios;
- 3 - Pode ser substituído pelo sistema de interfone, desde que cada apartamento possua um ramal ligado à central, que deve ficar numa portaria com vigilância humana 24 horas e tenha uma fonte autônoma, com duração mínima de 60 min.
- 4 - Aplica-se somente às áreas comuns da edificação.

Fonte: CSCIP (2018)

Posteriormente durante o dimensionamento estrutural, deve-se definir o TRRF da edificação, e se possível, reduzir esse TRRF utilizando o método do tempo equivalente.

A NBR 15200 (ABNT, 2012) explana que o revestimento sob os elementos estruturais aumenta o TRF dos mesmos devido ao aumento no cobrimento da

armadura, e permite sua consideração na verificação da segurança estrutural. Entretanto o software CAD/TQS não faz essa consideração de forma automática, deve-se alterar os critérios de projeto de incêndio e configurar o software para que faça tais considerações.

Por fim, após a configurar os critérios de projeto de incêndio, foi realizada a verificação dos elementos estruturais sob ação de incêndio, e em caso de não aprovação, a estrutura deve ser analisada e redimensionada.

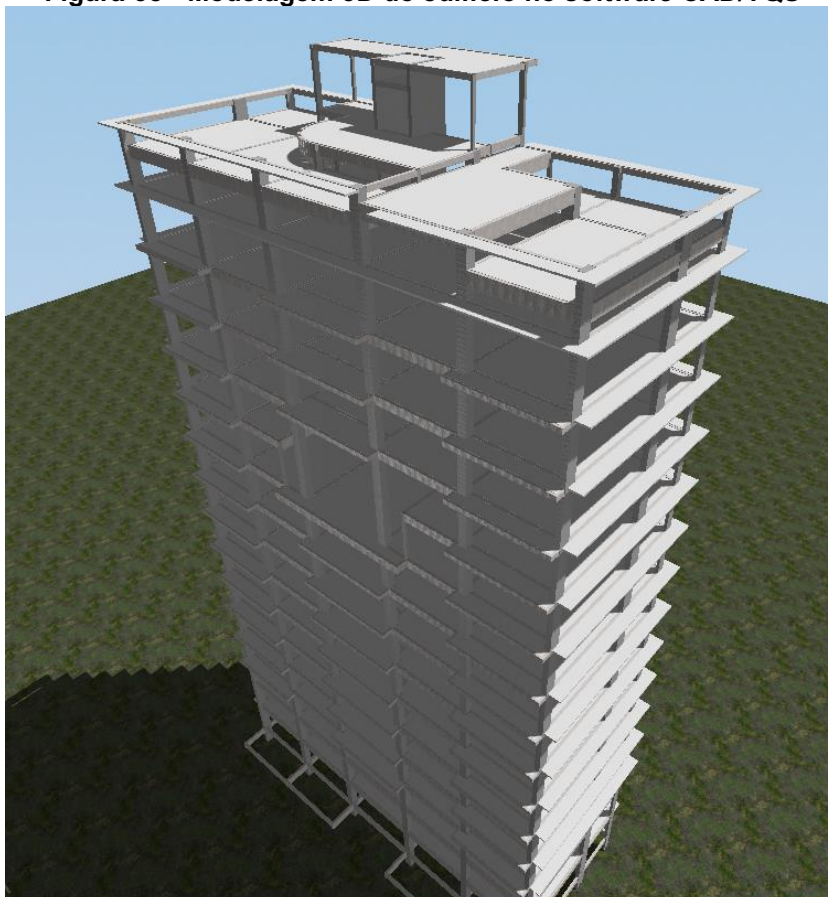
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os processos de dimensionamento estrutural, os resultados obtidos, as análises referentes as diferenças estruturais após o atendimento da norma e as contribuições do software para a aplicação da mesma.

4.1 Dimensionamento estrutural a partir de critérios de dimensionamento estabelecidos na NBR 6118 (ABNT, 2014)

Com o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, realizou-se o lançamento e a modelagem do edifício no software CAD/TQS. O modelo 3D do edifício pode ser visualizado na Figura 38.

Figura 38 - Modelagem 3D do edifício no software CAD/TQS



Fonte: Autoria própria

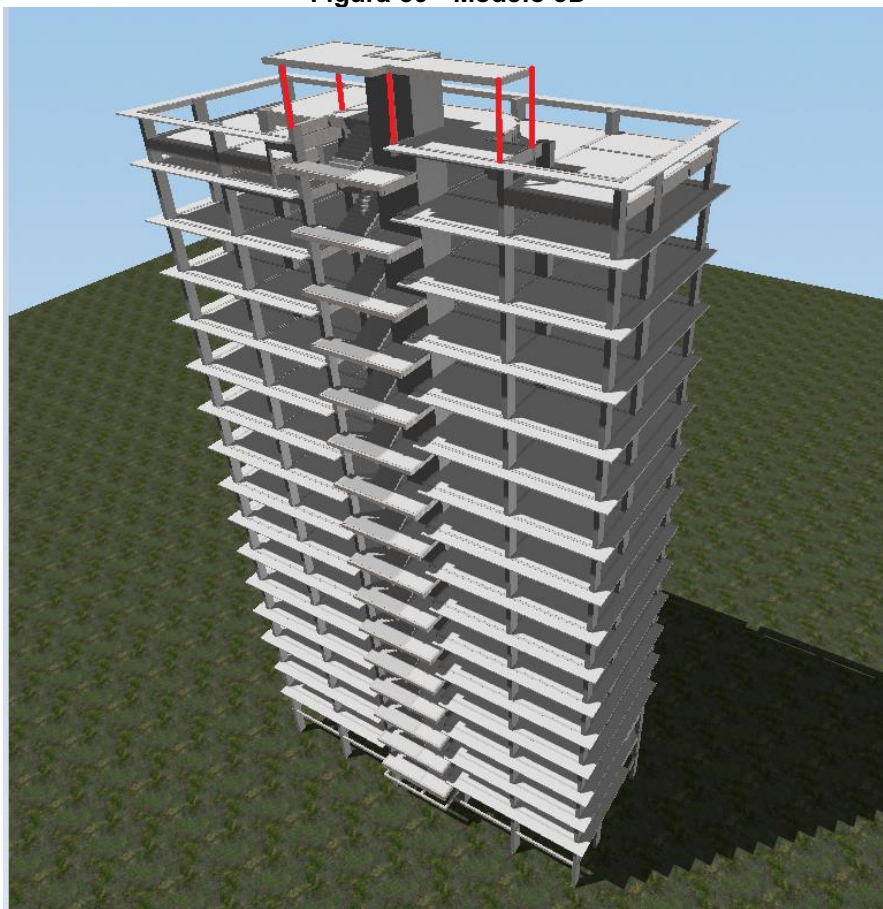
Observa-se a existência de 4 subníveis no pavimento cobertura, os quais destinam-se ao jardim, piscina, deck e banheiros. Para o estudo em questão foram considerados apenas as cargas verticais provenientes do peso próprio da água presente na piscina, e da terra presente no jardim, sendo desconsiderado os empuxos horizontais. Tal desconsideração foi feita pois, apesar do software CAD/TQS apresentar ferramentas para o dimensionamento de reservatórios de água, para o presente estudo o mesmo não se mostrou eficiente devido as dimensões e formato da piscina.

Ademais, a concepção mais eficiente na cobertura seria a utilização das paredes de concreto armado das piscinas como apoio para a laje do deck, no entanto o software possui limitações quanto a utilização de uma mesma viga para duas ou mais lajes em diferentes níveis. Dessa forma optou-se por modelar e dimensionar cada uma das lajes de forma separada, sem a utilização de uma mesma viga em comum com altura elevada para duas lajes de diferentes níveis.

Nos primeiros processamentos efetuados, constatou-se a ineficiência do pilar P3 adicionado por último na concepção estrutural inicial. Quando solicitado com cargas de vento nas direções de menor inércia do edifício o mesmo sofria grandes esforços de tração causada pela sua proximidade ao núcleo rígido. Uma possível solução seria a rotulação das ligações viga-pilar, minimizando os momentos negativos no pilar, ainda assim optou-se pela retirada do pilar P3 e a utilização dos patamares das escadas em balanço, conforme pode ser observado na Figura 39.

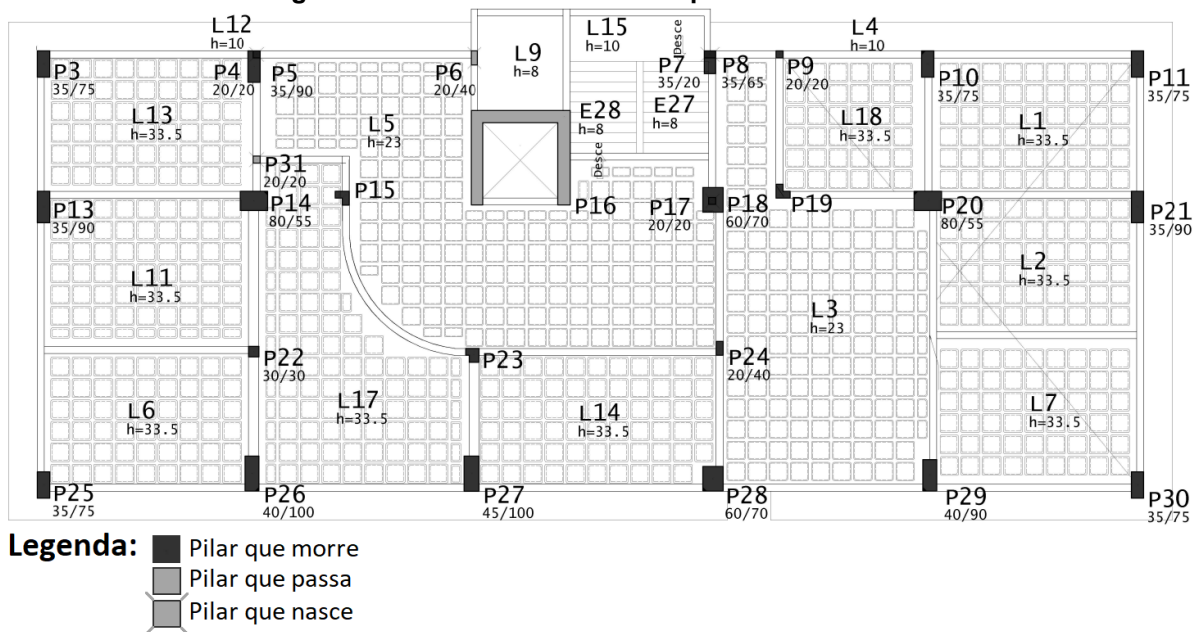
Devida a retirada do pilar P3 e a adição de pequenos pilares que compõem o ático da cobertura, que também pode ser observados, destacados em vermelho na Figura 39, a nomenclatura dos pilares sofreu modificações, dessa maneira as próximas figuras e tabelas referentes ao dimensionamento dos pilares terão como referência a nomenclatura dos pilares presente no desenho de forma do pavimento cobertura, apresentado na Figura 40.

Figura 39 - Modelo 3D



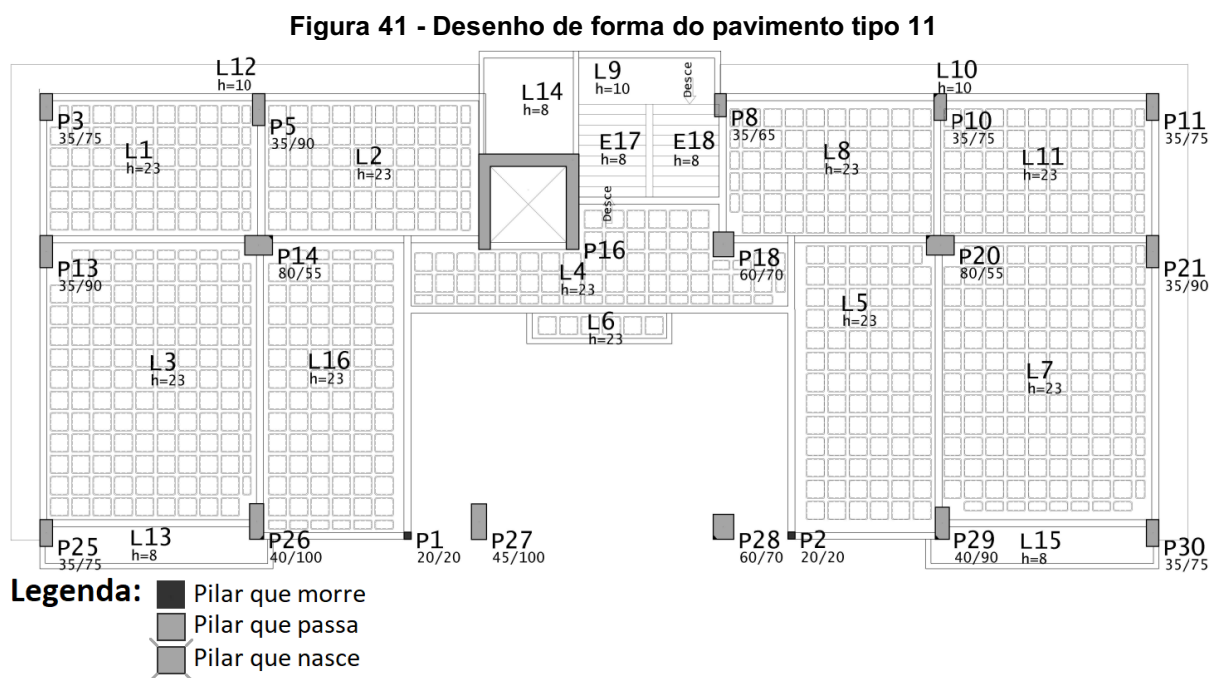
Fonte: Autoria Própria

Figura 40 - Desenho de forma do pavimento cobertura



Fonte: Autoria Própria

É possível visualizar e localizar 28 dos 30 pilares de projeto, apenas os pilares P1 e P2 não se encontram neste desenho de forma, os quais nascem no pavimento tipo 10 e morrem no pavimento tipo 11, sendo introduzidos com o intuito de apoiar as lajes em balanço do pavimento tipo 11, conforme Figura 41.



Fonte: Autoria Própria

Em sequência após o processamento global do edifício, obteve-se o relatório de dimensionamento dos pilares, permitindo visualizar os pavimentos em que os pilares nascem e morrem, sua seções, tensões de cálculo, força normal adimensional, índice de esbeltez, taxa geométrica de armadura e taxa de aço, conforme Figura 42.

Como as solicitações e taxas de esbeltez dos pilares variam de pavimento para pavimento, os índices no relatório de dimensionamento de pilares são apresentados em intervalos, sendo o início do intervalo retratado pelo menor valor calculado, e o final do intervalo pelo maior valor calculado. A força normal adimensional é calculada através da divisão entre os esforços resultantes de cálculo e os esforços resistentes de cálculo, estes calculados para diversas combinações de ações. Admite-se como limite para a força normal adimensional o valor de 1, pois a partir desse valor, os esforços resultantes de cálculo serão maiores que os resistentes, não garantindo a segurança estrutural.

Observa-se que a força normal adimensional extrapola o limite permitido nos pilares da face norte, os quais no pré-dimensionamento foram dimensionados considerando menores cargas axiais devido a uma menor área de influência exercida sobre cada um dos pilares e um coeficiente de área necessária por t_f inferior ao dos pórticos laterais, conforme Figura 42.

Figura 42 – Quadro de resumo de dimensionamento de pilares

Pilar	Lances	Seção (cm)	Parede	σ (kgf/cm ²)	v	λ	ρ	Taxa de aço (kgf/m ³)
P1	12 a 12	19X19	-	28.8 a 28.8	0.134 a 0.134	62 a 64	0.87 a 0.87	119.7
P2	12 a 12	19X19	-	26 a 26	0.122 a 0.122	62 a 64	0.87 a 0.87	119.7
P3	1 a 17	19X60	-	28.9 a 218.1	0.135 a 1.018	11 a 65	Não ok	-
P4	18 a 18	19X19	-	15.4 a 15.4	0.072 a 0.072	62 a 62	2.23 a 2.23	299.2
P5	1 a 17	35X40	-	33.8 a 318.5	0.158 a 1.486	16 a 35	0.53 a 7.18	415.7
P6	18 a 18	19X19	-	46.2 a 46.2	0.215 a 0.215	65 a 67	3.48 a 3.48	473.8
P7	18 a 18	20X35	-	18.6 a 18.6	0.087 a 0.087	34 a 58	0.45 a 0.45	76.5
P8	1 a 17	35X40	-	22.2 a 278.3	0.104 a 1.299	16 a 37	0.7 a 6.89	315.7
P9	17 a 17	20X20	-	33.8 a 33.8	0.158 a 0.158	51 a 54	2.01 a 2.01	282.0
P10	1 a 17	35X40	-	31.9 a 298.3	0.149 a 1.392	16 a 35	0.53 a 6.89	354.4
P11	1 a 17	19X60	-	17.8 a 209.3	0.083 a 0.977	11 a 64	0.83 a 7.75	438.2
P12	17 a 18	20X40	-	8.7 a 22.4	0.04 a 0.105	30 a 61	0.92 a 0.92	123.7
P13	1 a 17	35X90	-	30.2 a 171.1	0.141 a 0.799	7 a 37	0.39 a 1.6	77.8
P14	1 a 17	55X70	-	25.9 a 222.8	0.121 a 1.04	9 a 22	0.45 a 2.04	139.4
P15	17 a 17	20X40	-	45.6 a 45.6	0.213 a 0.213	32 a 55	3.14 a 3.14	413.0
P16	1 a 18	Sec. Qualquer	Sim	2.8 a 91.6	0.013 a 0.428	2 a 4	0.41 a 6.51	349.0
P17	18 a 18	19X19	-	13.3 a 13.3	0.062 a 0.062	62 a 62	0.87 a 0.87	132.6
P18	1 a 17	55X60	-	10.4 a 228.6	0.048 a 1.067	11 a 23	0.74 a 3.9	177.3
P19	17 a 17	Sec. Qualquer	-	29.9 a 29.9	0.139 a 0.139	35 a 39	2.51 a 2.51	335.6
P20	1 a 17	55X70	-	29 a 203	0.135 a 0.947	9 a 22	0.45 a 2.28	107.2
P21	1 a 17	35X90	-	23.5 a 160.4	0.11 a 0.749	7 a 35	0.39 a 2.49	85.8
P22	17 a 17	20X30	-	123.3 a 123.3	0.575 a 0.575	31 a 40	1.34 a 1.34	202.8
P23	17 a 17	20X40	-	98.3 a 98.3	0.459 a 0.459	33 a 55	3.68 a 3.68	524.2
P24	17 a 17	20X20	-	82.3 a 82.3	0.384 a 0.384	56 a 65	3.14 a 3.14	443.9
P25	1 a 17	35X75	-	24.8 a 160.2	0.116 a 0.747	9 a 36	0.75 a 1.91	108.1
P26	1 a 17	55X55	-	25.9 a 219	0.121 a 1.022	12 a 24	0.89 a 4.25	208.8
P27	1 a 17	55X60	-	0 a 214.2	0.121 a 1	11 a 44	0 a 3.9	199.6
P28	1 a 17	55X60	-	0 a 196.9	0.081 a 0.919	11 a 44	0 a 3.9	154.3
P29	1 a 17	55X55	-	20.2 a 198.6	0.094 a 0.927	12 a 22	0.49 a 2.7	134.6
P30	1 a 17	35X75	-	18.7 a 147.2	0.087 a 0.687	9 a 35	0.47 a 2.99	95.4

σ : Tensão de Cálculo (Carga Vertical: Combinação 1 TQS PILAR)

v : Força normal adimensional

λ : Índice de esbeltez

ρ : Taxa geométrica de armadura

Taxa de aço: Massa de aço por volume de concreto

Fonte: Autoria Própria

O resumo de dimensionamento de pilares permite analisar detalhadamente cada um dos pilares, permitindo visualizar os índices anteriores para cada um dos pavimentos. A Figura 43 ilustra o resumo detalhado para o pilar P27, o qual foi escolhido de forma aleatória para demonstração dos resultados, não possuindo nenhuma situação adversa em relação aos outros pilares.

