

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS GERAIS
ENGENHARIA CIVIL
VANESSA GRACIEL

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO COM
VERIFICAÇÃO DE INCÊNDIO: Estudo comparativo do consumo de material em
estruturas dimensionadas com e sem a verificação de incêndio**

Varginha
2016

VANESSA GRACIEL

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO COM
VERIFICAÇÃO DE INCÊNDIO: Estudo comparativo do consumo de material em
estruturas dimensionadas com e sem a verificação de incêndio**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas Gerais como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel, sob orientação do Prof. M.Sc. Antonio de Faria.

**Varginha
2016**

VANESSA GRACIEL

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO COM
VERIFICAÇÃO DE INCÊNDIO: Estudo comparativo do consumo de material em
estruturas dimensionadas com e sem a verificação de incêndio**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas Gerais, como pré-
requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca
Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em __/__/____

Prof. M.Sc. Antonio de Faria

Prof. M.Sc. Armando Belato Pereira

Prof. Esp. Max Filipe Ferreira Marques

OBS.:

Dedico esse trabalho a minha amada e maravilhosa mãe, a memória de meu pai querido, aos meus familiares, aos meus mestres, aos meus amigos e a todos aqueles que contribuíram para sua realização.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por Sua presença, saúde, motivação, sabedoria e proteção concedidas nesta jornada. A minha amada mãe, Amélia, por todo apoio, dedicação e amor, mesmo nos momentos mais difíceis, sem sua presença nada disso seria possível. Ao meu pai, José Luiz (*in memoriam*), que infelizmente não pode estar presente neste momento tão importante e feliz de minha vida, mas que sei que continua olhando por mim. Ao meu irmão José Luiz e minhas sobrinhas Yasmin e Lara, por todo carinho. As minhas tias Dorinha e Vera, por todo amor e compreensão. A todos os meus professores e mestres, em especial para meu orientador, Prof. Faria, sem seus ensinamentos nada disso seria possível. A todos meus colegas de sala principalmente a Roberta, Nayme, Waleska, Lucas, Liza, Rachel, Marcel, Nayare, Thadeu e Leandro, por todas as risadas e apoio durante toda essa longa jornada. As minhas amigas de infância Lisandra e Nakita, por toda a paciência durante todo esse tempo. A estes dedico meu trabalho, sem a ajuda, confiança e compreensão de todos, este sonho não teria se realizado.

“Tente uma, duas, três vezes e se possível tente a quarta, a quinta e quantas vezes for necessário. Só não desista nas primeiras tentativas, a persistência é amiga da conquista. Se você quer chegar aonde a maioria não chega, faça aquilo que a maioria não faz.”

Bill Gaites

RESUMO

O fogo sempre esteve presente no cotidiano dos homens. Seu domínio e conhecimento foram cruciais para o desenvolvimento dos povos, e ainda continua sendo de extrema necessidade para a vida humana, seja nas indústrias ou nas moradias. É necessário que seja feita avaliações que atestem para os elementos submetidos a altas temperaturas, o não comprometimento de sua função estrutural, e que caso ocorra, demore o máximo de tempo possível, possibilitando a fuga, nos casos de edificações ocupadas por pessoas. O trabalho em questão tem como objetivo o dimensionamento de estruturas em concreto armado com diferentes tipos de verificações para situação de incêndio, e o impacto dessas verificações no consumo de materiais. Para atingir os objetivos propostos foram realizadas pesquisas bibliográficas, que forneceram os subsídios teóricos, e desenvolvido, para efeito de comparação, o dimensionamento de uma edificação comercial modelo de concreto armado para as duas situações, através do método tabular e de métodos alternativos. Diante dos estudos realizados e das atividades desenvolvidas, foi possível perceber que é importantíssimo projetar e executar estruturas que conciliem a técnica a durabilidade e a segurança, como as estruturas de concreto armado projetadas com a verificação para situação de incêndio, além do fato de que o ideal é que no momento do dimensionamento, ainda para temperatura ambiente, seja utilizado o método tabular. E posteriormente, para as verificações, utilizado os métodos alternativos.

Palavras-chave: Incêndio, Concreto Armado, Método Tabular.

ABSTRACT

The fire was always present in the men's daily lives. His mastery and knowledge were crucial to the development of peoples, and still is of utmost necessity for human life, whether in industry or in homes. It is necessary to be done assessments attesting to the elements subjected to high temperatures, not compromising its structural function, and if it occurs, takes as much time as possible, allowing the escape in the case of buildings occupied by people. The work in question is aimed at the design of structures in reinforced concrete with different types of scans to fire situation, and the impact of these checks in the consumption of materials. To achieve the proposed objectives were carried out bibliographic research, which provided the theoretical basis, and developed, for comparison, the design of a commercial building model of reinforced concrete for the two situations, through the tabular method and alternative methods. On the studies and the activities developed, it was possible to realize the extreme importance designing and implementing structures that combine the technical durability and safety, such as reinforced concrete structures designed to check for fire situation, and the fact that the ideal is that at the time of design, yet to room temperature, is used the tabular method. And later, to the checks, we used alternative methods.

Keywords: *Fire Design. Reinforced Concrete. Tabular Method.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 - Quadrilátero do Fogo	16
Figura 02 - Fatores que caracterizam o cenário de incêndio	17
Figura 03 - Curva de Incêndio Real.....	18
Figura 04 - Curva de Incêndio Padrão.....	19
Figura 05 - Modelo de Compartimentação Vertical.....	22
Figura 06 - Alternativas para garantir a Compartimentação Horizontal	23
Figura 07 - Fator de redução da resistência dos concretos em função da temperatura	24
Figura 08 - Lascamento do Concreto	25
Figura 09 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura.....	26
Figura 10 - Redução da resistência do aço de armadura ativa em função da temperatura.....	27
Figura 11 - Laje Maciça.....	28
Figura 12 - Lajes nervuradas com blocos de EPS (à esquerda) e lajes nervuradas ainda com as fôrmas (à direita).	29
Figura 13 - Laje Cogumelo e Laje Lisa.....	30
Figura 14 - Exemplos de vigas em sobrado residencial	30
Figura 15 - Pilar na fachada de edifício.....	31
Figura 16 - Mecanismos de ruptura de vigas em edifícios concorrentes.....	32
Figura 17 - Posição dos pilares e quantidade de faces expostas ao fogo dentro de um compartimento de incêndio.	33
Figura 18 - Envoltória de Momentos Fletores.....	39
Figura 19 - Distâncias c_1 e c_{11}	40
Figura 20 - l_{ef} de pilares em estruturas com $\gamma_z \leq 1,1$	46
Figura 21 - Curvas TRF x b x c_1 para número de barras longitudinais igual a 4 ($n=4$)	47
Figura 22 - Curvas TRF x b x c_1 para número de barras longitudinais maior que 4 ($n>4$)	47
Figura 23 - Projeto Arquitetônico.....	50
Figura 24 - Planta de Fôrma	51
Figura 25 - Casos de Vinculação das Lajes	54
Figura 26 - Diagrama de momento fletor a temperatura ambiente, Viga V01	62
Figura 27 - Diagrama de momento a temperatura ambiente com redistribuição de momentos, Viga V01	62
Figura 28 - Método Gráfico para Identificação do TRF.....	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Fatores de ponderação das medidas de segurança contra incêndio.....	20
Tabela 02 - Valores de γ_{s2}	21
Tabela 03 - Coeficientes de redução para a resistência ($k_{s,\theta}$), e o limite de elasticidade ($k_{sp,\theta}$) e o módulo de elasticidade ($k_{sE,\theta}$) do aço de armadura passiva.....	26
Tabela 04 - Valores de coeficientes de ponderação das ações nas combinações excepcionais.....	36
Tabela 05 - Fatores de combinação	36
Tabela 06 - Dimensões mínimas para vigas biapoiadas	38
Tabela 07 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos.....	38
Tabela 08 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas sobre vigas	41
Tabela 09 - Dimensões mínimas para lajes contínuas sobre vigas.....	42
Tabela 10 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo	42
Tabela 11 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas.....	42
Tabela 12 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas	43
Tabela 13 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas armadas em uma só direção	43
Tabela 14 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo	44
Tabela 15 - Dimensões mínimas para pilares-parede.....	44
Tabela 16 - Verificação da flecha elástica.....	54
Tabela 17 - Cálculo do momento de fissuração e comparação com o atuante.....	55
Tabela 18 - Verificação Flechas Imediatas.....	56
Tabela 19 - Dimensões das lajes à temperatura ambiente.....	60
Tabela 20 - Dimensões mínimas para TRRF de 60 minutos.....	60
Tabela 21 - TRF do elemento	60
Tabela 22 - Carregamentos Vigas (Temperatura Ambiente).....	61
Tabela 23 - Momentos resistentes das vigas contínuas com a redistribuição de momentos	62
Tabela 24 - Carregamentos Vigas (Situação de Incêndio)	64
Tabela 25 - Momentos solicitantes em situação de incêndio	65
Tabela 26 - Verificação dos TRFs (Método Gráfico).....	66
Tabela 27 - Correção Trechos	67
Tabela 28 - Verificações dos TRFs (Método Tabular).....	68
Tabela 29 - Características de dimensionamento dos pilares	70
Tabela 30 - TRFs e Verificações dos Pilares.....	72
Tabela 31 - Parâmetros e Verificações dos Pilares pelo Método Tabular.....	72
Tabela 32 - TRFs dos Pilares Redimensionados	74
Tabela 33 - Indicadores de Consumo Lajes.....	76
Tabela 34 - Indicadores de Consumo Vigas.....	78
Tabela 35 - Consumo pelo dimensionamento a temperatura ambiente e em situação de incêndio	79

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	13
1.1 Justificativa.....	13
1.2 Objetivos	14
1.3 Estrutura do Trabalho.....	15
2 CONCEITUAÇÃO GERAL.....	16
2.1 Incêndio.....	16
2.1.1 Fogo	16
2.1.2 Incêndio Real	17
2.1.3 Incêndio Padronizado	18
2.1.4 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).....	19
2.1.5 Tempo de Resistência ao Fogo (TRF).....	21
2.1.6 Compartimentação	21
2.2 Comportamento dos Materiais	23
2.2.1 Concreto.....	23
2.2.1.1 Fenômeno de Lascamento ou “Spalling” do Concreto	24
2.2.2 Aço.....	25
2.3 Elementos Estruturais	27
2.3.1 Lajes.....	28
2.3.2 Vigas	30
2.3.3 Pilares	31
2.4 Comportamento Estrutural sobre Altas Temperaturas.....	31
2.4.1 Flexão Simples.....	31
2.4.2 Flexão Composta	33
2.5 Ações e Segurança das estruturas em situação de incêndio	34
3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....	37
3.1 Método Tabular.....	37
3.1.1 Vigas	37
3.1.1.1 Vigas biapoiadas.....	37
3.1.1.2 Vigas Contínuas	38
3.1.2 Lajes.....	41
3.1.3 Pilares	43
3.2 Método Analítico para Pilares	45
3.3 Métodos Alternativos	48
3.3.1 Método Gráfico para Vigas	48
4 METODOLOGIA.....	50
4.1 Caracterização da Edificação.....	51
4.2 Parâmetros de dimensionamento.....	52
5 EXEMPLO NUMÉRICO	53
5.1 Dimensionamento para a Temperatura Ambiente	53
5.1.1 Lajes.....	53
5.1.1.1 Verificação da flecha elástica.....	53
5.1.1.2 Verificação do Estado de Deformação Excessiva (ELS-DEF)	55
5.1.2 Vigas e Pilares	57
5.2 Dimensionamento com a verificação de incêndio.....	58

5.2.1	Determinação do TRRF	58
5.2.2	Lajes.....	59
5.2.3	Vigas	61
5.2.3.1	Método Gráfico	61
5.2.3.1.1	Momento Resistente (M_{rd})	61
5.2.3.1.2	Momento Solicitante em Situação de Incêndio ($M_{sd,fi}$).....	63
5.2.3.1.3	Verificações	65
5.2.3.2	Método Tabular	68
5.2.4	Pilares	69
5.2.4.1	Método Analítico.....	69
5.2.4.2	Método Tabular	72
5.3	Análise dos dimensionamentos	75
5.3.1	Lajes.....	75
5.3.2	Vigas	76
5.3.3	Pilares	78
6	CONCLUSÕES.....	82
	REFERÊNCIAS	84
	APÊNDICE A – Detalhamentos e Quadros de Ferro Lajes	86
	APÊNDICE B – Detalhamentos e Quadros de Ferro Vigas	90
	APÊNDICE C – Detalhamentos e Quadros de Ferro Pilares.....	98
	APÊNDICE D – Carregamentos Vigas	107
	APÊNDICE E – Diagramas de Momento Fletor Vigas em Temperatura Ambiente com Redistribuição de Momentos	110
	APÊNDICE F – Diagramas de Momento Fletor das Vigas em Situação de Incêndio, com e sem Redistribuição de Momentos.....	112
	APÊNDICE G – Detalhamentos e Quadros de Ferro das Vigas com Verificação para Situação de Incêndio pelo Método Gráfico	116
	APÊNDICE H – Detalhamentos e Quadros de Ferro dos Pilares que Sofreram Alterações com a Verificação para Situação de Incêndio pelo Método Tabular.....	124
	ANEXO A – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo, minutos	128
	ANEXO B – Valores de Cargas de Incêndio Específicas.....	129
	ANEXO C – Alternativas à Compartimentação Vertical.....	130
	ANEXO D – Dispositivos que permitem substituir a Compartimentação Horizontal, segundo Decreto Nº 56.819.....	131
	ANEXO E – Áreas máximas para compartimentos, segundo IT9.....	132