Figura 43 - Resumo de dimensionamento detalhado do pilar P27

Flexão

Lance	Pavimento	Seção		Armadura longitudinal					v	σ (kgf/cm ²)	Esbeltez		f_{ck} (MPa)	c (cm)	2ª Ordem
		Formato (cm)	A (cm ²)	n	\emptyset (mm)	A_s (cm ²)	ρ (%)	ρ_{Tras} (%)			λ_x	λ_y			
17	Cobertura	55X60	3300.00	18	16	36.20	1.1	1.53	0.121	26	24	21	30	2	-
16	Tipo 15	55X60	3300.00	18	10	14.10	0.43	0.86	0.223	47.8	22	20	30	2	-
15	Tipo 14	55X60	3300.00	18	10	14.10	0.43	0.86	0.275	58.8	22	20	30	2	-
14	Tipo 13	55X60	3300.00	18	10	14.10	0.43	0.43	0.326	69.8	22	20	30	2	-
12	Tipo 11	55X60	3300.00	12	12.5	14.70	0.45	1.42	0.383	82.1	44	40	30	2	PP c/ κ aprox.
11	Tipo 10	55X60	3300.00	16	16	32.20	0.97	1.5	0.516	110.6	22	20	30	2	-
10	Tipo 9	55X60	3300.00	14	12.5	17.20	0.52	1.85	0.568	121.7	22	20	30	2	-
9	Tipo 8	55X60	3300.00	14	20	44.00	1.33	2.67	0.619	132.6	22	20	30	2	-
8	Tipo 7	55X60	3300.00	14	20	44.00	1.33	2.86	0.67	143.6	22	20	30	2	-
7	Tipo 6	55X60	3300.00	16	20	50.30	1.52	3.43	0.721	154.5	22	20	30	2	-
6	Tipo 5	55X60	3300.00	20	20	62.80	1.9	4.88	0.772	165.5	22	20	30	2	-
5	Tipo 4	55X60	3300.00	20	25	98.20	2.97	5.95	0.824	176.5	22	20	30	2	-
4	Tipo 3	55X60	3300.00	20	25	98.20	2.97	6.25	0.875	187.5	22	21	30	2	-
3	Tipo 2	55X60	3300.00	22	25	108.00	3.27	6.54	0.929	199.1	22	20	30	2	-
2	Tipo 1	55X60	3300.00	22	25	108.00	3.27	7.17	0.992	212.5	21	19	30	2	-
1	Térreo	55X60	3300.00	16	32	128.70	3.9	9.26	1	214.2	12	11	30	2	-

λ_x : Índice de esbeltez em relação ao eixo x

λ_y : Índice de esbeltez em relação ao eixo y

A: Área bruta da seção transversal

c: Cobrimento utilizado no lance

f_{ck} : Resistência característica do concreto à compressão

v: Força normal adimensional

σ : Tensão de Cálculo (Carga Vertical: Combinação 1 TQS PILAR)

\emptyset : Diâmetro das barras de armadura

ρ : Taxa geométrica de armadura

ρ_{Tras} : Taxa geométrica de armadura na região do traspasse

2ª Ordem - Método geral: visualizar os efeitos locais de 2ª ordem no editor rápido de armaduras.

2ª Ordem - Efeito localizado: visualizar os efeitos localizados no editor rápido de armaduras.

2ª Ordem - PP c/ κ aprox.: Pilar Padrão com κ aproximado.

2ª Ordem - PP c/ 1/r aprox.: Pilar Padrão com curvatura aproximada.

2ª Ordem - PP c/ N,M,1/r: Pilar Padrão acoplado a diagrama N,M,1/r.












Fonte: Autoria Própria

Além disso, ainda é possível visualizar de forma detalhada os esforços gerados por cada uma das combinações de ações, para lance de forma individual. A Figura 44 ilustra algumas combinações de ações e esforços sobre o pilar P27 no pavimento Térreo.

Observa-se que as combinações onde a ação do vento está presente, geram esforços maiores no elemento estrutural. Por exemplo, na combinação 13, a qual não possui a presença da ação do vento, a força normal solicitante de cálculo é de 706,86 tf e os momentos fletores são inferiores a 2 tfm, enquanto na combinação 19, a qual

possui a presença da ação do vento, a força normal solicitante de cálculo é de 844,28 tf e os momentos fletores são muito superiores, chegando a 53,33 tfm.

Figura 44 - Combinações de ações e esforços do pilar P27 no pavimento Térreo

Combinação	Seção	N _{Sd} (tf)	M _{Sdx} (tfm)	M _{Sdy} (tfm)	S _d /R _d (%)
13: ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID	Topo	706.86	1.90	1.22	-
	Meio	706.86	1.90	1.22	-
	Base	706.86	-0.04	-0.30	-
14: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1	Topo	608.12	-0.43	4.37	-
	Meio	608.12	-19.74	4.37	0.62 
	Base	608.12	-32.62	0.55	0.68 
15: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2	Topo	803.92	4.18	-1.88	-
	Meio	803.92	20.87	-1.88	0.8 
	Base	803.92	31.99	-1.14	0.85 
16: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3	Topo	721.61	2.34	7.58	-
	Meio	721.61	2.34	12.60	0.69 
	Base	721.61	0.45	12.60	-
17: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4	Topo	692.06	1.44	-5.15	-
	Meio	692.06	1.44	-13.24	0.66 
	Base	692.06	-0.53	-13.24	-
18: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1	Topo	519.26	-2.07	6.36	-
	Meio	519.26	-33.18	6.36	0.61 
	Base	519.26	-53.92	1.13	0.71 
19: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2	Topo	844.28	5.57	-4.00	-
	Meio	844.28	34.23	-4.00	0.9 
	Base	844.28	53.33	-1.67	0.98 
20: ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3	Topo	707.09	2.52	11.75	-
	Meio	707.09	2.52	21.23	0.71 
	Base	707.09	0.76	21.23	-

Fonte: Autoria Própria

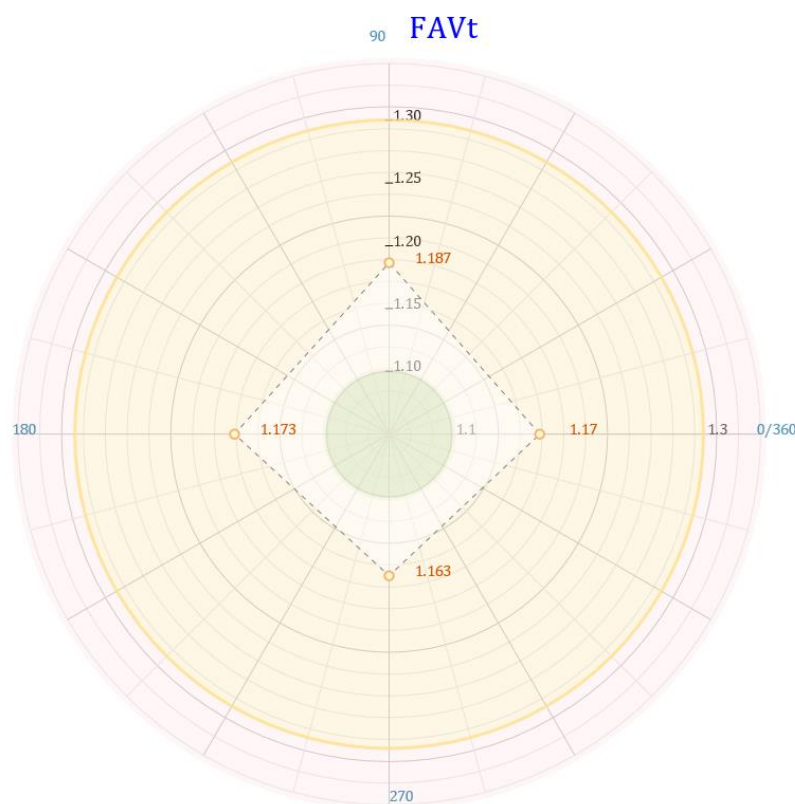
Analisando os esforços dos demais pilares observa-se que, mesmo com a presença do núcleo rígido, a maioria dos pilares sofre uma alta solicitação nas combinações de ações de vento, o que se confirma ao analisar o coeficiente FAVT (Gama-Z).

O coeficiente FAVT (Gama-Z) tem como objetivo classificar a estrutura quanto à deslocabilidade de seus nós, classificando a estrutura como de nós fixos ou indeslocáveis quando for inferior à 1,1, e de nós móveis ou deslocáveis quando superior à 1,1. O coeficiente destaca quão significativos são os esforços de 2ª ordem globais para efeitos de cálculo, sendo também utilizado como coeficiente no cálculo desses esforços. Se considera como um limite aceitável o valor de 1,3, quando

superior a esse valor, o coeficiente indica que os esforços causados pelo vento são significantes demais, tornando-se interessante a reavaliação da concepção estrutural, para suportar melhor os esforços provenientes das ações de vento.

O edifício apresentou um coeficiente FAVt (Gama-Z) acima de 1,17, classificando a estrutura como de nós móveis e indicando que os esforços causados pela ação do vento foram significantes na estrutura, gerando acréscimos significativos nos efeitos de segunda ordem, conforme Figura 45.

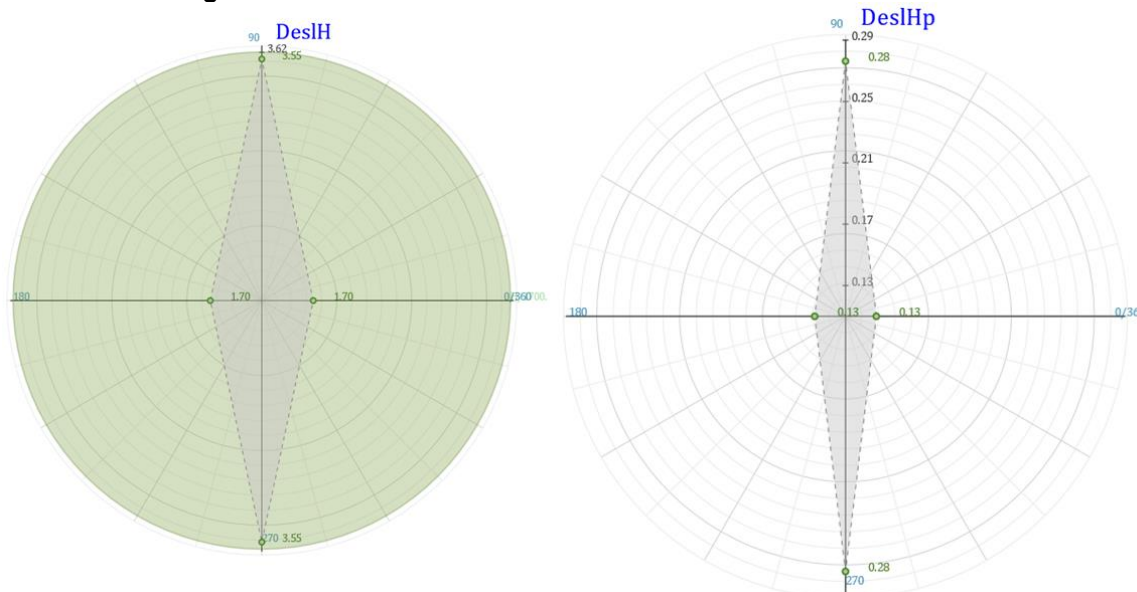
Figura 45 - Coeficiente FAVt (Gama-Z)



Fonte: Autoria própria

Apesar da estrutura ser classificada como de nós móveis, o edifício apresentou um deslocamento horizontal satisfatório. Visualiza-se na Figura 46 o deslocamento horizontal total e por pavimento do edifício.

Figura 46 - Deslocamento horizontal do edifício em centímetros



Fonte: Autoria própria

Observa-se que os deslocamentos horizontais estão dentro do limite, onde o edifício apresenta um deslocamento horizontal por pavimento (DeslHp) de 0,28cm e um deslocamento horizontal total (DeslH) de 3,55cm.

Após a realização do pré-dimensionamento e dos primeiros processamentos, foi realizada a otimização do projeto, ajustando-se a dimensão de elementos subdimensionados, procurando reduzir as tensões excessivas para níveis seguros, além de projetar as taxas de armaduras dentro de limites de segurança para que os elementos trabalhem preferencialmente no domínio 3 de deformação do concreto.

O quadro de resumo de dimensionamento de pilares após a otimização da estrutura é apresentado na Figura 47.

Após a realização da otimização da estrutura, pode-se visualizar as dimensões finais dos pilares, bem como as tensões de cálculo, força normal adimensional, índice de esbeltez, taxa geométrica de armadura e taxa de aço por volume de concreto finais.

O pilar P6 que nasce e morre no último pavimento, possui uma força normal adimensional baixa de apenas 0,089, porém sua seção não pode ser reduzida devido à alta taxa de armadura presente no mesmo. Os demais pilares do ático (P4, P7, P17 e P31) possuem as dimensões mínimas previstas na NBR 6118 (ABNT, 2014), dessa forma, mesmo possuindo forças normais adimensionais inferiores a 0,1, não tiveram suas seções reduzidas.

Todos os pilares que nascem no primeiro pavimento e morrem na cobertura apresentaram índices de força adimensional entre 0,8 e 0,9. Optou-se por utilizar esse intervalo pois, apesar de estar perto do limite de 1/1, as taxas de armadura já se encontravam baixas, caso fossem aumentadas ainda mais as seções dos pilares seria desperdiçado muito aço nos pavimentos intermediários e superiores devido a taxa mínima de armadura.

Figura 47 – Quadro de resumo de dimensionamento de pilares otimizados

Pilar	Lances	Seção (cm)	Parede	σ (kgf/cm ²)	v	λ	ρ	Taxa de aço (kgf/m ³)
P1	12 a 12	20X20	-	27 a 27	0.126 a 0.126	59 a 62	0.79 a 0.79	111.3
P2	12 a 12	20X20	-	26.3 a 26.3	0.122 a 0.122	59 a 62	0.79 a 0.79	111.3
P3	1 a 17	35X75	-	15.4 a 128.6	0.072 a 0.6	15 a 35	0.56 a 1.91	105.9
P4	18 a 18	20X20	-	15.3 a 15.3	0.071 a 0.071	58 a 58	1.23 a 1.23	176.5
P5	1 a 17	35X90	-	19.1 a 164.3	0.089 a 0.767	13 a 35	0.39 a 2.8	100.5
P6	18 a 18	20X40	-	19 a 19	0.089 a 0.089	32 a 62	2.36 a 2.36	335.7
P7	18 a 18	20X35	-	21 a 21	0.098 a 0.098	34 a 58	0.7 a 0.7	109.9
P8	1 a 17	35X65	-	15.1 a 181.7	0.071 a 0.848	18 a 38	0.54 a 2.49	120.6
P9	17 a 17	20X20	-	38.8 a 38.8	0.181 a 0.181	51 a 56	1.23 a 1.23	171.4
P10	1 a 17	35X75	-	19.3 a 182.4	0.09 a 0.851	15 a 35	0.47 a 2.99	131.8
P11	1 a 17	35X75	-	9.3 a 122.8	0.043 a 0.573	15 a 35	0.47 a 3.37	104.7
P13	1 a 17	35X90	-	28.1 a 169.3	0.131 a 0.79	13 a 37	0.39 a 1.4	83.6
P14	1 a 17	55X80	-	24.3 a 188.4	0.114 a 0.879	14 a 23	0.73 a 1.86	101.3
P15	17 a 17	Sec. Qualquer	-	27.1 a 27.1	0.127 a 0.127	30 a 36	1.02 a 1.02	142.9
P16	1 a 18	Sec. Qualquer	Sim	2.5 a 74	0.012 a 0.345	3 a 4	0.45 a 2.2	120.3
P17	18 a 18	20X20	-	13.1 a 13.1	0.061 a 0.061	58 a 58	0.79 a 0.79	117.8
P18	1 a 17	60X70	-	7.6 a 194.7	0.036 a 0.909	16 a 22	0.53 a 1.35	90.8
P19	17 a 17	Sec. Qualquer	-	18.9 a 18.9	0.088 a 0.088	25 a 33	2.68 a 2.68	337.9
P20	1 a 17	55X80	-	23.6 a 176.1	0.11 a 0.822	14 a 22	0.45 a 0.89	68.4
P21	1 a 17	35X90	-	22.8 a 157.2	0.106 a 0.734	13 a 35	0.39 a 1.8	79.9
P22	17 a 17	30X30	-	101.2 a 101.2	0.472 a 0.472	27 a 31	1.4 a 1.4	213.4
P23	17 a 17	Sec. Qualquer	-	55 a 55	0.257 a 0.257	26 a 40	1.4 a 1.4	193.4
P24	17 a 17	20X40	-	41.7 a 41.7	0.195 a 0.195	33 a 57	2.36 a 2.36	303.2
P25	1 a 17	35X75	-	23.6 a 162.7	0.11 a 0.759	15 a 36	0.56 a 1.91	97.0
P26	1 a 17	40X100	-	19.9 a 189.8	0.093 a 0.886	11 a 31	0.49 a 2.7	112.7
P27	1 a 17	45X100	-	0 a 172.4	0.087 a 0.804	11 a 55	0 a 2.09	91.7
P28	1 a 17	60X70	-	0 a 171.7	0.067 a 0.801	16 a 41	0 a 1.35	83.5
P29	1 a 17	40X90	-	18.1 a 182	0.085 a 0.85	13 a 30	0.41 a 1.92	92.3
P30	1 a 17	35X75	-	19.3 a 159.3	0.09 a 0.743	15 a 35	0.47 a 1.91	90.5
P31	18 a 18	20X20	-	15.2 a 15.2	0.071 a 0.071	61 a 63	1.23 a 1.23	160.9