ANEXO F – Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos... 133

ANEXO G – Método tabular geral para dimensionamentos de pilares retangulares ou circulares 134

ANEXO H – Método gráfico para dimensionamento de vigas de concreto armado..... 143

1 INTRODUÇÃO

O fogo sempre esteve presente no cotidiano dos homens. Seu domínio e conhecimento foram cruciais para o desenvolvimento dos povos, e ainda continua sendo de extrema necessidade para a vida humana, seja nas indústrias ou nas moradias. Mas, em algumas ocasiões, foge do controle, dando início aos incêndios, gerando prejuízos materiais, e até perda de vidas.

É necessário avaliações que atestem para os elementos submetidos a altas temperaturas, o não comprometimento de sua função estrutural, e que caso ocorra, demore o máximo de tempo possível, possibilitando a fuga, nos casos de edificações ocupadas por pessoas.

No Brasil, pela ausência de grandes incêndios até o início dos anos 70, a segurança contra incêndio ficava em segundo plano, ao contrário de países desenvolvidos como Estados Unidos ou Inglaterra, que já vinham desenvolvendo normas técnicas para situações de incêndio. Após grandes incêndios (como o do Gran Circo Norte-Americano, em Niterói, que ocorreu em 1961), normas começaram a ser desenvolvidas, que resultaram especificamente para o concreto armado, na NBR 15200, da Associação Brasileira de Normas Técnicas, atualizada em 2012, referente à Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio.

1.1 Justificativa

Durante muito tempo, o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio foi um tema negligenciado pelos meios técnicos, o que resultou em grandes desastres, citados por Silva (2012, p.12), como o do Teatro Iroquois em Chigago em 1903, que era considerado seguro contra incêndios, mas o fogo vitimou 600 pessoas que estavam na plateia, ou ainda mais recente, no Brasil, o incêndio no edifício Joelma, na Praça da Bandeira em São Paulo, em 1974, que gerou 179 mortes e 320 feridos. Infelizmente, mesmo diante de tantas tragédias, ainda poucas pesquisas foram realizadas.

Além disso, uma das principais preocupações na engenharia atual projetar e executar estruturas que consigam conciliar os conceitos técnicos da profissão aos critérios de durabilidade e segurança técnica. Por isso, as estruturas devem ser analisadas não apenas submetidas às ações do dia a dia, mas especialmente, submetidas às ações excepcionais e inesperadas, como as do efeito das altas temperaturas.

Considerar o efeito das altas temperaturas, previamente na fase do projeto estrutural, pode representar uma diminuição considerável nos riscos à vida e ao patrimônio, pois a segurança a vida depende principalmente de uma rápida desocupação do ambiente, e o que garante isso é a estrutura da edificação. Já com relação ao patrimônio, olhando do ponto de vista econômico, a diferença que possa ocorrer no valor total da construção da edificação com a verificação, quando comparada à sem verificação, pode ser compensada considerando o patrimônio que foi poupado de um possível incêndio.

Diante disso, a realização do presente trabalho justificou-se pelo fato de ser de extrema importância a prevenção contra incêndios, mesmo em situações que não é possível a total prevenção, mas os minutos sobressalentes de vida útil dos elementos estruturais que possibilitam diminuir consideravelmente o risco a vida. Ainda assim, são poucos os edifícios dimensionados com a verificação de incêndio, mesmo com a presença da NBR 15200, pois poucos estudos, no Brasil, foram realizados a respeito do tema, além do fato de não ser uma disciplina usual nos cursos superiores de engenharia civil.

1.2 Objetivos

O objetivo geral é realizar um estudo comparativo do consumo de materiais em estruturas de concreto armado dimensionadas com a verificação para situações de incêndio, e em estruturas dimensionadas sem a verificação.

Já os objetivos específicos são:

- a) Realizar um estudo, através de revisão bibliográfica, sobre o incêndio, e a forma como os materiais e os elementos estruturais se comportam quando submetidos a esta situação.
- b) Estudar a metodologia de cálculo para lajes, vigas e pilares em situação de incêndio, baseado na NBR 15200 (ABNT, 2012), para Projetos de Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio.
- c) Estudar metodologias de verificação de incêndio alternativas as expostas na NBR 15200 (ABNT, 2012).
- d) Dimensionar um edifício comercial modelo, para comparação do consumo de materiais, e dos tempos de resistência ao fogo, em modelos de verificações alternativos.

1.3 Estrutura do Trabalho

Este trabalho está dividido em 6 capítulos. No primeiro, o tema de estudo é introduzido, expondo os objetivos, sua motivação e a contextualização do mesmo. No segundo capítulo é abordada a conceituação geral e a fundamentação teórica do assunto. Já no terceiro capítulo, é descrito os métodos de dimensionamento para elementos estruturais sujeitos a situação de incêndio, conforme a NBR 15200 (ANBT, 2012) e bibliografias especializadas.

No quarto capítulo é exposta a metodologia de desenvolvimento do trabalho, através da caracterização do edifício a ser utilizado na comparação, e os parâmetros utilizados para a comparação dos resultados obtidos a temperatura ambiente e em situação de incêndio.

No quinto capítulo é detalhado o dimensionamento do edifício comercial tanto para temperatura ambiente, quanto com as verificações de incêndio (pelo método tabular e pelos métodos gráfico e analítico), e também é comparado os projetos.

E no sexto capítulo são expostas as conclusões do presente trabalho.

2 CONCEITUAÇÃO GERAL

2.1 Incêndio

2.1.1 Fogo

Ao desenvolvimento simultâneo de calor e luz, produto da combustão de materiais inflamáveis, dá-se o nome de fogo, que é o exemplo mais comum de oxirredução (oxidação). Quando um material qualquer entra em combustão, ele reage com o oxigênio do ar (comburente), e nessa reação exotérmica ocorre oxirredução (CALDAS, 2008, p.29).

A combustão é uma reação que ocorre em cadeia, e após o início é mantida com parte do calor produzido. Mas para a ocorrência da combustão, é necessário a constante presença de 3 elementos: o combustível, o calor e o oxigênio. Caso algum desses elementos seja removido, o fogo é extinto. Isso é representado no quadrilátero do fogo (figura 01) (CALDAS, 2008, p.30).

Figura 01 - Quadrilátero do Fogo



Fonte: (CALDAS, 2008, p.30)

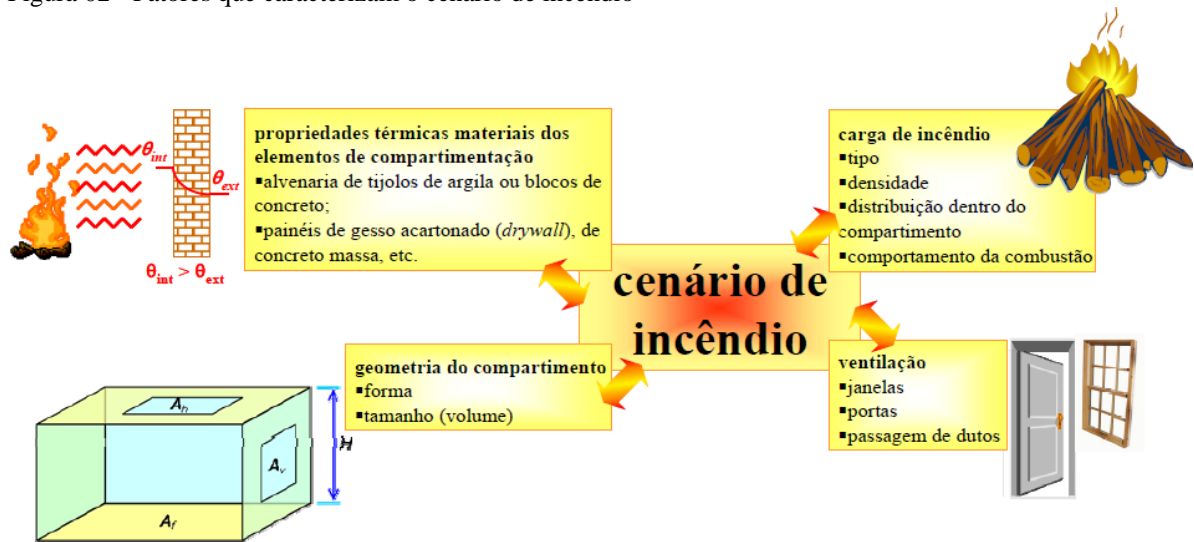
O conhecimento desse comportamento é a ideia básica de vários dispositivos e formas de combate a incêndio, como quando a água é usada, seu efeito é de resfriar o ambiente, impedindo a reação entre o combustível e o oxigênio (CALDAS, 2008, p.07).

O cenário de incêndio é influenciado pelos fatores de carga de incêndio, geometria do compartimento, ventilação, propriedades térmicas dos materiais que compõem os elementos de compartimentação, como representado na figura 02 (COSTA, 2008, p.72).

Os fatores de carga de incêndio são as características do material combustível presente no compartimento; a geometria do compartimento são as características do ambiente delimitado por paredes, pisos, etc. que limitam a propagação do sinistro para as vizinhanças; ventilação é caracterizada pelas aberturas do ambiente, como portas e janelas. As

propriedades térmicas dos materiais que compõe os elementos de compartimentação, são consideradas na determinação dos cenários de incêndio, pois a resposta térmica do material influencia na severidade do sinistro, bem como na segurança do edifício, uma vez que os elementos de compartimentação têm como função confinar o sinistro no seu local de origem (COSTA, 2008, p.72).

Figura 02 - Fatores que caracterizam o cenário de incêndio



Fonte: (COSTA, 2008, p.72)

2.1.2 Incêndio Real

O incêndio real é caracterizado por uma curva que relaciona a temperatura e o tempo, e possui dois ramos, um ascendente que representa a elevação da temperatura e outro descendente que é o estágio do resfriamento (COSTA, 2008, p.72).

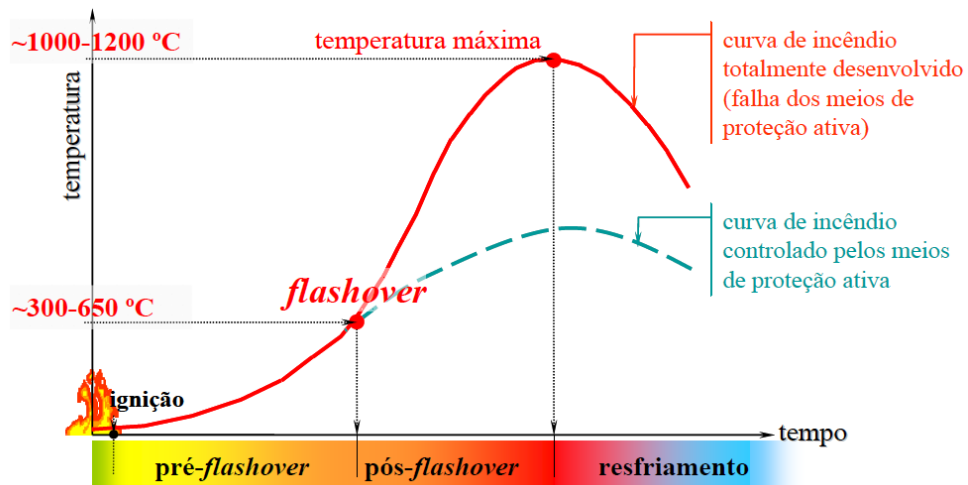
O aumento e a queda de temperatura em um incêndio pode ser dividido em 3 estágios, marcados pelos pontos de flashover e temperatura máxima. Esses pontos, e suas respectivas temperaturas variam de incêndio para incêndio.

Como mostra a figura 03, a curva de incêndio real é dividida nas seguintes regiões: ignição, pré-flashover, flashover, pós-flashover e resfriamento.