σ : Tensão de Cálculo (Carga Vertical: Combinação 1 TQS PILAR)

v : Força normal adimensional

λ : Índice de esbeltez

ρ : Taxa geométrica de armadura

Taxa de aço: Massa de aço por volume de concreto

Fonte: Autoria Própria

A otimização e finalização do dimensionamento das vigas foi realizada após a finalização dos pilares, pois, ao realizar mudanças nas seções dos pilares, novos esforços são transmitidos às vigas devido a nova inércia dos pórticos de contraventamento. Na Figura 48 é possível visualizar as seções finais das vigas do pavimento tipo 1

Figura 48 - Quadro de resumo de dimensionamento de vigas do pavimento tipo 1

Viga	L (cm)	Vãos	Seção (cm)	H/L (%)	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kgf/m ³)	FCN
V1	592 a 592	1	20X45	7.6 a 7.6	0.53 a 1.16	0.29 a 0.29	88.5	-
V2	370 a 370	1	20X75	20.27 a 20.27	1.47 a 1.47	0.16 a 0.24	174.0	-
V3	755 a 755	1	20X75	9.93 a 9.93	0.94 a 1.37	0.16 a 0.17	133.8	-
V4	755 a 755	1	20X75	9.93 a 9.93	0.96 a 1.61	0.16 a 0.17	152.2	-
V5	745 a 745	1	20X75	10.07 a 10.07	0.96 a 1.58	0.16 a 0.24	150.0	-
V6	340 a 340	1	20X50	14.71 a 14.71	1.75 a 3	0.25 a 0.54	236.2	-
V7	574 a 574	1	20X55	9.58 a 9.58	0.65 a 1.02	0.23 a 0.23	84.4	-
V8	574 a 574	1	20X55	9.58 a 9.58	0.65 a 1.02	0.23 a 0.23	86.0	-
V9	755 a 755	1	20X75	9.93 a 9.93	1.25 a 2.09	0.16 a 0.19	184.5	-
V10	592 a 592	1	20X45	7.6 a 7.6	0.53 a 0.81	0.29 a 0.29	70.4	-
V11	370 a 370	1	20X75	20.27 a 20.27	1.96 a 3.27	0.25 a 0.34	301.8	-
V12	589.5 a 589.5	1	20X55	9.33 a 9.33	0.44 a 0.8	0.23 a 0.23	72.9	-
V13	617 a 617	1	20X55	8.91 a 8.91	0.58 a 0.76	0.23 a 0.23	81.0	Sim
V14	589.5 a 589.5	1	20X55	9.33 a 9.33	0.44 a 0.66	0.23 a 0.23	62.6	-
V15	599.5 a 599.5	1	20X55	9.17 a 9.17	0.58 a 0.76	0.23 a 0.23	81.0	Sim
V16	679.5 a 679.5	1	20X70	10.3 a 10.3	0.62 a 1.07	0.18 a 0.18	103.1	-
V17	770.3 a 770.3	1	25X75	9.74 a 9.74	1.01 a 1.68	0.16 a 0.26	164.7	-
V18	761.5 a 761.5	1	25X75	9.85 a 9.85	1.38 a 2.17	0.16 a 0.23	184.9	-
V19	182.5 a 182.5	1	22X45	24.66 a 24.66	0.88 a 0.88	0.29 a 0.33	73.3	Sim
V20	361 a 361	1	20X60	16.62 a 16.62	1.83 a 3.06	0.22 a 0.43	257.7	-
V21	611 a 611	1	20X45	7.36 a 7.36	0.72 a 1.17	0.29 a 0.29	111.9	Sim
V22	357.7 a 357.7	1	20X55	15.38 a 15.38	1.87 a 1.87	0.23 a 0.34	214.5	Sim
V23	575 a 575	1	20X55	9.57 a 9.57	0.81 a 1.18	0.23 a 0.23	109.9	Sim
V24	613 a 613	1	20X55	8.97 a 8.97	0.65 a 1.51	0.23 a 0.23	123.6	Sim
V25	302.5 a 302.5	1	15X40	13.22 a 13.22	1.96 a 1.96	0.33 a 0.33	170.9	-
V26	625.5 a 625.5	1	20X45	7.19 a 7.19	1.14 a 2.19	0.29 a 0.29	136.8	Sim
V27	247 a 247	1	20X55	22.27 a 22.27	0.36 a 0.43	0.23 a 0.23	50.0	-
V28	423.5 a 423.5	1	20X55	12.99 a 12.99	0.55 a 0.91	0.23 a 0.23	97.6	Sim
V32	266.5 a 527.5	2	20X60	11.37 a 22.51	0.39 a 0.65	0.21 a 0.21	58.5	Sim
V33	302.5 a 302.5	1	20X50	16.53 a 16.53	1.3 a 1.3	0.25 a 0.26	121.5	-

L: Comprimento dos vãos das vigas

H/L: Relação entre altura e comprimento dos vãos das vigas

ρ_s : Taxa geométrica de armadura longitudinal. Obtida em diversas seções ao longo do vão, não considera a armadura lateral.

ρ_{sw} : Taxa geométrica de armadura transversal. Obtida nas faixas existentes no vão

Taxa de aço: Massa de aço por volume de concreto

FCN: Flexão Composta Normal

Fonte: Autoria Própria

Devido à altura do forro, as vigas podem ter no máximo 75cm de altura, dessa maneira optou-se por padronizar as larguras em 20cm, permitindo que sejam colocadas maiores quantidades de barras de aço na primeira camada. As alturas pré-dimensionadas foram otimizadas para que a taxa geométrica de armadura longitudinal das vigas ficasse entre o intervalo de 0,4% a 2%, intervalo o qual a viga trabalha com domínios de deformação do concreto mais seguros. Entretanto os esforços sofridos pelas vigas mudam em cada pavimento devido aos momentos gerados pela força do vento. Ainda que tais diferenças de esforços sejam amenizadas pela presença do núcleo rígido, é necessário analisar pavimento por pavimento se tais dimensões podem ser padronizadas em todos os pavimentos para que seja facilitada a execução do projeto ao mesmo tempo em que o dimensionamento resista os diferentes esforços presentes em cada um dos pavimentos. Após esta verificação aprovou-se as dimensões das vigas, sendo necessário apenas alguns ajustes nas dimensões de algumas vigas no décimo pavimento e na cobertura, devido as cargas adicionais nos mesmos provenientes da presença dos jardins e da piscina.

Por fim, as dimensões das lajes nervuradas utilizadas no pré-dimensionamento foram alteradas, reduzindo-se a espessura da capa para 5cm e aumentando o tamanho da nervura para 18cm, Figura 49.

Figura 49 - Dimensões finais das lajes nervuradas.

Dados de lajes ×

Identificação | Seção/Carga | Modelo | Grelha | Temperatura/Retração | Detalhamento | Catalogadas | BIM

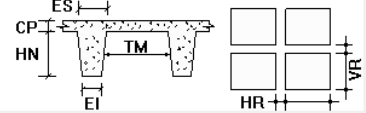
Maciça | Nervurada R | Nervurada T | Vigota | Treliçada | Pré-fabricada | Mista

Laje nervurada de seção trapezoidal

Capa	Altura da nervura	Enchimento
cm	cm	tf/m3
5	18	0

Formas:

	Horizontal	Vertical
Tamanho médio	49.75	49.75
Espaçamento superior	12.5	12.5
Espaçamento inferior	8	8
Inércia	18954	18954
Volume de forma	45000 cm3	



Fabricante: Bloco:

Formplast	Atex 600 Capa 5 H 15
Atex	Atex 600 Capa 5 H 18
XCol - Plastica	Atex 610 Capa 5 H 16
Cubetas Ulma	Atex 610 Capa 7.5 H 16
Astra	Atex 610 Capa 10 H 16
Brasil Fôrmas	Atex 610 Capa 5 H 18

Rebaixo: cm Carga distribuída: tf/m2

Rebaixo da laje, positivo se abaixo do nível convencional do pavimento.

Fonte: Autoria Própria

A Figura 49 mostra as dimensões das fôrmas utilizadas nas lajes nervuradas, totalizando uma altura de 23cm. Para as lajes que suportam as cargas provenientes dos jardins e piscina foram utilizadas lajes com altura total de 33,cm, contando com 7,5cm de capa e 26cm de nervura.

A Figura 50 apresenta o relatório das flechas em lajes após a modificação das fôrmas nos tipos 1 e 2.

Durante a análise de flechas, verificou-se um erro do software ao calcular as flechas limites para os pavimentos cobertura, cobertura reservatório, andar 15 (armazenamento) e tipo 11, exigindo uma flecha limite menor que 0,2cm para todos esses pavimentos.

Figura 50 – Primeiro relatório de flechas em lajes

Flechas nos pavimentos

Pavimento	Análise	Caso	Laje	Flecha máxima (cm)	Flecha limite (cm)	Situação
Cobertura	Linear	9	1	-1.71	0.13	Acima do limite
Cobertura Reservatório	Linear	9	12	-3.51	0.00	Verifiq
Andar 15 Armazenamento	Linear	9	3	-1.39	0.04	Acima do limite
Tipo 14	Linear	9	7	-1.80	2.32	OK
Tipo 13	Linear	9	7	-1.80	2.32	OK
Tipo 12	Linear	9	7	-1.80	2.32	OK
Tipo 11	Linear	9	6	-3.11	0.04	Acima do limite
Tipo 10	Linear	9	5	-2.03	2.37	OK
Tipo 9	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 8	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 7	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 6	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 5	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 4	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 3	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 2	Linear	9	3	-2.28	1.92	Acima do limite
Tipo 1	Linear	9	3	-2.27	1.92	Acima do limite
Térreo	Linear	9	3	0.00	1.92	OK
Fundacao	Linear	9	3	0.00	1.92	OK

Fonte: Autoria Própria

Não foi encontrada nenhuma solução para o erro de cálculo das flechas limites, diante disso foram analisados de forma individual cada um dos casos. De forma resumida a NBR 6118 (ABNT, 2012) sugere um deslocamento máximo dos

elementos estruturais de $L/350$ quando solicitado por cargas acidentais, e $L/250$ a solicitação de cargas acidentais, sendo L o comprimento efetivo do elemento estrutural.

Para a Laje 1 do pavimento Cobertura e para a Laje 3 do pavimento Andar 15 (armazenamento), foram verificadas as dimensões das lajes e os deslocamentos efetivos com e sem as cargas acidentais, analisando o comprimento efetivos das lajes e os deslocamentos efetivos no visualizador de grelhas do software CAD/TQS. Todas estavam dentro dos limites estabelecidos pela norma.

Para o caso da Laje 12 do pavimento Cobertura Reservatório, verificou-se uma não conformidade com as demais lajes calculadas nos demais pavimentos. A laje nomeada como Laje 12 refere-se a aba lateral do edifício, que se faz presente em todos os pavimentos do edifício, sendo utilizada na compartimentação vertical. Os carregamentos e espessuras das abas de todos os pavimentos são iguais, no entanto, apenas no pavimento Cobertura Reservatório a aba sofreu problemas em seu deslocamento limite. Em todos os pavimentos os deslocamentos máximos atingidos nas abas foram inferiores a 0,5cm, enquanto para o pavimento Cobertura Reservatório os deslocamentos foram superiores a 3cm. Ademais, como citado no item 3.3.1 Concepção estrutural, não foi possível gerar um modelo estrutural preciso das vigas e lajes da piscina e jardim, do pavimento Cobertura Reservatório, devido a limitações do software. Diante disso optou-se por ignorar a flecha da aba do pavimento Cobertura Reservatório, visto que seu dimensionamento não gerará impactos no estudo.

A Laje 6 do pavimento Tipo 11 obteve uma flecha de 3,11cm. O comprimento efetivo dessa laje é de 2,85m. Quando em balanço, a NBR 6118 (ABNT,2014) permite dobrar o comprimento efetivo do elemento estrutural, dessa maneira o comprimento efetivo da Laje 6 pode ser considerado igual à 5,7m e a flecha máxima permitida passa a ser de 1,63cm. A NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere que a atuação isolada de contra flechas não deve ocasionar um deslocamento maior que $L/350$, diante disso a contra flecha máxima possível de aplicação para a Laje 6 é de 1,63cm. Aplicando uma contra flecha de 1,5cm, possível de ser executada, a flecha resultante seria igual 1,61 cm, valor inferior a flecha máxima calculada.

Diferente da Laje 6 do pavimento Tipo 11, para a Laje 3 dos pavimentos Tipo 1 e 2 optou-se como solução a troca de fôrmas, buscando uma forma que proporcionasse maior inércia a laje. Diante disso optou-se por utilizar as fôrmas do

pavimento cobertura, a fim de evitar que seja necessário alugar/comprar um terceiro tipo de forma para execução de apenas 2 pavimentos.

A Figura 51 apresenta o relatório das flechas em lajes após a modificação das fôrmas dos pavimentos Tipos 1 e 2.

Ressalta-se que ao gerar o segundo relatório, o software acabou gerando novos erros, dessa vez o software acabou calculando flechas limites iguais a zero também para os pavimentos Tipo 1 e 2, térreo e fundação para lajes que não existem no projeto (Lajes 8029 e 8032).

Figura 51 - Segundo relatório de flechas em lajes
Flechas nos pavimentos

Pavimento	Análise	Caso	Laje	Flecha máxima (cm)	Flecha limite (cm)	Situação
Cobertura	Linear	9	1	-1.71	0.13	Acima do limite
Cobertura Reservatório	Linear	9	12	-3.51	0.00	Verifiq
Andar 15 Armazenamento	Linear	9	3	-1.39	0.04	Acima do limite
Tipo 14	Linear	9	7	-1.80	2.32	OK
Tipo 13	Linear	9	7	-1.80	2.32	OK
Tipo 12	Linear	9	7	-1.80	2.32	OK
Tipo 11	Linear	9	6	-3.11	0.04	Acima do limite
Tipo 10	Linear	9	5	-2.03	2.37	OK
Tipo 9	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 8	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 7	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 6	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 5	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 4	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 3	Linear	9	7	-1.79	2.32	OK
Tipo 2	Linear	9	8029	-1.37	0.00	Verifiq
Tipo 1	Linear	9	8032	-1.89	0.00	Verifiq
Térreo	Linear	9	8032	0.00	0.00	Verifiq
Fundacao	Linear	9	8032	0.00	0.00	Verifiq

Fonte: Autoria Própria

Para aprovação das Lajes 3, modificadas anteriormente, considerou-se como flecha limite os valores de flecha limite anteriores fornecidos pelo primeiro relatório de flechas em lajes (Figura 50), analisando as novas flechas máximas geradas, através do visualizador de grelhas do software CAD/TQS, fazendo com que as lajes de ambos os pavimentos, Tipo 1 e 2, fossem aprovadas.

4.2 Dimensionamento estrutural sob ação de incêndio: aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012)

Foi definido a exigência de um TRRF mínimo de 120min para a edificação, conforme Anexo A. É possível verificar através do método do tempo equivalente a possibilidade da redução do TRRF da edificação. Para este estudo o tempo equivalente foi calculado com auxílio do software CAD/TQS, conforme ilustrado na Figura 52.

Figura 52 - Cálculo do tempo equivalente utilizando o software CAD/TQS

Cálculo do Tempo Equivalente

Cálculo de acordo com: ABNT NBR 15200:2012 (Anexo A) IT-08:2004 (SP)

<p>Valor característico da carga de incêndio (qfi):</p> <p><input checked="" type="radio"/> Automático:</p> <p>Ocupação: <input type="text" value="A - Residencial"/></p> <p>Descrição: <input type="text" value="Apartamentos"/></p> <p><input type="radio"/> Manual (MJ/m²): <input type="text" value="300"/></p>	<p>Altura de incêndio do edifício (m) <input type="checkbox"/> Térreo <input type="text" value="60"/></p> <p>Existência de Chuveiros Automáticos: <input type="text" value="Não"/></p> <p>Brigada de Incêndio: <input type="text" value="Não"/></p> <p>Deteção Automática: <input type="text" value="Não"/></p> <p>Risco de Ativação: <input type="text" value="Normal"/></p>
<p>Material da Estrutura: <input type="text"/></p> <p>Área total do compartimento (m²): <input type="text"/></p> <p>Altura média das janelas (m): <input type="text"/></p>	<p>Altura do compartimento (m): <input type="text" value="2.7"/></p> <p>Área de Ventilação Vertical (m²): <input type="text" value="2"/></p> <p>Área de Ventilação Horizontal (m²): <input type="text"/></p> <p>Área do piso do compartimento (m²): <input type="text" value="10"/></p>
<p>Elementos de vedação: <input type="text"/></p> <p>Massa específica do elemento de vedação (kg/m³): <input type="text"/></p> <p>Calor específico do elemento de vedação (MJ/kg °C): <input type="text"/></p> <p>Condutividade térmica do elemento de vedação (W/m °C): <input type="text"/></p>	<p><input type="button" value="Calcular"/></p> <p>Tempo Equivalente (min): <input type="text" value="21"/></p> <p>TRRF a ser utilizado (min): <input type="text" value="90"/></p>

Fonte: Autoria Própria

A partir da ocupação e descrição da edificação, o software fornece a carga de incêndio (área laranja). Com as informações referentes à altura de incêndio do edifício, existências ou não de sistemas de proteção, risco de ativação, e dimensões dos compartimentos (área azul) o software estabelece o TRRF a ser utilizado e o tempo equivalente (área vermelha).

Para o cálculo do tempo equivalente foram utilizados os compartimentos com menor área de ventilação e menor área de piso, ainda foram desconsiderados quaisquer sistemas de proteção, sendo obtido um tempo equivalente de apenas 21min. Entretanto a NBR 15200 (ABNT, 2012) não permite uma redução maior do que 30min do TRRF, desta maneira o TRRF mínimo a ser utilizado no projeto será de 90min.

Os métodos utilizados na verificação da estrutura no software são o método tabular e o método analítico para pilares. Para otimizar a verificação é necessário definir alguns critérios de projeto. Os principais critérios são referentes as solicitações de cálculo, verificação de pilares e os revestimentos padrões a serem considerados na verificação (Figuras 53 e 54).

Figura 53 - Critérios de verificação da estrutura sob ação de incêndio, CAD/TQS
Solicitações de cálculo (Sd_{fi})

The image shows a software interface for fire verification criteria. It is divided into two main sections: 'Solicitações de cálculo (Sd_{fi})' and 'Verificação de pilares'. In the first section, there are two settings: 'Envoltória de combinações a ser considerada' with radio buttons for 'Fogo' (selected) and 'ELU1', and 'Multiplicador das solicitações de cálculo em situação normal (Sd)' with a text input field containing '0.7'. In the second section, 'Tabela a ser utilizada' has radio buttons for 'NBR 15200:2004' and 'NBR 15200:2012 (TRF)' (selected).