- Ignição: estágio de aquecimento no início da inflamação, com crescimento gradual de temperatura, quase sem influência das características do compartimento e sem risco à vida humana ou ao patrimônio, por colapso estrutural. (COSTA, 2008, p.73)
- Pré-flashover: caracterizado por uma aceleração no aumento de temperatura; o incêndio ainda é localizado e sua duração depende das características do compartimento. (COSTA, 2008, p.73)

- Flashover: um instante em que todo o compartimento é tomado pelas chamas e o sinistro deixa de ser controlável pelos meios de proteção ativa. (COSTA, 2008, p.73)
- Pós-flashover: caracterizada por uma mudança súbita de crescimento da temperatura. Todo o material combustível no compartimento entra em combustão. (COSTA, 2008, p.73)
- Resfriamento: representa a redução gradativa da temperatura dos gases no ambiente, após a completa extinção do material combustível presente no compartimento. (COSTA, 2008, p.74)

Figura 03 - Curva de Incêndio Real



Fonte: (COSTA, 2008, p.73)

“A curva é traçada a partir da resolução de uma equação diferencial que representa o equilíbrio térmico do ambiente. Basicamente, a quantidade de gases quentes liberados no processo da combustão deve ser igual ao fluxo de calor que sai pelas janelas, portas, ou até mesmo que atravessa os elementos estruturais, tais como as paredes e as lajes.” (REINA, 2010, p.05)

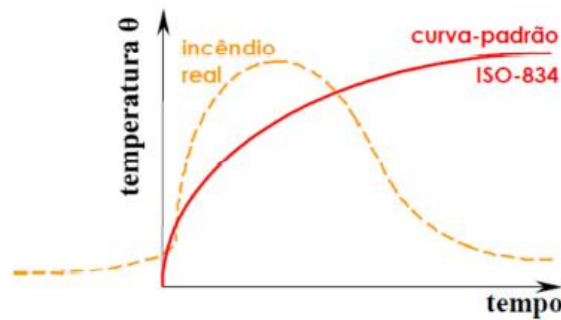
2.1.3 Incêndio Padronizado

O incêndio real varia de um ambiente para o outro, pois é influenciado pelo cenário de incêndio. Para facilitar os procedimentos de ensaios e projeto de estruturas, o incêndio foi padronizado por curvas nominais (COSTA, 2008, p.76).

A figura 04 representa esta curva, segundo a NBR 14432 (ABNT, 2001), e como dito por Costa e Silva (2003, p.1836), foi baseada na ISO 834-1 de 1975. Essa curva é definida pela equação 2.1, onde T é a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio, T_0 é a temperatura inicial do ambiente e t é o tempo de incêndio desde o início.

$$T = T_0 + 345 \cdot \log(8t + 1) \quad (2.1)$$

Figura 04 - Curva de Incêndio Padrão



Fonte: (REINA, 2010, p.06)

2.1.4 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)

Definido pela NBR 14432 (ABNT, 2001) como o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio padrão. A resistência ao fogo é a propriedade de um elemento estrutural resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável.

Em procedimentos prescritivos de projeto a definição do TRRF tem como base critérios gerais como o tipo e altura da edificação, como mostra a tabela da NBR 14432 (ABNT, 2001) de TRRF em minutos, presente no Anexo A, que estão diretamente associados à carga de incêndio, e às consequências da exposição a altas temperaturas. Vale destacar que apesar da consideração de critérios gerais, fatores importantes como a ventilação e as propriedades dos materiais que compõem o compartimento, não são considerados (CALDAS, 2008, p.21).

Os valores de TRRF apresentados na tabela do Anexo A podem ser reduzidos em até 30 minutos, nas edificações com características favoráveis à segurança contra incêndio (SILVA, 2012).

Com base na NBR 15200 (ABNT, 2012), o valor de TRRF pode ser substituído pelo valor de t_e determinado pela equação 2.2 se $TRRF - 30 \text{ min} < t_e < TRRF$. Em outras condições, o TRRF poderá ser substituído por $TRRF - 30 \text{ min}$, sendo de no mínimo 15 minutos, caso $t_e < TRRF - 30 \text{ min}$. Já quando $t_e > TRRF$, deve ser adotado TRRF, sem redução.

$$t_e = 0,07 q_{fi} \gamma_n \gamma_s W \quad (2.2)$$

Na equação 2.2, $q_{fi} \gamma_n \gamma_s$ deve ser maior ou igual a 300 MJ/m². Onde $q_{fi,k}$ é o valor característico da carga de incêndio do compartimento que está sendo analisado, em MJ/m². Este valor pode ser encontrado na tabela 01 do Anexo B, presente na NBR 14432 (ABNT, 2001).

W é um fator que considera a influência da ventilação e da altura do compartimento, como expresso pela Equação 2.3, onde H é a altura do compartimento (em metros), A_v é a área de ventilação vertical para o ambiente externo do edifício, A_f é a área do piso do compartimento que é medida em m² da área compreendida pelo perímetro interno das paredes de compartimentação. A relação entre A_v/A_f deve seguir o seguinte parâmetro: $A_v/A_f \geq 0,30$, adotar 0,30; caso seja $A_v/A_f \leq 0,025$, adotar 0,025.

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \cdot \left\{0,62 + 90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)^4\right\} \geq 0,5 \quad (2.3)$$

Ainda sobre a equação 2.2, γ_n é um fator de ponderação determinado por $\gamma_n = \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \cdot \gamma_{n3}$ (tabela 01). Na ausência de algum meio de proteção, deve ser adotado um γ_n igual a 1.

Tabela 01 - Fatores de ponderação das medidas de segurança contra incêndio

Valores de γ_n		
Chuveiros automáticos $\gamma_{n1} = 0,60$	Brigada contra incêndio $\gamma_{n2} = 0,90$	Detecção automática $\gamma_{n3} = 0,90$

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

Já γ_s é um fator de ponderação determinado por $\gamma_s = \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2}$. Onde γ_{s1} é um fator de segurança determinado pela equação 2.4, que depende de A_f (área do piso do compartimento) e de h (altura do piso habitável mais elevado da edificação). Já γ_{s2} é um fator que depende do risco de ativação do incêndio e determinado conforme tabela 02.

$$\gamma_{s1} = 1 + \frac{A_f \cdot (h+3)}{10^5}, \text{ sendo } 1 \leq \gamma_{s1} \leq 3 \quad (2.4)$$

Tabela 02 - Valores de γ_{s2}

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

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012)

Apesar de o TRRF ser fornecido sob a forma de tempo, ele é apenas um parâmetro para projeto, não um tempo real. Não tem relação com o tempo de duração de um incêndio, tempo de desocupação ou tempo-resposta do Corpo de Bombeiros. O que interessa é a combinação “TRRF + curva-padrão” que, minimizam adequadamente a probabilidade de colapso estrutural durante a vida útil da edificação (SILVA, 2012, p.70).

2.1.5 Tempo de Resistência ao Fogo (TRF)

Como afirmado por Albuquerque (2012, p.28), enquanto o TRRF é o tempo de resistência mínimo que determinado elemento deve resistir em situação de incêndio padrão, o TRF representa seu tempo de resistência máximo nesse tipo de situação. Dessa maneira, o TRF sempre deve ser maior ou igual ao TRRF.

Como exemplo, pelo método tabular (que será detalhado no capítulo), uma laje maciça contínua presente em um edifício cujo TRRF é 60 minutos, para cumprir as medidas necessárias para esse TRRF, ela deve ter no mínimo 80 mm de altura e um c_1 mínimo de 10mm. Mas se tal elemento for dimensionado, e acabar tendo essas mesmas medidas, seu TRF também será de 60 minutos. Caso ela seja construída com uma altura de 100 mm, e um c_1 (distância mínima entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposto ao fogo) de 15 mm, seu TRF será de 90 minutos, enquanto o TRRF do edifício continua sendo de 60 minutos.

2.1.6 Compartimentação

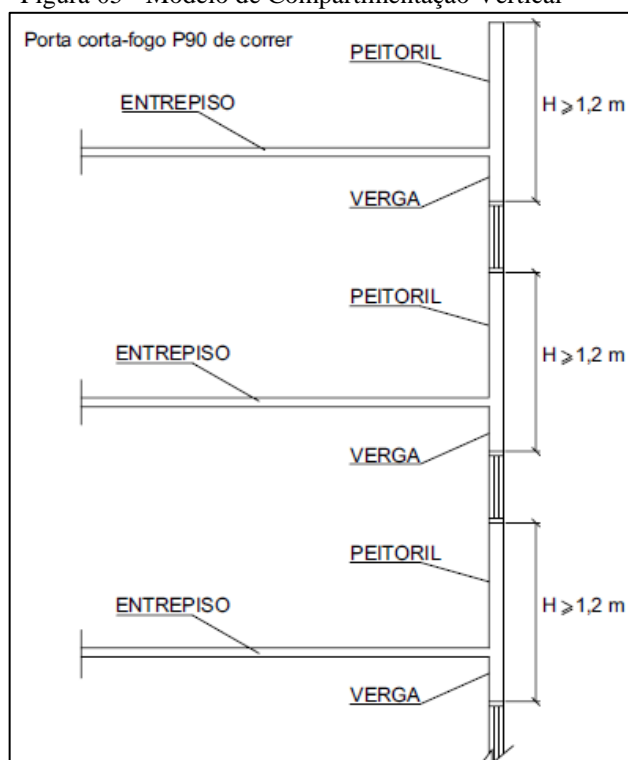
Um dos principais meios de segurança contra incêndio, a compartimentação evita que o incêndio iniciado em um determinado compartimento se propague para outros. Compartimento é a edificação ou parte dela, compreendendo um ou mais cômodos, espaços ou pavimentos, construídos para evitar a propagação do incêndio de dentro para fora de seus

limites, incluindo a propagação entre edificações vizinhas, quando aplicável. Ela pode ser vertical ou horizontal (SILVA, 2012, p.24).

A compartimentação vertical é a que impede a propagação vertical dos gases ou do calor, e inclui lajes com espessura mínima de forma a respeitar isolamento e estanqueidade, parapeitos ou marquises de fachada, portas corta fogo e *firestops* (selagem) para vedar toda e qualquer ligação vertical entre pavimentos. Na figura 05 está a representação de alguns modelos de compartimentação vertical. Como listado no anexo C, a compartimentação vertical é exigida para edifícios residenciais, de escritórios ou hotéis e demais ocupações, com alturas superiores a 12 metros, exceto para hospitais em que a altura mínima é de 6 metros. Neste mesmo anexo estão algumas alternativas a esta compartimentação (SILVA, 2012, p.25).

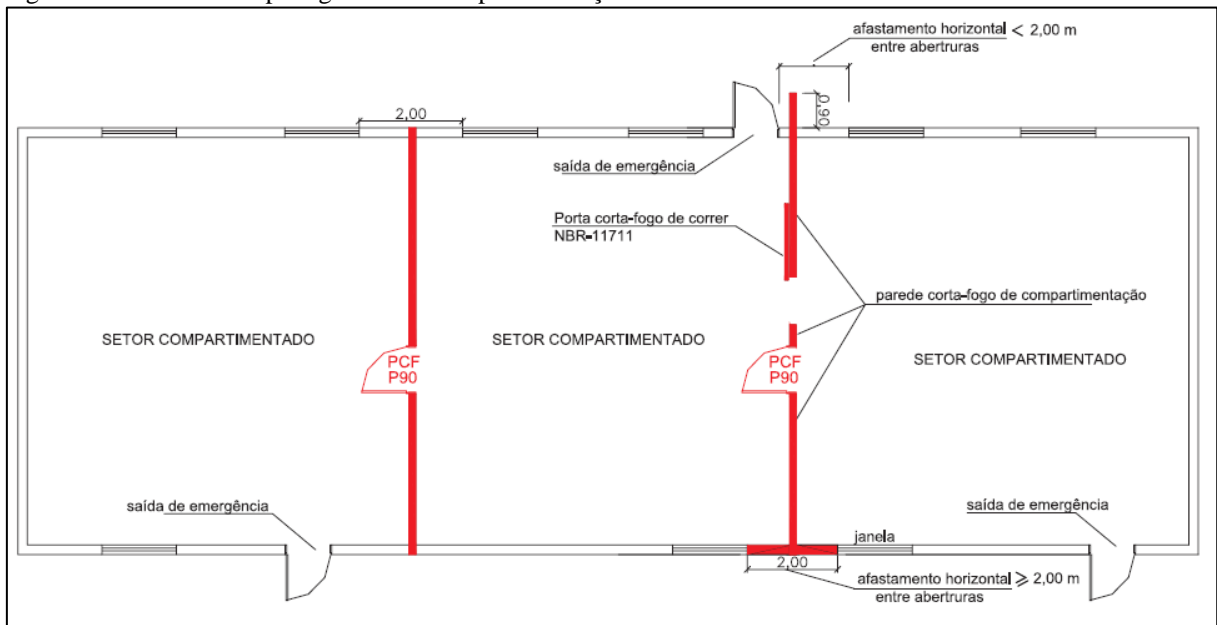
Já a compartimentação horizontal é a que impede a propagação horizontal, e inclui paredes com características (material e espessura) de forma a respeitar isolamento e estanqueidade, porta corta fogo, distância mínima entre aberturas de compartimentos e *firestops* para vedar toda e qualquer ligação horizontal entre os compartimentos do mesmo pavimento. Na figura 06 está a representação de alguns modelos dessa compartimentação. Como listado no anexo D, a compartimentação horizontal pode ser substituída pela inclusão de chuveiros automáticos ou detecção, em função da altura da edificação (SILVA, 2012, p.27-29).