Fonte: Autoria Própria

O multiplicador das solicitações de cálculo em situação normal deve ser mantido em 0,7, e a tabela utilizada foi a baseada na última atualização da NBR 15200, realizada no ano de 2012.

É possível considerar a presença de revestimentos sobre os elementos estruturais. A Figura 54 ilustra a escolha dos revestimentos padrões utilizados na verificação da estrutura sob ação de incêndio no software CAD/TQS.

Figura 54 - Revestimentos padrões para verificação da estrutura sob ação de incêndio, CAD/TQS

Revestimentos padrões

ⓘ Espessura lajes	12 mm
ⓘ Material lajes	<input type="radio"/> Argamassa de cal e areia <input type="radio"/> Argamassa de cimento e areia <input checked="" type="radio"/> Protetores à base de gesso, vermiculita
ⓘ Espessura vigas	12 mm
ⓘ Material vigas	<input type="radio"/> Argamassa de cal e areia <input type="radio"/> Argamassa de cimento e areia <input checked="" type="radio"/> Protetores à base de gesso, vermiculita
ⓘ Espessura pilares	15 mm
ⓘ Material pilares	<input type="radio"/> Argamassa de cal e areia <input checked="" type="radio"/> Argamassa de cimento e areia <input type="radio"/> Protetores à base de gesso, vermiculita

Fonte: Autoria Própria

As espessuras admitidas pela ABNT NBR 13749 (2013) – Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Especificação, para revestimentos internos é de 5 a 20 mm. Apesar da norma tolerar a execução de um revestimento de até 5 mm, além de recomendado o que ocorre na prática é a execução de revestimentos com cerca de 15 a 20 mm no mínimo, podendo superar esses valores quando a parede estiver em desaprumo. Diante disso foi considerado um revestimento de pelo menos 15 mm para os pilares, composto de argamassa de cimento e areia.

Para as vigas e lajes considerou-se como revestimento a utilização de forros de gesso. Diante disso, foi realizada uma breve pesquisa no mercado, a qual constatou que a espessura mínima de placas de gesso comercializada atualmente é de 12,5mm de espessura, como o software só aceita números inteiros optou-se por utilizar 12mm de espessura, escolhendo a opção de protetores compostos à base de gesso.

Enfatiza-se o fato de que o revestimento de argamassa de cimento e areia aumenta o cobrimento do elemento estrutural em 100% do seu valor, ou seja, 1cm de argamassa aumenta em 1cm o cobrimento do elemento estrutural na verificação de

incêndio, já protetores à base de gesso aumentam o cobrimento em 250% do seu valor, ou seja, 1cm de gesso aumenta em 2,5cm o cobrimento do elemento em sua verificação em situação de incêndio.

Após o detalhamento das armaduras, definição final do TRRF e das espessuras e composição dos revestimentos, foi realizada a verificação dos elementos estruturais. As Figuras 55 e 56 mostram os resultados da verificação das vigas e lajes do pavimento tipo 1.

Figura 55 - Verificação das vigas do pavimento tipo 1 para situação de incêndio
Vigas

Titulo	Tipo	Vão	b	cl	Situação
V1	Contínua	1	260	73	OK
V2	Contínua	1	260	78	OK
V3	Contínua	1	260	76	OK
V4	Contínua	1	260	76	OK
V5	Contínua	1	260	76	OK
V6	Contínua	1	260	76	OK
V7	Contínua	1	260	73	OK
V8	Contínua	1	260	73	OK
V9	Contínua	1	260	76	OK
V10	Contínua	1	260	73	OK
V11	Contínua	1	260	81	OK
V12	Contínua	1	260	73	OK
V13	Contínua	1	260	73	OK
V14	Contínua	1	260	73	OK
V15	Contínua	1	260	73	OK
V16	Contínua	1	260	73	OK
V17	Contínua	1	310	78	OK
V18	Contínua	1	310	76	OK
V19	Contínua	1	280	71	OK
V20	Contínua	1	260	78	OK
V21	Contínua	1	260	75	OK
V22	Contínua	1	260	76	OK
V23	Contínua	1	260	75	OK
V24	Contínua	1	260	73	OK
V25	Contínua	1	210	73	OK
V26	Contínua	1	260	76	OK
V27	Contínua	1	260	73	OK
V28	Contínua	1	260	73	OK
V32	Contínua	1	260	73	OK
		2	260	73	OK
V33	Contínua	1	260	71	OK

Fonte: Autoria Própria

Na Figura 55 visualiza-se que todas as vigas foram aprovadas na verificação de segurança contra incêndio, visualizando a nomenclatura, dimensões, cobrimento e

situação de verificação. Todas as demais vigas dos outros pavimentos do edifício também tiveram sua verificação aprovada.

Figura 56 - Verificação das lajes do pavimento tipo 1

Lajes

Titulo	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	cl	b	hc	Situação
L1	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L2	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L3	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L4	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L5	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L6	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L7	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L8	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L9	Apoiada	1 dir.	2.9	130	48	---	---	OK
L10	Apoiada	1 dir.	15.1	130	48	---	---	OK
L11	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.8	130	48	---	---	OK
L16	Apoiada	2 dir.	1.1	110	48	---	---	OK
E31	Apoiada	2 dir.	1.4	110	48	---	---	OK
E32	Apoiada	2 dir.	1.4	110	48	---	---	OK

Fonte: Autoria Própria

Na Figura 56 visualiza-se a nomenclatura das lajes, o tipo, os cobrimentos, a largura e altura das nervuras e capas. Tanto no pavimento tipo 1 quanto no 2, todas as lajes apoiadas, maciças, escadas e patamares de escadas foram aprovadas, no entanto a partir dos demais pavimentos, os quais possuem lajes nervuradas com altura de 23cm, estas não passaram na verificação, conforme pode ser visualizado na Figura 57.

Figura 57 - Verificação das lajes do pavimento tipo 3

Lajes

Título	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	c1	b	hc	Situação
L1	Nervurada contínua	---	---	---	48	140	80	Não passou
E1	Apoiada	2 dir.	1.4	110	48	---	---	OK
L2	Nervurada contínua	---	---	---	48	140	80	Não passou
E2	Apoiada	2 dir.	1.4	110	48	---	---	OK
L3	Nervurada contínua	---	---	---	48	140	80	Não passou
L4	Nervurada contínua	---	---	---	48	140	80	Não passou
L5	Nervurada contínua	---	---	---	48	140	80	Não passou
L6	Nervurada contínua	---	---	---	48	140	80	Não passou
L7	Nervurada contínua	---	---	---	48	140	80	Não passou
L8	Nervurada contínua	---	---	---	48	140	80	Não passou
L9	Apoiada	1 dir.	2.9	130	48	---	---	OK
L10	Apoiada	2 dir.	1.9	130	48	---	---	OK
L11	Nervurada contínua	---	---	---	48	140	80	Não passou
L12	Apoiada	2 dir.	1.9	130	48	---	---	OK
L13	Apoiada	1 dir.	6.0	110	48	---	---	OK
L14	Apoiada	1 dir.	3.7	110	48	---	---	OK
L15	Apoiada	1 dir.	6.0	110	48	---	---	OK
L16	Apoiada	2 dir.	1.1	110	48	---	---	OK

Fonte: Autoria Própria

Apesar de não passar na verificação, o relatório não indica claramente o motivo da não aprovação. Para solucionar o problema pode-se verificar nos critérios de incêndio as tabelas utilizadas pelo software para realizar a verificação. Na Figura 58 pode-se visualizar os cobrimentos e dimensões mínimas exigidas pelo método tabular que foram utilizadas pelo software CAD/TQS.

Figura 58 - Tabelas de verificação software CAD/TQS

Nervuradas

ⓘ Biapoiadas - nervuras

TRRF (min)	Comb 1 bmín (mm)	Comb 1 c1mín (mm)	Comb 2 bmín (mm)	Comb 2 c1mín (mm)	Comb 3 bmín (mm)	Comb 3 c1mín (mm)
30	80	15	-1	-1	-1	-1
60	100	35	120	25	190	15
90	120	45	160	40	250	30
120	160	60	190	55	300	40

ⓘ Biapoiadas - capa

TRRF (min)	hmín (mm)	c1mín (mm)
30	80	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20

ⓘ Apoiadas em 3 ou 4 lados ou contínuas - nervuras

TRRF (min)	Comb 1 bmín (mm)	Comb 1 c1mín (mm)	Comb 2 bmín (mm)	Comb 2 c1mín (mm)	Comb 3 bmín (mm)	Comb 3 c1mín (mm)
30	80	10	-1	-1	-1	-1
60	100	25	120	15	190	10
90	120	35	160	25	250	15
120	160	45	190	40	300	30

ⓘ Apoiadas em 3 ou 4 lados ou contínuas - capa

TRRF (min)	hmín (mm)	c1mín (mm)
30	80	10
60	80	10
90	100	15
120	120	20

Fonte: Autoria Própria

Analisando as lajes com 3 ou 4 apoios, ou contínuas, percebe-se que para um TRRF de 90 minutos a combinação de “bmín” de 120mm com 35 mm de cobrimento nas nervuras é atendida por todas as lajes do pavimento tipo 3, entretanto a altura mínima de capa “hmín” necessária para um de TRRF de 90 minutos é de 100mm, enquanto a altura da capa total das lajes do projeto, é de somente 80mm. Diante disso foi necessário aumentar a espessura da capa das lajes nervurada, recalculando os esforços, detalhando novamente a estrutura e realizando novamente a verificação da estrutura sob ação de incêndio. Antes de realizar as alterações de projeto foi realizada a verificação dos pilares, a qual pode ser visualizada na Figura 59.

Figura 59 - Verificação dos pilares do pavimento tipo 1

Pilares

Título	Tipo	NSdi/NRd	NFE	e	As/Ac	w	ni	le	le, fi	NB	b x h	c1	Situação
P3	Pilar	228.67/666.82 = 0.34	2	8	0.019	0.389	0.42	3.5	7.0	16	350x750	63	TRF>TRRF*, TRF=155
P5	Pilar	336.68/791.40 = 0.43	2	4	0.018	0.364	0.52	3.5	7.0	18	350x900	63	TRF>TRRF*, TRF=142
P8	Pilar	265.43/592.80 = 0.45	2	10	0.022	0.448	0.54	3.5	7.0	16	350x650	63	TRF>TRRF*, TRF=138
P10	Pilar	309.05/753.63 = 0.41	2	0	0.026	0.531	0.51	3.5	7.0	14	350x750	67	TRF>TRRF*, TRF=157
P11	Pilar	218.50/601.65 = 0.36	2	11	0.014	0.280	0.43	3.5	7.0	18	350x750	61	TRF>TRRF*, TRF=145
P13	Pilar	344.74/706.02 = 0.49	2	5	0.012	0.243	0.59	3.5	7.0	12	350x900	63	TRF>TRRF*, TRF=132
P14	Pilar	533.80/994.27 = 0.54	2	7	0.012	0.241	0.65	3.5	7.0	26	550x800	61	TRF>TRRF*, TRF=123
P16	Parede	1253.23/6664.14 = 0.19	2	75	0.018	0.363	0.23	3.5	7.0	96	350x2840	69	OK, TRF=0
P18	Pilar	524.60/970.92 = 0.54	2	1	0.013	0.273	0.65	3.5	7.0	18	600x700	63	TRF>TRRF*, TRF=129
P20	Pilar	497.35/891.88 = 0.56	2	9	0.007	0.136	0.66	3.5	7.0	24	550x800	59	TRF>TRRF*, TRF=115
P21	Pilar	323.17/663.30 = 0.49	2	6	0.009	0.181	0.58	3.5	7.0	14	350x900	61	TRF>TRRF*, TRF=126
P25	Pilar	279.16/582.60 = 0.48	2	6	0.012	0.249	0.57	3.5	7.0	16	350x750	61	TRF>TRRF*, TRF=127
P26	Pilar	493.88/990.37 = 0.50	2	0	0.017	0.351	0.61	3.5	7.0	22	400x1000	63	TRF>TRRF*, TRF=135
P27	Pilar	512.78/1043.13 = 0.49	2	0	0.013	0.272	0.60	3.5	7.0	30	450x1000	61	TRF>TRRF*, TRF=130
P28	Pilar	471.94/942.54 = 0.50	2	2	0.012	0.243	0.60	3.5	7.0	16	600x700	63	TRF>TRRF*, TRF=135
P29	Pilar	423.72/864.58 = 0.49	2	1	0.016	0.319	0.60	3.5	7.0	18	400x900	63	TRF>TRRF*, TRF=136
P30	Pilar	273.48/584.49 = 0.47	2	6	0.012	0.249	0.56	3.5	7.0	16	350x750	61	TRF>TRRF*, TRF=129

Fonte: Autoria Própria

No relatório de incêndio é possível identificar a nomenclatura dos pilares, o tipo, dimensões, número de barras, cobrimento, fatores de cálculo e a verificação final. Todos os pilares do pavimento tipo 1 foram aprovados, possuindo um TRF superior a 90 minutos. Os mesmos pilares também foram aprovados nos demais pavimentos, visto que nos pavimentos mais altos a solicitação de cálculo é reduzida, aumentando o TRF do elemento estrutural. Apesar dos pilares possuírem um TRF superior ao TRFF, calculado a partir do método analítico para pilares, os mesmos encontram-se em vermelho pois não foram aprovados pelo método tabular. A não aprovação pelo método tabular faz com que os pilares não possuam a função de corta-fogo, porém a mesma não é necessária visto que para o presente projeto é exigida apenas a compartimentação vertical, a qual é garantida principalmente pelas lajes e vigas.

Após a seleção de uma nova forma para a laje nervurada, com altura total de 25,5cm, composta por 18cm de nervura e 7,5cm de capa, as lajes passaram na verificação. Após o reprocessamento do edifício, geração de armaduras e verificação dos elementos em situação de incêndio, todos os elementos estruturais do edifício foram aprovados. A verificação das novas lajes pode ser visualizada na Figura 60.

Figura 60 - Verificação das lajes do pavimento tipo 3 reprocessado

Lajes

Titulo	Tipo	Dir. As	Ly/Lx	h	cl	b	hc	Situação
L1	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
E1	Apoiada	2 dir.	1.4	110	48	---	---	OK
L2	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
E2	Apoiada	2 dir.	1.4	110	48	---	---	OK
L3	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L4	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L5	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L6	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L7	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L8	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L9	Apoiada	1 dir.	2.9	130	48	---	---	OK
L10	Apoiada	2 dir.	1.9	130	48	---	---	OK
L11	Nervurada contínua	---	---	---	48	130	105	OK
L12	Apoiada	2 dir.	1.9	130	48	---	---	OK
L13	Apoiada	1 dir.	6.0	110	48	---	---	OK
L14	Apoiada	1 dir.	3.7	110	48	---	---	OK
L15	Apoiada	1 dir.	6.0	110	48	---	---	OK
L16	Apoiada	2 dir.	1.1	110	48	---	---	OK

Fonte: Autoria Própria

Apesar de verificada a estrutura pelo método tabular, para garantir a compartimentação vertical também é necessário cumprir algumas exigências previstas na NPT 009.

As duas maneiras de garantir a compartimentação vertical do edifício são, respeitar uma distância mínima entre verga-peitoril de 1,2m ou executar abas com no mínimo 0,9m de comprimento nos locais em que a distância mínima entre verga e peitoril não é cumprida. Neste projeto as abas estão projetadas com um comprimento de 0,6m, e a distância verga-peitoril entre os pavimentos é de 1,1m. Apesar de ambas não atingirem as dimensões mínimas exigidas pela NPT 009, a diferença entre a

distância verga-peitoril de projeto e a exigida na NPT 009 é praticamente insignificante, sendo menor que 10%. Nesse caso é possível debater com o corpo de bombeiros quanto ao atendimento da norma, visto que somado com a presença das abas de 0,6m, a distância verga-peitoril de 1,1m torna-se mais eficiente que uma distância de 1,2m sem a presença de abas. Caso não aprovado nessas circunstâncias, a solução mais plausível seria o aumento de 10 centímetros na distância verga-peitoril.

4.3 Mudanças estruturais e análises de esforços

Após as verificações e reprocessamento da estrutura, analisou-se os novos esforços ocasionados nos elementos estruturais. Observa-se na Figura 61 o novo quadro de resumo de dimensionamento de pilares. Para uma melhor comparação dos resultados, na Figura 62 é possível visualizar lado a lado os quadros de resumo de dimensionamento de pilares do projeto dimensionado a partir da NBR 6118(ABNT, 2014) (Figura 47) e do projeto dimensionado com a inclusão da NBR 15200 (ABNT, 2012) (Figura 61).

Apesar de haver alterações na força normal adimensional, não foi necessária a alteração nas dimensões dos pilares. As maiores mudanças ocorreram nos pilares P14 e P20, com respectivos acréscimos de 0,042 e 0,058 em suas forças normais adimensionais. A Figura 62, também traz as mudanças nas taxas geométricas de armadura antes e depois da aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012).

A maior diferença percentual de força normal adimensional ocorreu também no Pilar 20, com um acréscimo de aproximadamente 6,9%. Apesar desse aumento, alguns pilares tiveram um decréscimo de força normal adimensional, como o Pilar 28, com um decréscimo de aproximadamente 2%. As mudanças nas taxas geométricas de armadura foram ainda mais insignificantes, não resultando em nenhuma alteração significativa no projeto.

A mesma análise foi realizada para as vigas, entretanto anteriormente na Figura 48 foram apresentadas as informações referentes às vigas do pavimento tipo 1, as quais não tiveram suas lajes alteradas durante a verificação de incêndio, dessa maneira será apresentado agora o quadro final de resumo de dimensionamento de

vigas do pavimento tipo 7, o qual foi um dos pavimentos afetados pela mudança de lajes. O quadro pode ser visualizado na Figura 63.

Assim como para os pilares, a alteração nas lajes não gerou alterações nas dimensões das vigas. A comparação entre os quadros de resumo finais dos dois dimensionamentos realizados antes e depois da aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012) para o pavimento tipo 7, pode ser visualizada na Figura 64.