Figura 05 - Modelo de Compartimentação Vertical



Fonte: (SILVA, 2012, p.28)

Figura 06 - Alternativas para garantir a Compartimentação Horizontal



Fonte: (SILVA, 2012, p.27)

Quando necessária, a compartimentação vertical é permitida em interligações de no máximo três pavimentos consecutivos (nos pisos acima do térreo), por meio de átrios, escadas, rampas de circulação ou escadas rolantes, desde que o somatório de áreas desses pavimentos não ultrapasse os valores estabelecidos para a compartimentação de áreas, presentes no anexo E. A compartimentação horizontal também deve seguir essas áreas expressas no anexo E (SILVA, 2012, p.25-28).

2.2 Comportamento dos Materiais

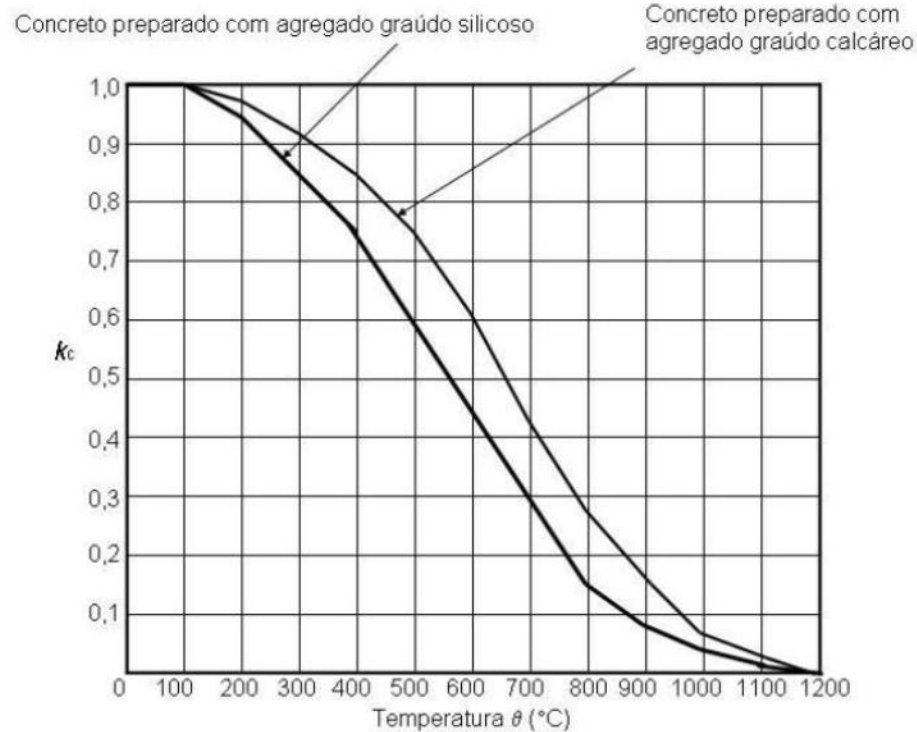
2.2.1 Concreto

A elevada resistência ao fogo é uma das principais vantagens dos elementos em concreto. Embora o concreto apresente uma redução de sua capacidade estrutural quando exposto a altas temperaturas, o mesmo normalmente resiste à ação do calor por um tempo considerável, sem chegar ao colapso (LIMA et al., 2004, p.04).

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, como pode ser visto na figura 07 e obtido através da equação 2.5, onde f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em situação normal, e $k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ (valores presentes no Anexo F) (SILVA, 2012, p.41).

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (2.5)$$

Figura 07 - Fator de redução da resistência dos concretos em função da temperatura



Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012, p.42)

Já resistência à tração do concreto é geralmente desprezada tanto na temperatura ambiente quanto na temperatura elevada. No entanto, nos casos em que ela pode ser considerada, deve-se levar em conta que não há diminuição na resistência convencional de escoamento à tração até 100°C e, além dessa temperatura, $k_{ct}=1-(\theta-100)/500$, para $\theta \leq 600^\circ\text{C}$, onde $k_{ct} = f_{ct,\theta} / f_{ct}$, sendo $f_{ct,\theta}$ e f_{ct} os valores da resistência convencional ao escoamento na tração do concreto à temperatura elevada e à temperatura ambiente, respectivamente (SILVA, 2012, p.45).

2.2.1.1 Fenômeno de Lascamento ou “Spalling” do Concreto

O fenômeno físico do spalling (ou lascamento explosivo) é caracterizado pela brusca ruptura da camada superficial do concreto quando submetido a temperaturas elevadas. Isso ocorre quando há um aumento da pressão nos poros do material, devido à dificuldade de passagem do vapor quando ele é aquecido, e intensifica-se quanto maior for a compacidade do concreto (PRUDÊNCIO JR. et al., 2013).

O concreto endurecido é um material incombustível, de baixa condutividade térmica e não solta gases tóxicos, quando exposto ao calor. A partir disso, o concreto reage ao calor por meio de fissuração excessiva, aumento de porosidade e lascamentos (“spalling”). A excessiva fissuração e o aumento de porosidade é uma reação da microestrutura do concreto ao calor, devido à heterogeneidade do material (COSTA e SILVA, 2006, p.18).

O “spalling” é uma reação ao calor da macroestrutura do concreto endurecido. Pedacos de concreto da região superficial se desprendem, expondo o interior do elemento estrutural à ação térmica (figura 08). O lascamento (ou “spalling”) pode ser gradual ou assumir um caráter imprevisível, durante os primeiros minutos de incêndio (COSTA e SILVA, 2006, p.18).

Figura 08 - Lascamento do Concreto



Fonte: (PRUDÊNCIO JR. et al., 2013)

2.2.2 Aço

Como no concreto, a redução da resistência do aço em função da temperatura elevada é determinada por meio do coeficiente redutor $k_{s,\theta}$ (tabela 03). O valor característico da resistência em função da temperatura θ (°C) é calculado pela equação 2.6, e o valor de cálculo pela equação 2.7 (equações onde f_{yk} é a resistência característica do aço da armadura passiva em situação normal, $k_{s,\theta}$ é o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , f_{yd} é o valor de cálculo da resistência do aço, γ_s é o coeficiente de minoração da resistência característica do aço em situação excepcional). Tais valores estão representados nas figuras 09 e 10 (COSTA, 2008, p.168).