Figura 61 – Quadro final de resumo de dimensionamento de pilares

Pilar	Lances	Seção (cm)	Parede	σ (kgf/cm ²)	ν	λ	ρ	Taxa de aço (kgf/m ³)
P1	12 a 12	20X20	-	29.8 a 29.8	0.139 a 0.139	59 a 62	0.79 a 0.79	111.3
P2	12 a 12	20X20	-	29.6 a 29.6	0.138 a 0.138	59 a 62	0.79 a 0.79	111.3
P3	1 a 17	35X75	-	15.4 a 128.9	0.072 a 0.601	15 a 35	0.56 a 1.91	105.9
P4	18 a 18	20X20	-	16.4 a 16.4	0.077 a 0.077	59 a 59	1.23 a 1.23	176.5
P5	1 a 17	35X90	-	20.1 a 172.1	0.094 a 0.803	13 a 35	0.39 a 3.12	105.1
P6	18 a 18	20X40	-	19.3 a 19.3	0.09 a 0.09	32 a 62	2.36 a 2.36	335.7
P7	18 a 18	20X35	-	26 a 26	0.121 a 0.121	34 a 58	0.7 a 0.7	109.9
P8	1 a 17	35X65	-	16.9 a 186.1	0.079 a 0.868	18 a 38	0.54 a 2.49	120.2
P9	17 a 17	20X20	-	39 a 39	0.182 a 0.182	51 a 56	0.79 a 0.79	113.7
P10	1 a 17	35X75	-	19.4 a 188.6	0.09 a 0.88	15 a 35	0.47 a 2.99	132.4
P11	1 a 17	35X75	-	9.3 a 125.8	0.043 a 0.587	15 a 35	0.47 a 3.37	103.8
P13	1 a 17	35X90	-	28.1 a 178.4	0.131 a 0.833	13 a 37	0.39 a 1.6	86.8
P14	1 a 17	55X80	-	24.5 a 203.2	0.114 a 0.948	14 a 23	0.67 a 1.71	102.5
P15	17 a 17	Sec. Qualquer	-	27.3 a 27.3	0.127 a 0.127	30 a 36	0.82 a 0.82	121.6
P16	1 a 18	Sec. Qualquer	Sim	2.5 a 76.8	0.012 a 0.358	3 a 4	0.45 a 2.2	112.2
P17	18 a 18	20X20	-	16.1 a 16.1	0.075 a 0.075	59 a 59	0.79 a 0.79	117.8
P18	1 a 17	60X70	-	8.3 a 202.1	0.039 a 0.943	16 a 22	0.47 a 1.5	92.1
P19	17 a 17	Sec. Qualquer	-	18.5 a 18.5	0.086 a 0.086	25 a 33	2.68 a 2.68	337.9
P20	1 a 17	55X80	-	24 a 192.9	0.112 a 0.9	14 a 22	0.45 a 1.28	76.9
P21	1 a 17	35X90	-	22.8 a 166.6	0.106 a 0.778	13 a 35	0.39 a 2.8	91.5
P22	17 a 17	30X30	-	101.2 a 101.2	0.472 a 0.472	27 a 31	1.4 a 1.4	213.4
P23	17 a 17	Sec. Qualquer	-	55.5 a 55.5	0.259 a 0.259	26 a 39	1.12 a 1.12	151.3
P24	17 a 17	20X40	-	41.7 a 41.7	0.195 a 0.195	33 a 57	2.01 a 2.01	250.8
P25	1 a 17	35X75	-	23.7 a 166.4	0.11 a 0.776	15 a 36	0.56 a 1.91	101.8
P26	1 a 17	40X100	-	19.9 a 195.6	0.093 a 0.913	11 a 31	0.49 a 2.45	115.0
P27	1 a 17	45X100	-	0 a 181.1	0.087 a 0.845	11 a 55	0 a 2.62	102.7
P28	1 a 17	60X70	-	0 a 175.9	0.067 a 0.821	16 a 41	0 a 1.5	86.1
P29	1 a 17	40X90	-	18.6 a 192.8	0.087 a 0.9	13 a 30	0.41 a 2.27	102.2
P30	1 a 17	35X75	-	19.3 a 160	0.09 a 0.747	15 a 35	0.47 a 2.39	94.4
P31	18 a 18	20X20	-	16 a 16	0.075 a 0.075	61 a 63	1.23 a 1.23	160.9

σ : Tensão de Cálculo (Carga Vertical: Combinação 1 TQS PILAR)

ν : Força normal adimensional

λ : Índice de esbeltez

ρ : Taxa geométrica de armadura

Taxa de aço: Massa de aço por volume de concreto

Fonte: Autoria Própria

Figura 62 - Comparação da força normal adimensional e taxa geométrica de armadura de pilares antes e depois da aplicação da NBR 15200

NBR 6118 **NBR 15200**

Pilar	Lances	Seção (cm)	Parede	v	ρ	v	ρ
P1	12 a 12	20X20	-	0.126 a 0.126	0.79 a 0.79	0.139 a 0.139	0.79 a 0.79
P2	12 a 12	20X20	-	0.123 a 0.123	0.79 a 0.79	0.138 a 0.138	0.79 a 0.79
P3	1 a 17	35X75	-	0.072 a 0.605	0.56 a 1.68	0.072 a 0.601	0.56 a 1.91
P4	18 a 18	20X20	-	0.071 a 0.071	1.23 a 1.23	0.077 a 0.077	1.23 a 1.23
P5	1 a 17	35X90	-	0.089 a 0.79	0.39 a 2.49	0.094 a 0.803	0.39 a 3.12
P6	18 a 18	20X40	-	0.089 a 0.089	2.36 a 2.36	0.09 a 0.09	2.36 a 2.36
P7	18 a 18	20X35	-	0.098 a 0.098	0.7 a 0.7	0.121 a 0.121	0.7 a 0.7
P8	1 a 17	35X65	-	0.071 a 0.854	0.54 a 2.49	0.079 a 0.868	0.54 a 2.49
P9	17 a 17	20X20	-	0.181 a 0.181	1.23 a 1.23	0.182 a 0.182	0.79 a 0.79
P10	1 a 17	35X75	-	0.09 a 0.879	0.47 a 2.99	0.09 a 0.88	0.47 a 2.99
P11	1 a 17	35X75	-	0.043 a 0.581	0.47 a 3.37	0.043 a 0.587	0.47 a 3.37
P13	1 a 17	35X90	-	0.131 a 0.803	0.39 a 1.4	0.131 a 0.833	0.39 a 1.6
P14	1 a 17	55X80	-	0.114 a 0.906	0.73 a 1.19	0.114 a 0.948	0.67 a 1.71
P15	17 a 17	Sec. Qualquer	-	0.127 a 0.127	1.02 a 1.02	0.127 a 0.127	0.82 a 0.82
P16	1 a 18	Sec. Qualquer	Sim	0.012 a 0.351	0.45 a 2.2	0.012 a 0.358	0.45 a 2.2
P17	18 a 18	20X20	-	0.061 a 0.061	0.79 a 0.79	0.075 a 0.075	0.79 a 0.79
P18	1 a 17	60X70	-	0.036 a 0.941	0.53 a 1.5	0.039 a 0.943	0.47 a 1.5
P19	17 a 17	Sec. Qualquer	-	0.088 a 0.088	2.68 a 2.68	0.086 a 0.086	2.68 a 2.68
P20	1 a 17	55X80	-	0.11 a 0.842	0.45 a 1.57	0.112 a 0.9	0.45 a 1.28
P21	1 a 17	35X90	-	0.106 a 0.75	0.39 a 2.49	0.106 a 0.778	0.39 a 2.8
P22	17 a 17	30X30	-	0.472 a 0.472	1.4 a 1.4	0.472 a 0.472	1.4 a 1.4
P23	17 a 17	Sec. Qualquer	-	0.257 a 0.257	1.4 a 1.4	0.259 a 0.259	1.12 a 1.12
P24	17 a 17	20X40	-	0.195 a 0.195	2.36 a 2.36	0.195 a 0.195	2.01 a 2.01
P25	1 a 17	35X75	-	0.11 a 0.772	0.56 a 1.91	0.11 a 0.776	0.56 a 1.91
P26	1 a 17	40X100	-	0.093 a 0.917	0.49 a 2.45	0.093 a 0.913	0.49 a 2.45
P27	1 a 17	45X100	-	0.087 a 0.825	0 a 2.4	0.087 a 0.845	0 a 2.62
P28	1 a 17	60X70	-	0.067 a 0.831	0 a 1.5	0.067 a 0.821	0 a 1.5
P29	1 a 17	40X90	-	0.085 a 0.882	0.41 a 2.09	0.087 a 0.9	0.41 a 2.27
P30	1 a 17	35X75	-	0.09 a 0.761	0.47 a 1.68	0.09 a 0.747	0.47 a 2.39
P31	18 a 18	20X20	-	0.071 a 0.071	1.23 a 1.23	0.075 a 0.075	1.23 a 1.23

v: Força normal adimensional
 ρ: Taxa geométrica de armadura

Fonte: Autoria Própria

Figura 63 - Quadro final de resumo de dimensionamento de vigas do pavimento tipo 7

Viga	L (cm)	Vãos	Seção (cm)	H/L (%)	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kgf/m ³)	Torção
V1	592 a 625.7	2	Com variação	6.39 a 7.6	0.69 a 2.27	0.29 a 0.33	123.8	-
V3	370 a 755	2	20X75	9.93 a 20.27	1.43 a 3.13	0.16 a 0.28	205.3	-
V4	370 a 755	2	20X75	9.93 a 20.27	1.43 a 3.19	0.16 a 0.28	203.6	-
V5	745 a 745	1	20X75	10.07 a 10.07	1.46 a 2.44	0.16 a 0.28	232.6	-
V6	340 a 340	1	20X50	14.71 a 14.71	2.51 a 2.51	0.29 a 0.55	273.6	-
V9	755 a 755	1	20X75	9.93 a 9.93	1.46 a 2.11	0.16 a 0.29	206.6	-
V12	589.5 a 589.5	1	20X55	9.33 a 9.33	0.7 a 1.48	0.23 a 0.23	123.7	-
V13	617 a 617	1	20X55	8.91 a 8.91	0.79 a 1.16	0.23 a 0.23	111.4	Sim
V14	589.5 a 589.5	1	20X55	9.33 a 9.33	0.81 a 1.18	0.23 a 0.23	109.3	-
V15	599.5 a 599.5	1	20X55	9.17 a 9.17	0.94 a 1.3	0.23 a 0.23	123.6	Sim
V16	662.5 a 662.5	1	20X70	10.57 a 10.57	0.46 a 0.75	0.18 a 0.18	85.9	-
V17	770.3 a 770.3	1	25X75	9.74 a 9.74	1.36 a 2.03	0.16 a 0.42	203.8	Sim
V18	761.5 a 761.5	1	25X75	9.85 a 9.85	1.6 a 2.9	0.26 a 0.59	254.8	Sim
V19	182.5 a 182.5	1	22X45	24.66 a 24.66	0.88 a 0.88	0.29 a 0.31	73.3	-
V20	361 a 361	1	20X60	16.62 a 16.62	1.62 a 2.85	0.21 a 0.36	232.8	-
V21	592 a 611	2	20X45	7.36 a 7.6	1.02 a 1.78	0.29 a 0.29	126.9	-
V22	357.7 a 357.7	1	20X55	15.38 a 15.38	1.87 a 1.87	0.23 a 0.38	201.5	-
V23	574 a 575	2	20X55	9.57 a 9.58	0.7 a 2.52	0.23 a 0.32	167.2	-
V24	423.5 a 423.5	1	20X55	12.99 a 12.99	0.66 a 1.36	0.23 a 0.23	120.0	-
V25	302.5 a 302.5	1	20X50	16.53 a 16.53	1.51 a 1.51	0.25 a 0.26	138.6	-
V27	792 a 792	1	15X30	3.79 a 3.79	0.44 a 0.87	0.45 a 0.45	73.7	-
V28	914 a 914	1	15X30	3.28 a 3.28	0.7 a 0.87	0.45 a 0.45	82.0	-
V29	792 a 792	1	15X30	3.79 a 3.79	0.44 a 0.87	0.45 a 0.45	74.2	-
V30	574 a 613	2	20X55	8.97 a 9.58	0.7 a 2.42	0.23 a 0.23	157.5	-
V31	247 a 247	1	20X55	22.27 a 22.27	0.36 a 0.43	0.23 a 0.23	50.5	-
V32	262 a 520	2	20X30	5.77 a 11.45	0.33 a 0.79	0.45 a 0.45	63.4	-
V33	302.5 a 302.5	1	20X40	13.22 a 13.22	1.08 a 1.08	0.33 a 0.33	93.0	-

L: Comprimento dos vãos das vigas

H/L: Relação entre altura e comprimento dos vãos das vigas

ρ_s : Taxa geométrica de armadura longitudinal. Obtida em diversas seções ao longo do vão, não considera a armadura lateral.

ρ_{sw} : Taxa geométrica de armadura transversal. Obtida nas faixas existentes no vão

Taxa de aço: Massa de aço por volume de concreto

Fonte: Autoria Própria

Figura 64 - Comparação das taxas de armadura de vigas do pavimento tipo 7 antes e depois da aplicação da NBR 15200

NBR 6118  **NBR 15200**

Viga	L (cm)	Vãos	Seção (cm)	H/L (%)	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kgf/m ³)	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kgf/m ³)
V1	592 a 625.7	2	Com variação	6.39 a 7.6	0.7 a 2.38	0.29 a 0.44	125.4	0.69 a 2.27	0.29 a 0.33	123.8
V3	370 a 755	2	20X75	9.93 a 20.27	1.43 a 3.19	0.16 a 0.33	203.6	1.43 a 3.13	0.16 a 0.28	205.3
V4	370 a 755	2	20X75	9.93 a 20.27	1.46 a 3.19	0.16 a 0.29	203.8	1.43 a 3.19	0.16 a 0.28	203.6
V5	745 a 745	1	20X75	10.07 a 10.07	1.46 a 2.11	0.16 a 0.33	207.5	1.46 a 2.44	0.16 a 0.28	232.6
V6	340 a 340	1	20X50	14.71 a 14.71	1.95 a 3.42	0.26 a 0.62	271.8	2.51 a 2.51	0.29 a 0.55	273.6
V9	755 a 755	1	20X75	9.93 a 9.93	1.46 a 2.11	0.16 a 0.24	205.7	1.46 a 2.11	0.16 a 0.29	206.6
V12	589.5 a 589.5	1	20X55	9.33 a 9.33	0.7 a 1.48	0.23 a 0.23	123.7	0.7 a 1.48	0.23 a 0.23	123.7
V13	617 a 617	1	20X55	8.91 a 8.91	0.79 a 1.16	0.23 a 0.23	110.9	0.79 a 1.16	0.23 a 0.23	111.4
V14	589.5 a 589.5	1	20X55	9.33 a 9.33	0.81 a 1.59	0.23 a 0.23	134.1	0.81 a 1.18	0.23 a 0.23	109.3
V15	599.5 a 599.5	1	20X55	9.17 a 9.17	0.94 a 1.3	0.23 a 0.23	123.1	0.94 a 1.3	0.23 a 0.23	123.6
V16	662.5 a 662.5	1	20X70	10.57 a 10.57	0.46 a 0.64	0.18 a 0.18	72.6	0.46 a 0.75	0.18 a 0.18	85.9
V17	770.3 a 770.3	1	25X75	9.74 a 9.74	1.15 a 1.82	0.16 a 0.46	186.3	1.36 a 2.03	0.16 a 0.42	203.8
V18	761.5 a 761.5	1	25X75	9.85 a 9.85	1.6 a 2.64	0.2 a 0.52	233.0	1.6 a 2.9	0.26 a 0.59	254.8
V19	182.5 a 182.5	1	22X45	24.66 a 24.66	1.01 a 1.01	0.29 a 0.32	93.2	0.88 a 0.88	0.29 a 0.31	73.3
V20	361 a 361	1	20X60	16.62 a 16.62	1.62 a 2.85	0.21 a 0.34	232.8	1.62 a 2.85	0.21 a 0.36	232.8
V21	592 a 611	2	20X45	7.36 a 7.6	1.02 a 1.78	0.29 a 0.29	127.0	1.02 a 1.78	0.29 a 0.29	126.9
V22	357.7 a 357.7	1	20X55	15.38 a 15.38	2 a 2	0.23 a 0.35	219.7	1.87 a 1.87	0.23 a 0.38	201.5
V23	574 a 575	2	20X55	9.57 a 9.58	0.79 a 1.81	0.23 a 0.26	135.8	0.7 a 2.52	0.23 a 0.32	167.2
V24	423.5 a 423.5	1	20X55	12.99 a 12.99	0.66 a 1.59	0.23 a 0.23	135.3	0.66 a 1.36	0.23 a 0.23	120.0
V25	302.5 a 302.5	1	20X50	16.53 a 16.53	1.51 a 1.51	0.25 a 0.26	138.6	1.51 a 1.51	0.25 a 0.26	138.6
V27	792 a 792	1	15X30	3.79 a 3.79	0.44 a 0.87	0.45 a 0.45	73.9	0.44 a 0.87	0.45 a 0.45	73.7
V28	914 a 914	1	15X30	3.28 a 3.28	0.7 a 0.87	0.45 a 0.45	81.7	0.7 a 0.87	0.45 a 0.45	82.0
V29	792 a 792	1	15X30	3.79 a 3.79	0.44 a 0.87	0.45 a 0.45	74.1	0.44 a 0.87	0.45 a 0.45	74.2
V30	574 a 613	2	20X55	8.97 a 9.58	0.7 a 2.42	0.23 a 0.28	155.5	0.7 a 2.42	0.23 a 0.23	157.5
V31	247 a 247	1	20X55	22.27 a 22.27	0.36 a 0.43	0.23 a 0.23	52.1	0.36 a 0.43	0.23 a 0.23	50.5
V32	262 a 520	2	20X30	5.77 a 11.45	0.33 a 0.79	0.45 a 0.45	63.4	0.33 a 0.79	0.45 a 0.45	63.4
V33	302.5 a 302.5	1	20X40	13.22 a 13.22	1.08 a 1.08	0.33 a 0.33	93.0	1.08 a 1.08	0.33 a 0.33	93.0

L: Comprimento dos vãos das vigas

H/L: Relação entre altura e comprimento dos vãos das vigas

ρ_s : Taxa geométrica de armadura longitudinal. Obtida em diversas seções ao longo do vão, não considera a armadura lateral.

ρ_{sw} : Taxa geométrica de armadura transversal. Obtida nas faixas existentes no vão

Taxa de aço: Massa de aço por volume de concreto

Fonte: Autoria Própria

Dentre todas as mudanças, a viga com maiores alterações em suas taxas geométrica de armadura foi a viga V6. A justificativa mais plausível para tal alteração é a mudança no posicionamento das nervuras no modelador estrutural, as quais no projeto dimensionado a partir da NBR 6118 (ABNT, 2014) se encontram mais próximas da viga que no projeto dimensionado com a inclusão as NBR 15200 (ABNT, 2012), devido a diferença nas dimensões das fôrmas utilizadas em cada um dos projetos. Nos demais pavimentos também não ocorreram mudanças significativas nas taxas, além de nenhuma mudança nas dimensões das vigas.

4.4 Insumos

Além da análise de esforços, também foi realizada uma comparação entre os insumos necessários para execução do projeto dimensionado a partir da NBR 6118 (ABNT, 2014) e o projeto dimensionado com a inclusão da NBR 15200 (ABNT, 2012). Os quadros de resumo do consumo e taxas de concreto, fôrmas e aço dos dois dimensionamentos podem ser visualizados nas Figuras 65 e 66.

Figura 65 - Quadro de resumo do consumo e taxas do edifício dimensionado somente com a NBR 6118 (ABNT 2014)

Resumo do consumo e taxas

Pavimento/Pasta	Concreto		Fôrmas		Aço		
	Consumo (m3)	Taxa (m3/m2)	Consumo (m2)	Taxa (m2/m2)	Consumo (kgf)	Taxa (kgf/m2)	Taxa (kgf/m3)
Cobertura	19.58	0.31	99.39	1.57	1441	22.76	73.58
Cobertura Reservatório	129.90	0.27	623.02	1.273	13302	27.18	102.40
Andar 15 Armazenamento	119.66	0.25	430.79	0.918	11310	24.10	94.52
Tipo 14	99.56	0.22	456.41	0.994	6767	14.74	67.97
Tipo 13	99.56	0.22	456.41	0.994	6885	15.00	69.16
Tipo 12	99.56	0.22	456.41	0.994	6874	14.97	69.04
Tipo 11	94.89	0.24	454.44	1.167	8252	21.20	86.97
Tipo 10	110.17	0.24	443.70	0.961	8943	19.37	81.17
Tipo 9	99.56	0.22	456.41	0.994	7721	16.82	77.54
Tipo 8	99.56	0.22	456.41	0.994	7930	17.27	79.64
Tipo 7	99.56	0.22	456.41	0.994	8138	17.73	81.74
Tipo 6	99.52	0.22	455.94	0.993	8493	18.50	85.34
Tipo 5	99.56	0.22	456.41	0.994	8679	18.90	87.17
Tipo 4	99.52	0.22	455.94	0.993	8889	19.36	89.33
Tipo 3	99.52	0.22	455.94	0.993	9062	19.74	91.07
Tipo 2	111.11	0.26	390.87	0.914	9929	23.22	89.36
Tipo 1	111.81	0.26	396.46	0.927	11566	27.05	103.44
Térreo	38.52	1.01	326.67	8.574	12947	339.85	336.10
Fundacao	0.00		0.00		0		
TOTAL	1731.14	0.24	7727.99	1.05	157130	21.36	90.77

Fonte: Autoria Própria

Figura 66 - Quadro de resumo do consumo e taxas do edifício dimensionado atendendo a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a NBR 15200 (ABNT, 2012)

Resumo do consumo e taxas

Pavimento/Pasta	Concreto		Fôrmas		Aço		
	Consumo (m ³)	Taxa (m ³ /m ²)	Consumo (m ²)	Taxa (m ² /m ²)	Consumo (kgf)	Taxa (kgf/m ²)	Taxa (kgf/m ³)
Cobertura	18.39	0.29	100.18	1.583	1501	23.71	81.60
Cobertura Reservatório	126.74	0.26	624.74	1.276	13053	26.67	102.99
Andar 15 Armazenamento	119.66	0.25	430.79	0.918	11347	24.18	94.83
Tipo 14	95.18	0.21	461.64	1.008	6952	15.18	73.04
Tipo 13	95.18	0.21	461.64	1.008	7011	15.30	73.66
Tipo 12	94.70	0.21	461.64	1.008	6932	15.13	73.20
Tipo 11	87.83	0.23	459.08	1.179	8424	21.64	95.91
Tipo 10	105.46	0.23	446.38	0.967	9079	19.66	86.09
Tipo 9	95.28	0.21	461.20	1.005	7912	17.23	83.04
Tipo 8	95.28	0.21	461.20	1.005	8071	17.58	84.71
Tipo 7	95.28	0.21	461.20	1.005	8230	17.93	86.38
Tipo 6	95.23	0.21	460.73	1.004	8504	18.52	89.29
Tipo 5	95.28	0.21	461.20	1.005	8758	19.08	91.92
Tipo 4	95.23	0.21	460.73	1.004	9016	19.64	94.68
Tipo 3	95.23	0.21	460.73	1.004	8994	19.59	94.44
Tipo 2	111.11	0.26	390.87	0.914	10144	23.73	91.30
Tipo 1	111.81	0.26	396.46	0.927	11393	26.65	101.90
Térreo	38.52	1.01	326.67	8.574	12510	328.38	324.76
Fundacao	0.00		0.00		0		
TOTAL	1671.42	0.23	7787.08	1.059	157834	21.46	94.43

Fonte: Autoria Própria

Com os dados obtidos, foi possível comparar o quantitativo de insumos entre si, conforme é mostrado no Quadro 16. Os valores da segunda coluna representam o consumo total de concreto e aço necessários para execução do projeto baseado apenas na NBR 6118 (ABNT, 2012), enquanto os valores da terceira coluna representam o consumo total de concreto e aço necessários para a execução do projeto dimensionado para atender também a NBR 15200 (ABNT, 2012). O balanço de insumos refere-se a diferença de insumos necessários para execução após o redimensionamento estrutural aplicando a NBR 15200 (ABNT, 2012), e a diferença percentual representa o balanço de insumos em percentagem, tomando como base os valores da segunda coluna.

Observa-se que apesar do aumento na capa de concreto das lajes, houve um decréscimo na quantidade total de concreto, isso se deve ao consumo inferior de concreto por m² das novas fôrmas utilizadas no projeto. Apesar da redução no consumo de concreto, o aço obteve um acréscimo, porém, menos significativo quando comparado com o concreto em porcentagem.

Quadro 16 - Balanço de insumos

MATERIAL	NBR 6118	NBR 15200	BALANÇO DE INSUMOS	DIFERENÇA PERCENTUAL
CONCRETO	1731,14 m ³	1671,42 m ³	-59,72 m ³	-3,45%
AÇO	157130 kg	157834 kg	+704 kg	+0,5%

Fonte: Autoria Própria

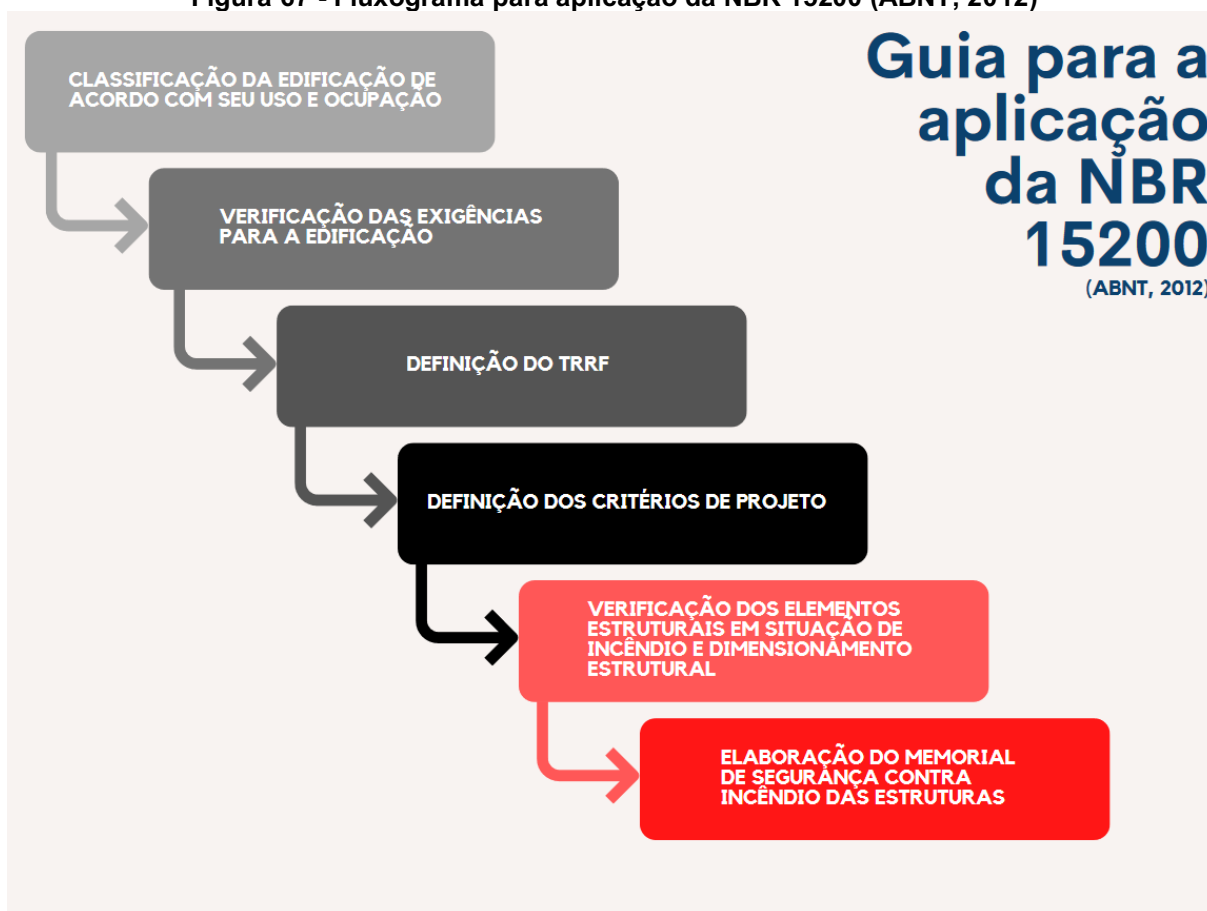
Segundo o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI, 2022), 1m³ de concreto usinado bombeável (C30), custa em média aproximadamente R\$540,00, enquanto 1kg de aço CA50 para bitolas usuais de lajes custa em média aproximadamente R\$10,00. Com base nisso a alteração de projeto gerou um desconto em sua execução em cerca de R\$25.208,80. Apesar do custo para um edifício de 17 pavimentos ser extremamente superior a este valor, tal diferença é significativa, vista que se dá apenas no gasto com os insumos da estrutura das lajes.

A redução de custos devido aos insumos é mais evidente, porém também ocorreu uma redução do peso próprio da estrutura, a qual como consequência poderá acarretar novas reduções de custos. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), podemos considerar para o concreto simples um peso próprio de 2400 kg/m³, assim a redução de 59,72m³ de concreto gerou um decréscimo de 143.3 tf no peso próprio da estrutura, enquanto o acréscimo de aço foi de apenas 704kgf. Caso dimensionada as fundações, as mesmas provavelmente também teriam suas dimensões reduzidas devido a redução do peso próprio da estrutura, e consequentemente o seu custo com insumos também seria reduzido.

4.5 Guia para a aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012)

Com o intuito de facilitar a aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012) e a verificação das estruturas de concreto armado sob ação de incêndio, a Figura 67 apresenta um fluxograma com os principais passos a serem seguidos para realizar a verificação da segurança estrutural após a realização do dimensionamento estrutural seguindo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 67 - Fluxograma para aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012)



Fonte: Autoria Própria

A descrição de cada um dos passos do fluxograma pode ser visualizada no Anexo C, onde todas as numerações das tabelas citadas neste anexo têm como referência não mais o presente trabalho, mas sim as normas referenciadas. Um exemplar de memorial de segurança contra incêndio das estruturas, retirado da NPT 001 – Parte 2, pode ser visualizado no Anexo D.

5 CONCLUSÃO

O estudo de estruturas de concreto armado em situação de incêndio mostrou-se complexo na esfera teórica, sendo necessário condensar e epilogar diferentes temas, iniciando pelo sinistro do incêndio e a segurança das edificações, as quais possuem medidas de segurança variantes de acordo com o estado em que serão aplicadas, seguido do comportamento dos materiais que compõem o concreto armado, tanto de forma individual quanto de forma conjunta, além dos esforços e ações em situação de incêndio, finalizando pelo estudo dos métodos de dimensionamento.

Apesar de tal complexidade, partindo para campos de aplicabilidade práticos, como a verificação e dimensionamento da estrutura, o mesmo tornou-se mais direto e simplificado com a utilização do software CAD/TQS, o qual mostrou-se muito útil na verificação da segurança estrutural em situação de incêndio, empregando com êxito os métodos tabular e analítico para pilares.

A aplicação da NBR 15200 (ABNT, 2012) resultou em poucas alterações de projeto, dentro as quais nenhuma acarretou modificações arquitetônicas. Apesar da alteração das lajes ocasionar em uma diminuição final do peso próprio da estrutura e dos custos finais com os insumos, ressalta-se que este fato ocorreu especificamente neste projeto, devido a diferença nas dimensões das fôrmas disponibilizadas e selecionadas, não sendo esperado um resultado igual para demais projetos, visto que um aumento nos cobrimentos e dimensões tendem a aumentar a quantidade de insumos.

Enalta-se o fato de que apenas as lajes necessitaram de alterações após a verificação da segurança estrutural em situação de incêndio, este fato tende a ocorrer em projetos como esse, o qual devido à sua altura elevada, necessita de um TRRF também mais elevado.

Quando aumentado o número de pavimentos de um edifício, a carga proveniente do peso próprio da estrutura é aumentada linearmente a cada pavimento adicionado, no entanto as forças horizontais provenientes do vento são aumentadas de forma exponencial, bem como os esforços gerados pelas mesmas. Quanto maior o edifício, maior será a diferença entre as solicitações de cálculo calculadas com e

sem a ação do vento, deixando os elementos estruturais superdimensionados em combinações que não incluam a ação do vento.

Em situações de incêndio os esforços de vento são desconsiderados. Diante disso, quando constituintes de pórticos de contraventamento, os pilares e vigas encontram-se superdimensionados em situação de incêndio. Este superdimensionamento do elemento, somado com a consideração de revestimentos sobre os mesmos, juntamente com a redução do TRRF pelo método do tempo equivalente, aumentam as chances de aprovação em situação de incêndio do elemento estrutural. Porém o mesmo não ocorre para as lajes, visto que as mesmas não são afetadas pela altura da edificação, não estando superdimensionadas para a situação de incêndio.

Em edifícios residenciais, com altura inferior a 30m, o TRRF exigido é de 90min, entretanto com a redução do TRRF através do método do tempo equivalente o TRRF exigido pode-se reduzir a 60min. A partir de um TRRF igual ou inferior à 60min, os cobrimentos mínimos exigidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), somados com a espessura dos revestimentos, na maioria dos casos, já serão suficientes para garantir a segurança estrutural do edifício em situação de incêndio, não sendo necessárias alterações do projeto estrutural para respeitar as exigências da NBR 15200 (ABNT, 2012). Em edifícios com altura ainda mais reduzida, abaixo de 23m, o TRRF será ainda menor, sendo ainda mais improvável a necessidade de alterações estruturais.

Ressalta-se que quando superior a 80m de altura, as edificações necessitam de um TRRF superior a 120min. Esse fator limita as conclusões do presente trabalho a edificações de até 80m de altura, visto que o estudo de caso foi realizado em um edifício de 60m de altura, com TRRF de 120min.

Sugere-se para trabalhos futuros a realização de um estudo de caso para edifícios com altura superior a 80m, além de novos estudos referentes as alterações estruturais necessárias para garantir a segurança estrutural de estruturas metálicas sob a ação de incêndio.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

_____. Ministério do Trabalho e Emprego. **NR 23 – Proteção Contra Incêndios**. Brasília: Ministério do Trabalho e Emprego, 2011.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações**. Rio de Janeiro, 2001a.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2012a.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ALBUQUERQUE, G. B. M. L. de. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 2012. 245p. Tese (Mestrado em engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2012.

BARONI, A. **Simulação computacional do colapso em edifício de aço com múltiplos andares devido a ação de incêndio**. 2017. 68p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em engenharia civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Curitiba.

BATISTA, L. **Joelma e Andraus: fogo e tragédia em SP**. 2018. Notícia publicada no jornal O Estado de São Paulo (Estadão). Disponível em: <<https://acervo.estadao.com.br/noticias/acervo,joelma-e-andraus-fogo-e-tragedia-em-sp,70002290695,0.htm>>. Acesso em: 19 de nov. de 2022.

BIBLIOCAD. **Projeto arquitetônico**. Arquivo DWG. Disponível em: <www.bibliocad.com/pt/>. Acesso em: 25 de ago. de 2022.

CBMPR – Corbo de Bombeiros Militar do Paraná. **NPT 008 – Resistência ao fogo dos elementos de construção**. Paraná, 2012.

CBMPR – Corbo de Bombeiros Militar do Paraná. **NPT 009 – Compartimentação Horizontal e Compartimentação Vertical**. Paraná, 2014.

CBMPR – Corbo de Bombeiros Militar do Paraná. **NPT 014 – Carga de incêndio nas edificações e áreas de risco**. Paraná, 2020.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 724p. Tese (Doutorado em engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2008.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio: métodos tabulares apresentados em normas internacionais.** In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5, 2003, São Paulo. Anais... São Paulo: EPUSP, 2003. 1 CD-ROM.

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. 97p.

INCÊNDIO. TQS. Disponível em: <<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3161&language=pt-br>>. Acesso em: 26 de out. de 2022.

MALHOTRA, H. L. **Proposed code for fire safety in buildings for the State of Sao Paulo.** Technical Report. Agniconsult. Radlett, UK. 1993.

ROCHA, G. D. **Concreto 1+2(avançado) – Obras prediais, 2022.** Curso online de dimensionamento estrutural. Disponível em: <www.engenheiroestrutural.eng.br>. Acesso em: 28 de out. de 2022.

SANTA CATARINA. Secretaria de Estado de Segurança Pública. Corpo de Bombeiros Militar do Estado de Santa Catarina. **Instrução Normativa n.º 3 – Carga de Incêndio.** Santa Catarina, 2020.

SANTA CATARINA. Secretaria de Estado de Segurança Pública. Corpo de Bombeiros Militar do Estado de Santa Catarina. **Instrução Normativa n.º 14 – Compartimentação, tempo de resistência ao fogo e isolamento de risco.** Santa Catarina, 2020.

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

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012.** Ed. Blucher, 2012.

SINAPI. **Relatório de Insumos e Composições – SET/22 – SEM DESONERAÇÃO.** Arquivo disponível para download. Publicado em: 18 de out. de 2022. Disponível em: <https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_655>. Acesso em: 11 de nov. de 2022.

SOUSA, D. A.; SILVA, G. P. **Estruturas de concreto em situação de incêndio.** 2015. 137p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em engenharia civil) – Universidade Federal de Goiás, Universidade de Goiânia.

ANEXO A – TEMPOS REQUERIDOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF), EM MINUTO

Tabela A.1 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minuto

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ₂ h _s > 10 m	Classe S ₁ h _s ≤ 10 m	Classe P ₁ h ≤ 6 m	Classe P ₂ 6 m < h ≤ 12 m	Classe P ₃ 12 m < h ≤ 23 m	Classe P ₄ 23 m < h ≤ 30 m	Classe P ₅ h > 30 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

ANEXO B – CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES QUANTO À SUA OCUPAÇÃO

Tabela B.1 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitações coletivas	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos
B	Serviços de hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio de grande e médio portes	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercado e outros
		C-3	Centros comerciais	Centro de compras em geral (<i>shopping centers</i>)
D	Serviços profissionais pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros laboratórios de análises clínicas sem internação, centro profissionais e outros
		D-2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
E	Educativa 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 e outras
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais ginástica (artística, dança musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em E-3), sauna, casas de fisioterapia e outros
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
F	Locais de reunião pública	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
		F-2	Templos e auditórios	Igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral
		F-3	Centros esportivos	Estádios, ginásios e piscinas cobertas com arquibancadas, arenas em geral
		F-4	Estações e terminais de passageiros	Estações rodoferroviárias, aeroportos, estações de transbordo e outros
		F-5	Locais de produção e apresentação de artes cênicas	Teatros em geral cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e outros

Tabela B.1 (conclusão)

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
F	Locais de reunião pública	F-6	Clubes sociais	Boates e clubes noturnos em geral, salões de baile, restaurantes dançantes, clubes sociais e assemelhados
		F-7	Construções provisórias	Circos e assemelhados
		F-8	Locais para refeições	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés, refeitórios, cantinas e outros
G	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	Postos de serviço sem abastecimento, oficinas de conserto de veículos (exceto de carga e coletivos), borracharia (sem recauchutagem)
		G-5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral	Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1	Hospitais veterinários e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento)
		H-2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, reformatórios sem celas e outros
		H-3	Hospitais e assemelhados	Hospitais, casa de saúde, prontos-socorros, clínicas com internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde e puericultura e outros
		H-4	Prédios e instalações vinculadas às forças armadas, polícias civil e militar	Quartéis, centrais de polícia, delegacia distritais, postos policiais e outros
		H-5	Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Hospitais psiquiátricos, reformatórios, prisões em geral e instituições assemelhadas
I	Industrial, comercial de médio e alto risco, atacadista	I-1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados ou depositados apresentem médio potencial de incêndio	Locais onde a carga de incêndio não atinja 1 200 MJ/m ² . Ver tabela C.1
		I-2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio	Locais onde a carga de incêndio ultrapassa 1 200 MJ/m ² . Ver tabela C.1
J	Depósitos	J-1	Depósitos de baixo risco de incêndio	Depósitos sem risco de incêndio expressivo. Edificações que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis
		J-2	Depósitos de médio e alto risco de incêndio	Depósitos com risco de incêndio maior. Edificações que armazenam alimentos, madeira, papel, tecidos e outros

ANEXO C – DESCRIÇÃO DO FLUXOGRAMA GUIA PARA VERIFICAÇÃO DE INCÊNDIO

- **Classificação da edificação de acordo com seu uso e ocupação:**

Realiza-se a classificação da edificação quanto ao seu uso/ocupação utilizando a Tabela B.1 - NBR 14432 (ABNT, 2001). Especificamente para o estado do Paraná também é possível realizar esta classificação através da Tabela 1 do CSCIP (2018).

- **Exigências para a edificação:**

Definem-se quais medidas de segurança contra incêndio devem ser implementadas de acordo com a altura e uso/ocupação da edificação. Nesta etapa verifica-se a necessidade da verificação estrutural dos elementos e da implementação da compartimentação da edificação. Tal verificação para o estado do Paraná pode ser realizada utilizando-se das tabelas fornecidas no CSCIP (2018).

- **Definição do TRRF:**

Pode ser verificada através da Tabela A.1 da NBR 14432 (2001). Para o estado do Paraná pode ser verificada no Anexo A da NPT 008. Sempre que possível deve ser realizada a redução do TRRF pelo método do tempo equivalente. A mesma pode ser efetuada com auxílio do software CAD/TQS, porém o cálculo manual pode ser feito seguindo a equação fornecida pela NBR 15200 (ABNT, 2012).

- **Definição dos critérios de projeto:**

Para o software CAD/TQS alguns critérios de projeto devem ser definidos, como o TRRF da estrutura, a norma que será utilizada na verificação e os revestimentos a serem considerados, os quais aumentarão o cobrimento dos elementos estruturais. A consideração de revestimentos é extremamente impactante na verificação estrutural, principalmente quando utilizados materiais a base de gesso. O peso desses revestimentos já é considerado durante o dimensionamento estrutural realizado a partir da NBR 6118 (ABNT, 2012), logo sua consideração em projeto só gera bônus para a verificação da segurança estrutural em situação de incêndio.

- **Verificação dos elementos estruturais em situação de incêndio e dimensionamento estrutural:**

O método mais simples para realizar a verificação dos elementos estruturais é o método tabular, além de garantir a segurança estrutural o método também garante a função corta-fogo dos elementos.

Quando desnecessária a função corta-fogo de um elemento devido à ausência de necessidade de compartimentação, o mesmo pode ser aprovado utilizando-se de outros métodos, como o método simplificado de cálculo. Apesar do nome ser “método simplificado”, exigindo apenas que o esforço solicitante de cálculo seja menor que o esforço resistente em situação de incêndio, o método não é tão usual visto que a resistência do elemento estrutural depende da temperatura máxima que o mesmo irá atingir, a qual não é simples de ser calculada. Um método mais usual é o método analítico para pilares, o qual é disponibilizado pelo software CAD/TQS e é útil quando não se faz necessária a compartimentação horizontal.

- **Memorial de segurança contra incêndio das estruturas:** Assim como para todas as demais medidas de segurança contra incêndio, como saídas de emergência, alarme de incêndio, e brigadas de incêndio, também é necessário a criação de um memorial de segurança contra incêndio específico para as estruturas. Neste memorial deve-se constar a metodologia empregada para atingir o TRRF dos elementos estruturais, bem como o TRRF exigido de projeto, a metodologia e as condições empregadas para a redução do TRRF, e os materiais de revestimento considerados, com suas respectivas espessuras.

Para o estado do Paraná todas as exigências do memorial podem ser visualizadas na NPT 008, no item 5.16. Um exemplar de memorial descritivo pode ser encontrado no Anexo G da NPT 001 - Parte 2 como é mostrado no Anexo D.

ANEXO D – EXEMPLAR DE MEMORIAL DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DAS ESTRUTURAS

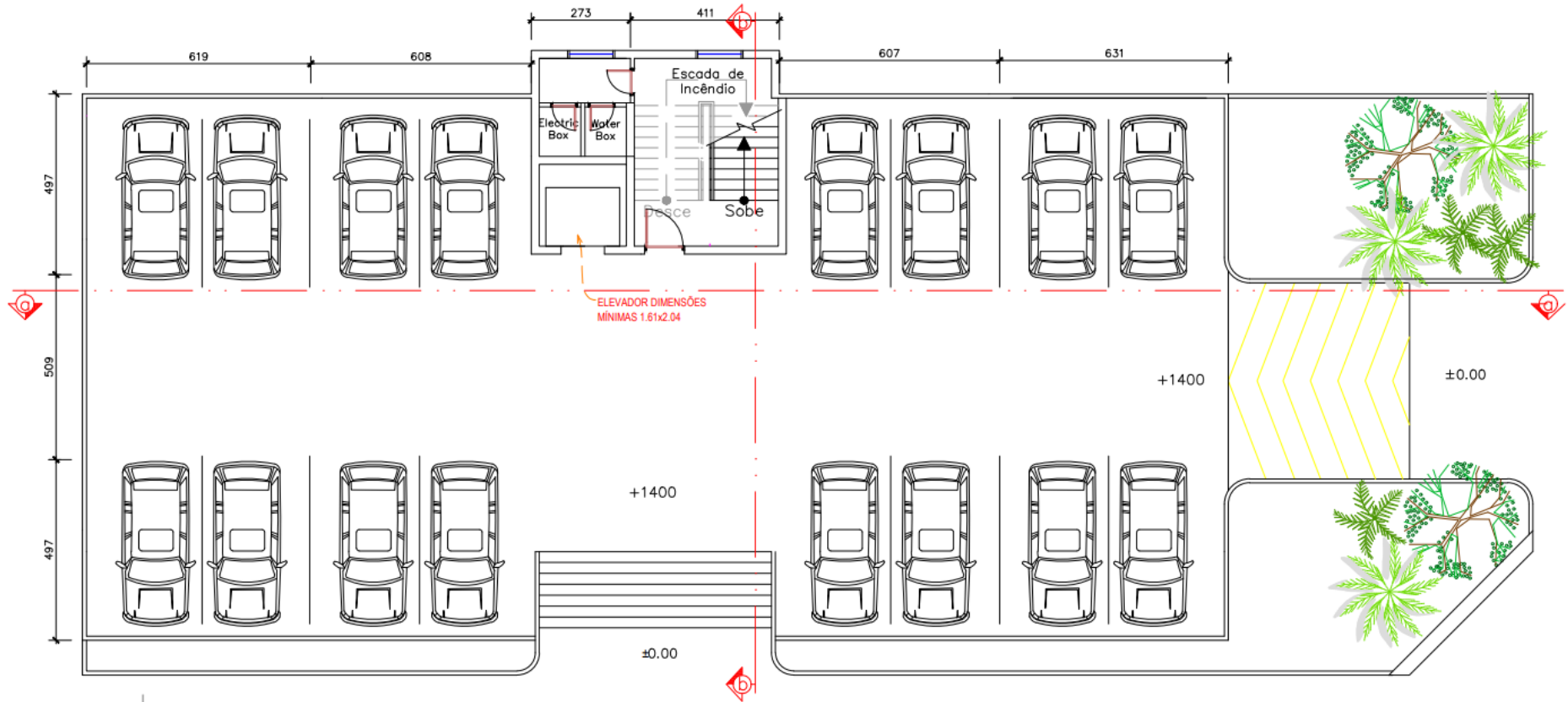
ANEXO G

MEMORIAL DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DAS ESTRUTURAS

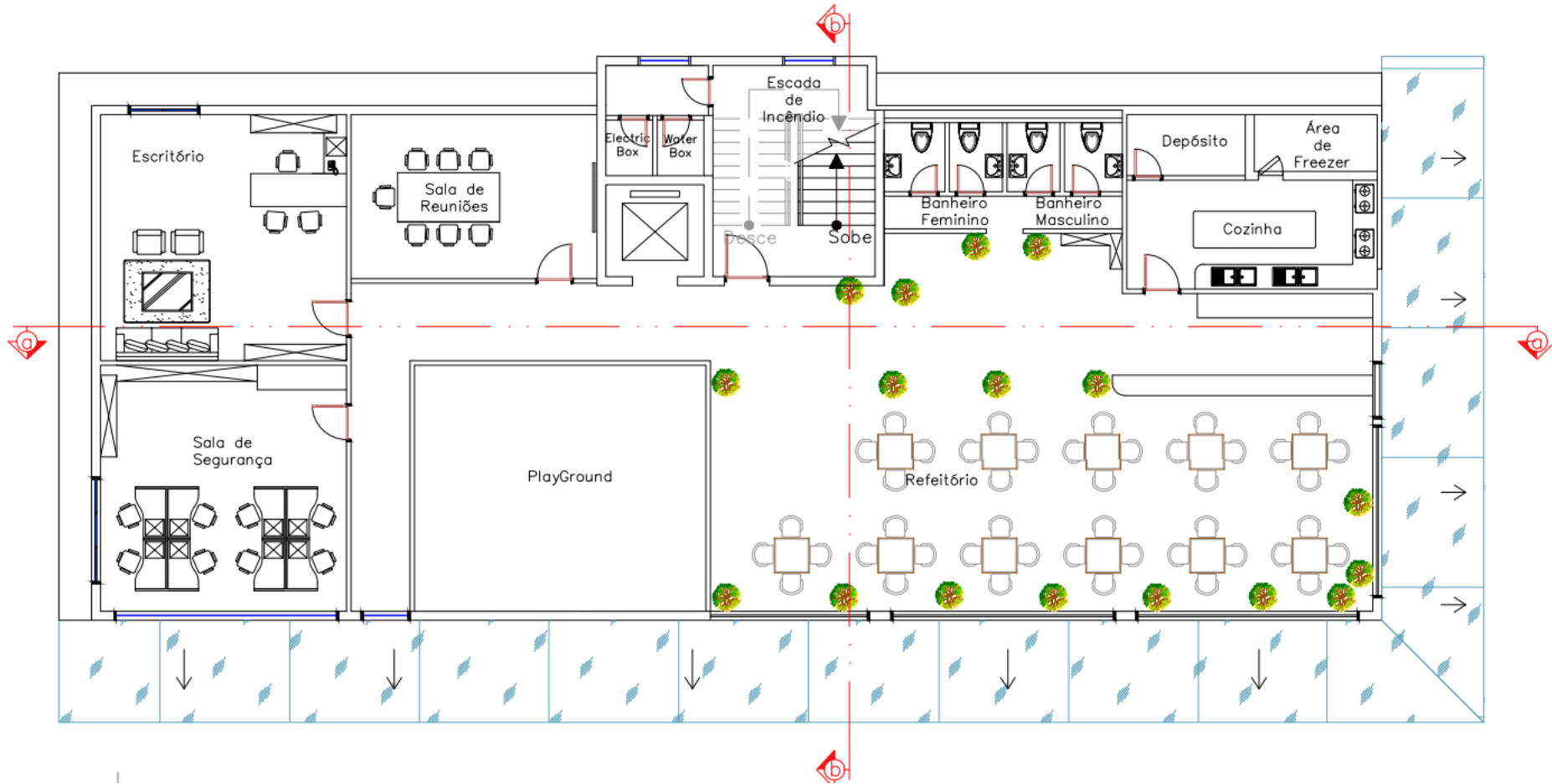
MEMORIAL DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DAS ESTRUTURAS	
<p>(Nome da Empresa), registrada no CREA sob n° _____, atendendo o disposto no item 5.19 da NPT-08 do CB/PMPR, visando à concessão do Laudo de Vistoria de Conclusão de Obra do Corpo de Bombeiros, atesta que os SISTEMAS DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DAS ESTRUTURAS (metálicas, de concreto, de madeira...) existentes na edificação em referência, encontram-se instalados em conformidade com as informações abaixo:</p>	
Edificação:	(Nome da Edificação)
Logradouro Público/n°:	(Endereço)
Responsável pelo Uso:	(nome)
Altura(s) da Edificação (m):	(altura)
Ocupação:	
Data:	(Data)
<p>METODOLOGIA PARA SE ATINGIR OS TRRF DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIIS [citar norma(s) empregada(s)]</p>	
<p>A metodologia adotada foi... [descrever a metodologia, seja por ensaios, cartas de coberturas, métodos analíticos etc e norma(s)] ...</p> <p>Os ensaios de resistência ao fogo adotados foram os relatórios (IPT no, ou UL no etc – citar os ensaios, e especificar se é para pilares, vigas etc).</p>	
<p>DETERMINAÇÃO DO TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)</p>	
<p>CRITÉRIOS PARA DETERMINAÇÃO DO TRRF: para a definição dos TRRF's foi adotada (por exemplo: Tabela A da NPT-08, conforme o item "5. Procedimentos" da referida NPT; ou método do tempo equivalente ou outros devidamente comprovados, tudo conforme NPT-08).</p>	
<p><u>Tempo de Resistência Requerido ao Fogo (TRRF):</u></p>	
<p>Exemplo:</p> <ul style="list-style-type: none"> • <i>As estruturas principais terão TRRF de 90 min para colunas, contraventamentos e vigas principais conforme Tabela A, Grupo D, Classe P4 da NPT-08.</i> • <i>As vigas secundárias terão TRRF de 60 min, conforme Anexo A, item A2.5 a da NPT-08.</i> • <i>As compartimentações, escadas de segurança, selagens de shafts e divisórias entre unidades autônomas serão executadas conforme segue: _____, com os seguintes TRRF: _____. Tudo conforme item 5.7 da NPT-08.</i> • <i>Observações: _____</i> 	
<p>ISENÇÕES OU REDUÇÕES DE TRRF</p>	
<p><i>Exemplos: (Não foi adotada nenhuma condição para redução ou isenção de TRRF na presente edificação... Ou isenção de TRRF para os pilares externos protegidos por alvenaria cega... Ou Isenção dos perfis confinados em área frias, conforme folhas ...)</i></p>	
<p>MATERIAIS DE PROTEÇÃO CONTRA FOGO E RESPECTIVAS ESPESSURAS DE PROTEÇÃO [citar cartas de cobertura adotadas]</p>	
<p>Materiais Utilizados: (citar todos materiais utilizados na proteção)</p> <p>EspeSSuras Adotadas: (vide Tabela em anexo x carta de cobertura). As espessuras foram calculadas com base nos ensaios laboratoriais acima mencionados, de acordo com os procedimentos da Norma ...</p>	
<p>CONTROLE DE QUALIDADE</p>	
<p>Verificar a necessidade de Controle de Qualidade por empresa qualificada, conforme item 5.18 da NPT-08. Anexá-lo a este memorial.</p>	
<p>_____ Nome: Resp. Técnico CREA n°</p>	

APÊNDICE A – PLANTAS BAIXAS DO EDIFÍCIO

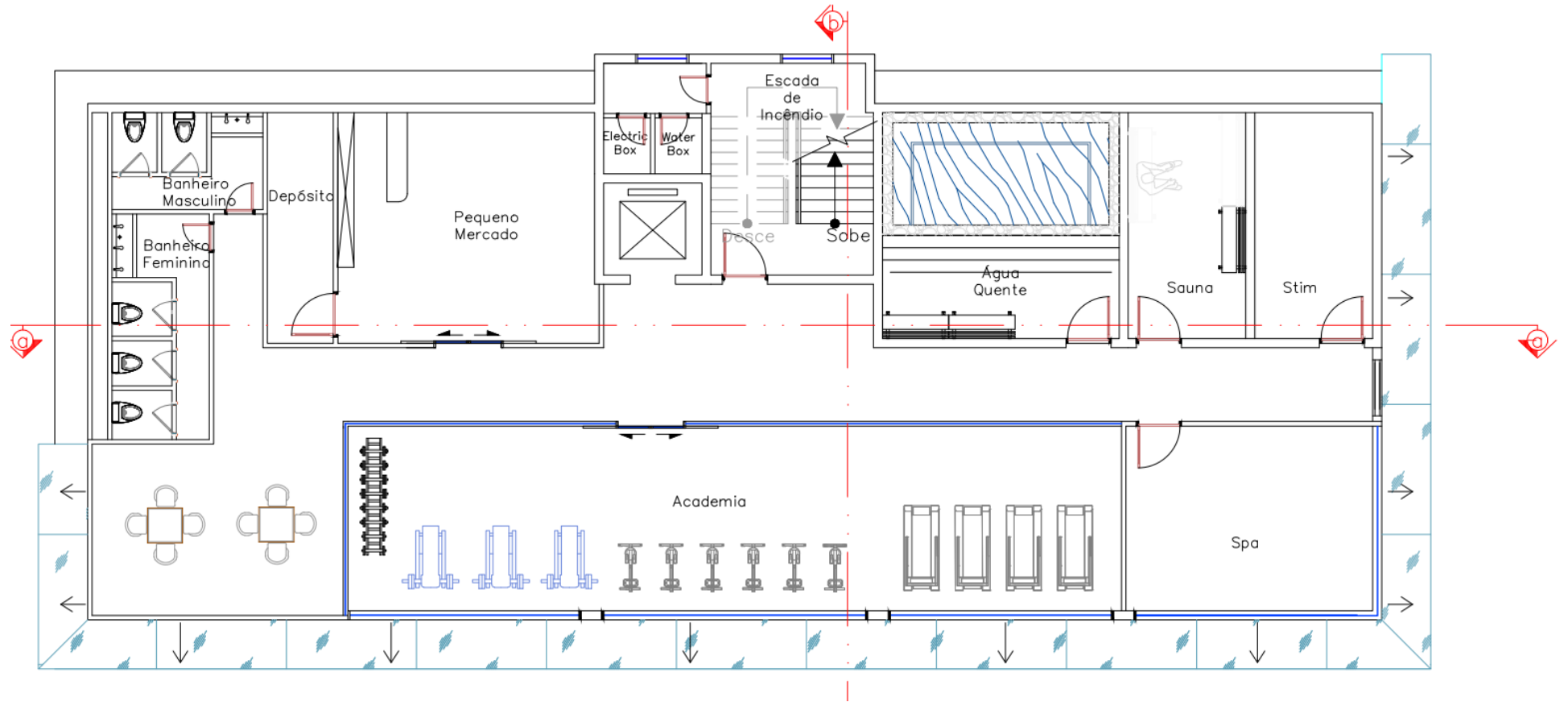
PLANTA BAIXA DO PRIMEIRO ANDAR



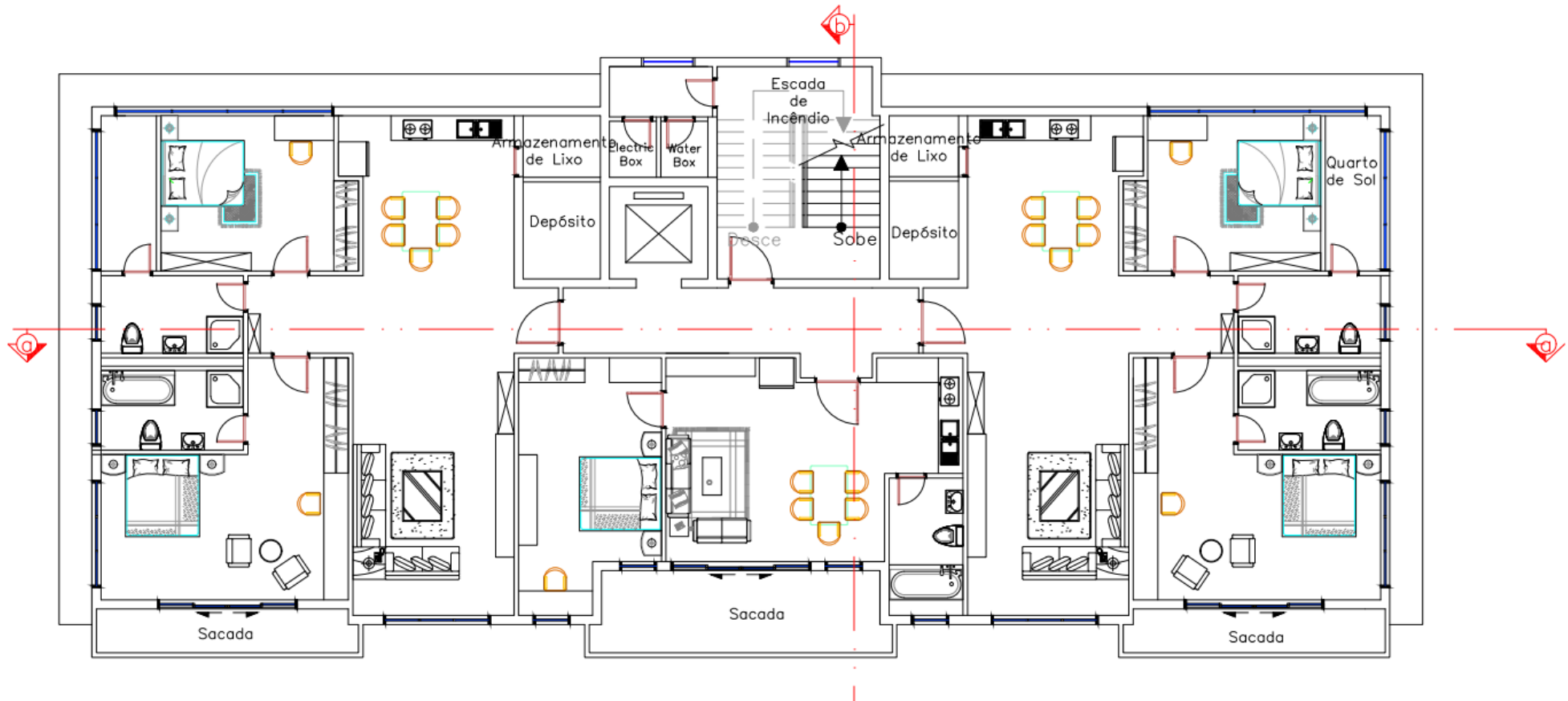
PLANTA BAIXA DO PRIMEIRO ANDAR



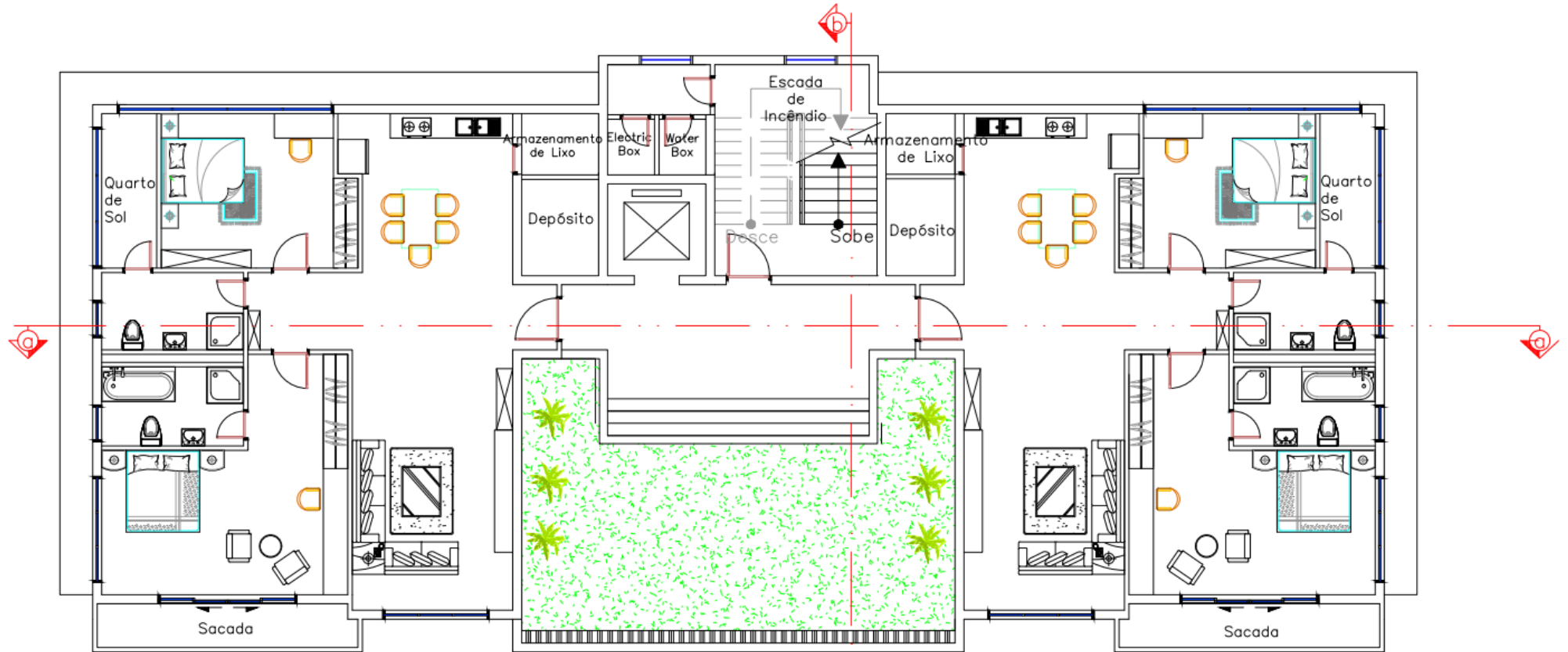
PLANTA BAIXA DO SEGUNDO ANDAR



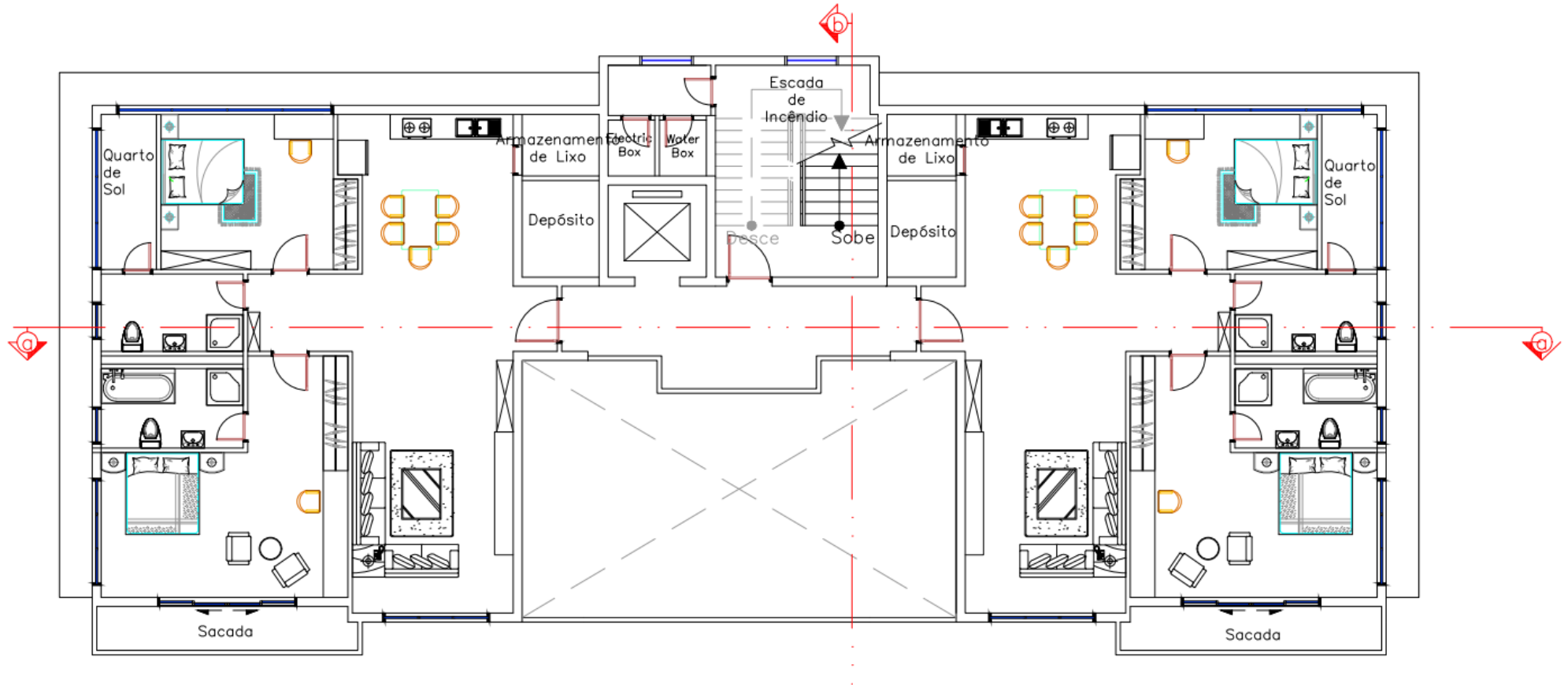
PLANTA BAIXA DO TERCEIRO AO NONO ANDAR



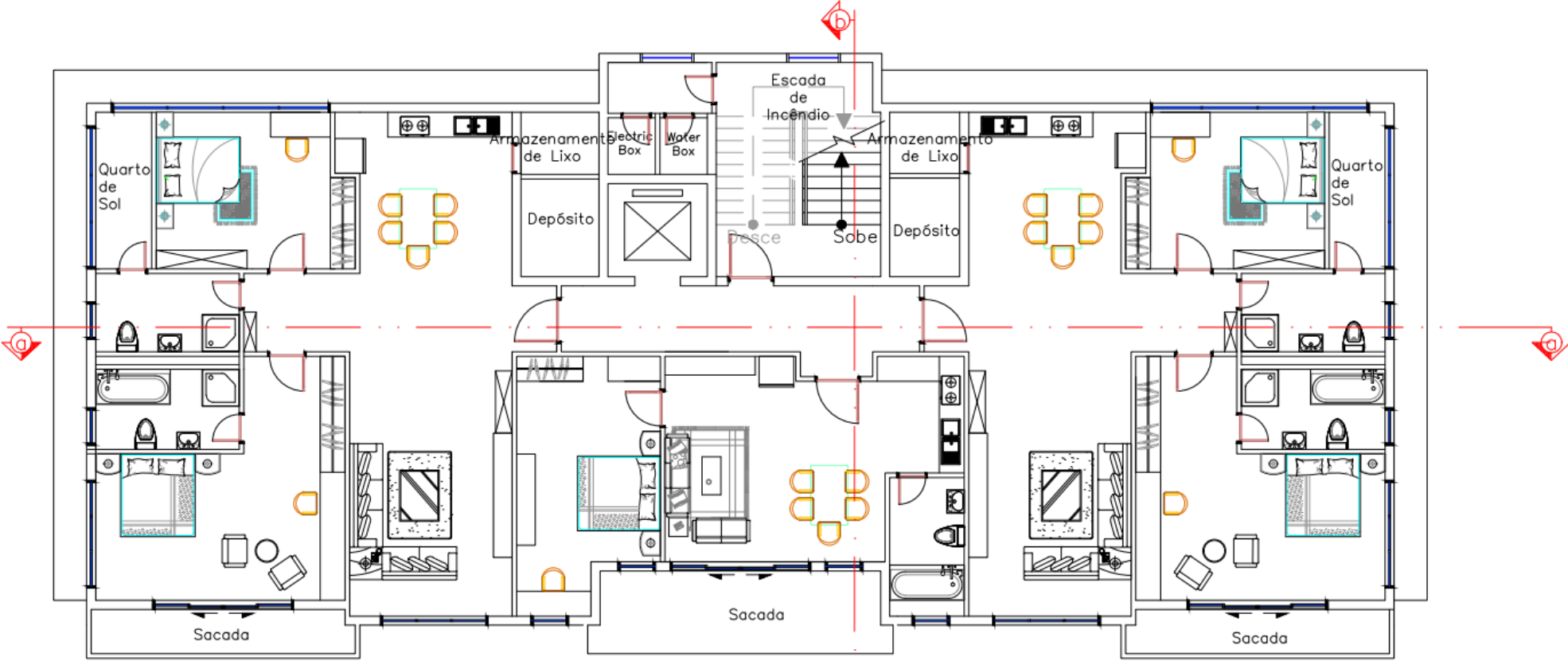
PLANTA BAIXA DO DÉCIMO ANDAR



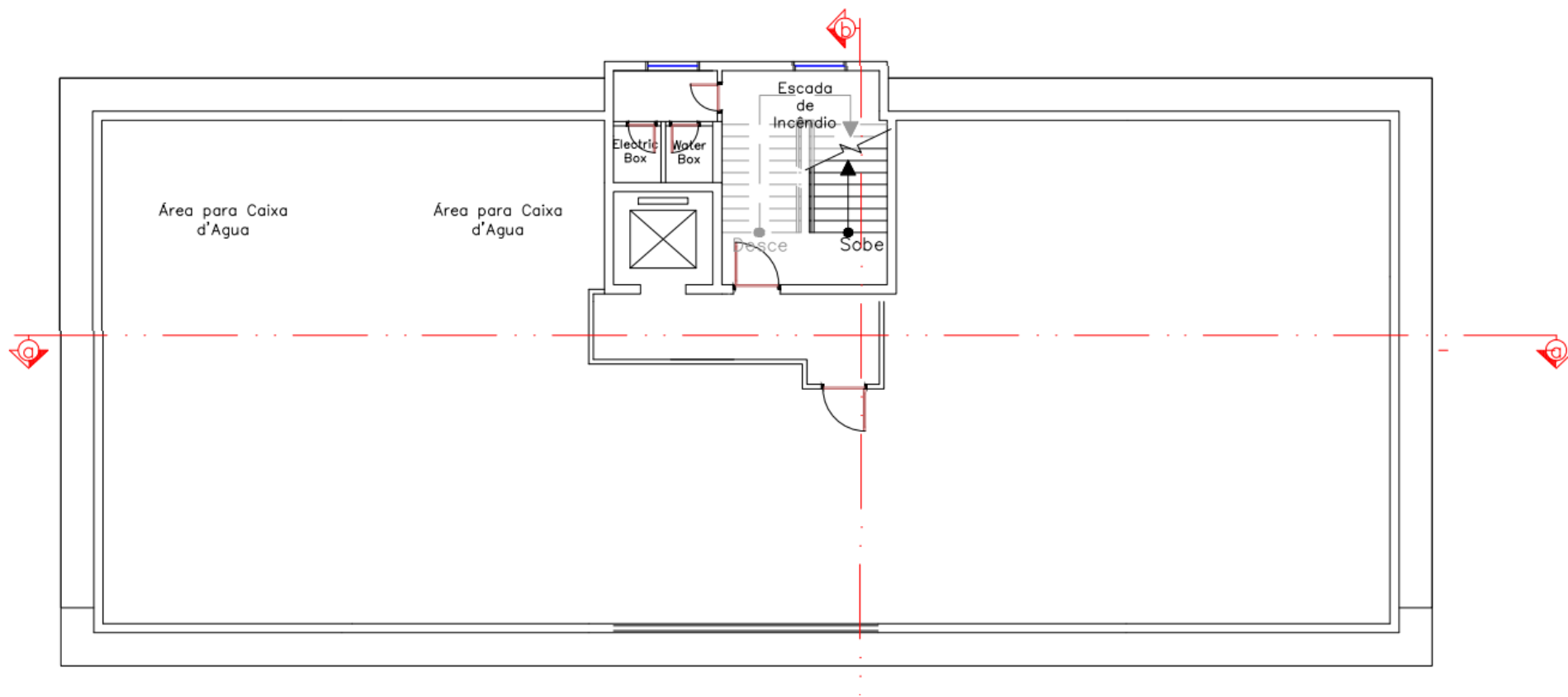
PLANTA BAIXA DO DÉCIMO PRIMEIRO ANDAR



PLANTA BAIXA DO DÉCIMO SEGUNDO AO DÉCIMO QUARTO ANDAR



PLANTA BAIXA DO DÉCIMO QUINTO ANDAR



PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO COBERTURA