$$f_{yk,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (2.6)$$

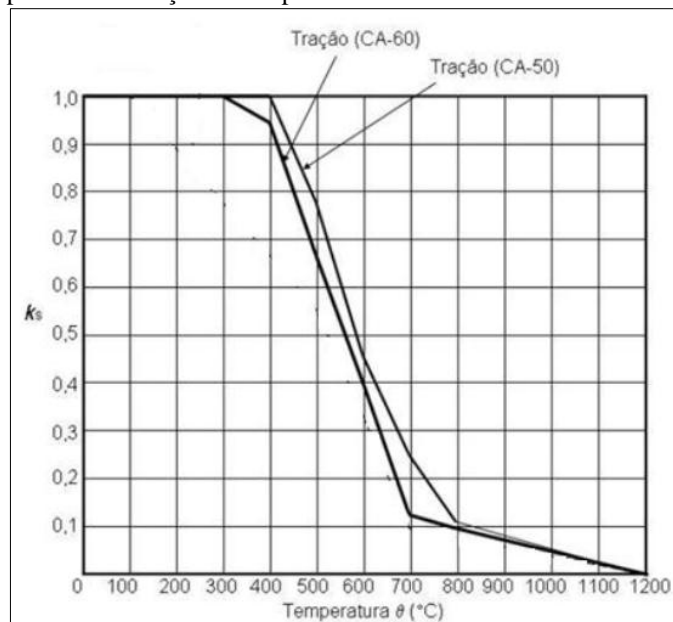
$$f_{yd,\theta} = k_{s,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.7)$$

Tabela 03 - Coeficientes de redução para a resistência ($k_{s,\theta}$), e o limite de elasticidade ($k_{sp,\theta}$) e o módulo de elasticidade ($k_{sE,\theta}$) do aço de armadura passiva

Temperatura do aço θ (°C)	$k_{s,\theta}$			$k_{sp,\theta}^{***}$		$k_{sE,\theta}$	
	Tração*		Compressão** laminado a quente ou trabalhado a frio	laminado a quente	trabalhado a frio	laminado a quente	trabalhado a frio
	laminado a quente	trabalhado a frio					
20	1,00	1,00	1,00	1	1	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,81	0,9	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,02	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0	0	0	0	0	0	0

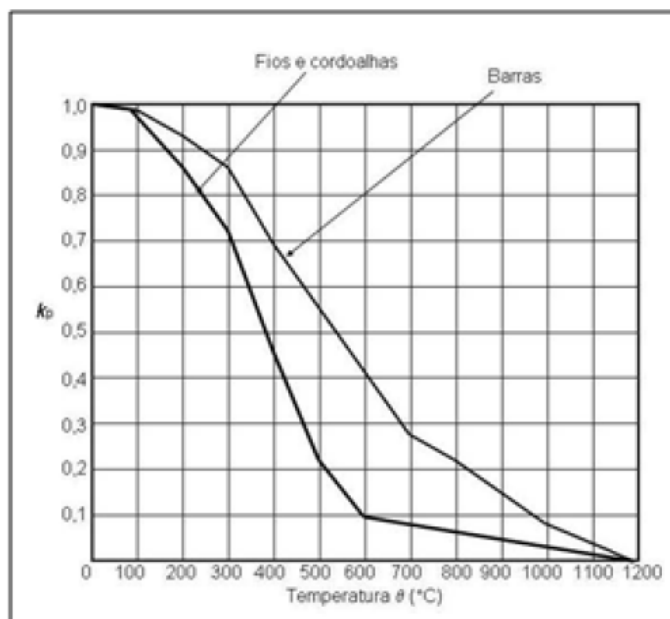
Fonte: EN (1992 apud COSTA, 2008, p.169).

Figura 09 - Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura



Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012)

Figura 10 - Redução da resistência do aço de armadura ativa em função da temperatura



Fonte: (adaptado ABNT NBR 15200, 2012)

O aço atinge o nível de escoamento em situação de incêndio para $\varepsilon_{y,\theta} = 2\%$. Os valores que condizem ao CA-50 (curva figura 09), são os redutores de resistência convencional ao escoamento, para $\varepsilon_{y,\theta} \geq 2\%$ (SILVA, 2012, p.51).

2.3 Elementos Estruturais

As estruturas de concreto armado são compostas de elementos que podem ser classificadas de acordo com a sua geometria, comparando as suas três principais dimensões (comprimento, altura e espessura). Assim é possível dividir os elementos em elementos lineares, bidimensionais e tridimensionais.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os elementos lineares são os elementos cujo comprimento longitudinal é três vezes maior que a seção transversal, sendo exemplos as vigas e os pilares. Já os elementos bidimensionais (ou de superfícies) são os elementos em que uma das dimensões (a espessura) é relativamente pequena em comparação com as demais, tendo como exemplo as lajes. Os elementos tridimensionais são os possuem as três dimensões na mesma ordem de grandeza, como exemplo os blocos e as sapatas de fundação.

2.3.1 Lajes

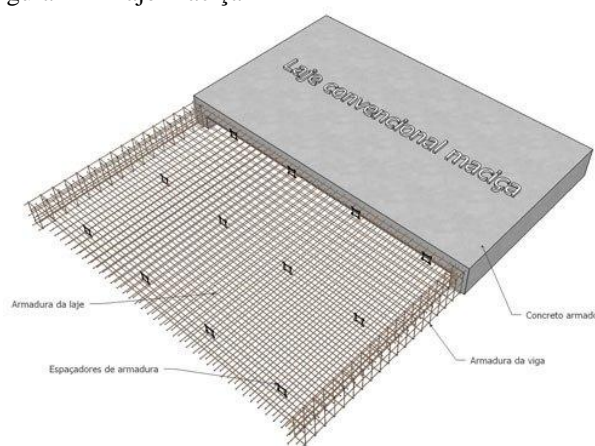
As lajes são elementos de superfícies destinados a receber a maior parte das ações aplicadas numa construção, com os mais diversos tipos de cargas que podem existir em função da forma como o espaço físico que a laje faz parte é utilizado. As ações são geralmente perpendiculares ao plano da laje e são divididas em forças concentradas (pilar apoiado na laje), ações distribuídas linearmente (carga de parede apoiada na laje) e ações distribuídas na área da laje (peso próprio, contrapiso, revestimento na borda inferior) (BASTOS, 2006, p.66).

Classificando as lajes de acordo com a sua natureza, os principais tipos são as lajes maciças, lajes nervuradas e as lajes lisas e cogumelos.

Lajes maciças (figura 11) distribuem suas reações aos carregamentos absorvidos em todas as vigas que a contornam, gerando um melhor aproveitamento das vigas do pavimento, pois todas, dependendo apenas dos vãos e condições de contorno, podem possuir cargas com a mesma ordem de grandeza (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.319).

Quando a relação entre o maior vão e o menor da laje é menor ou igual a dois, costuma-se considerar, para efeito de cálculo, que a laje é armada em duas direções; quando essa relação é maior que dois, a laje é considerada armada em uma direção (a do menor vão), sem levar em conta armaduras construtivas ou mínimas exigidas (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.320).

Figura 11 - Laje Maciça

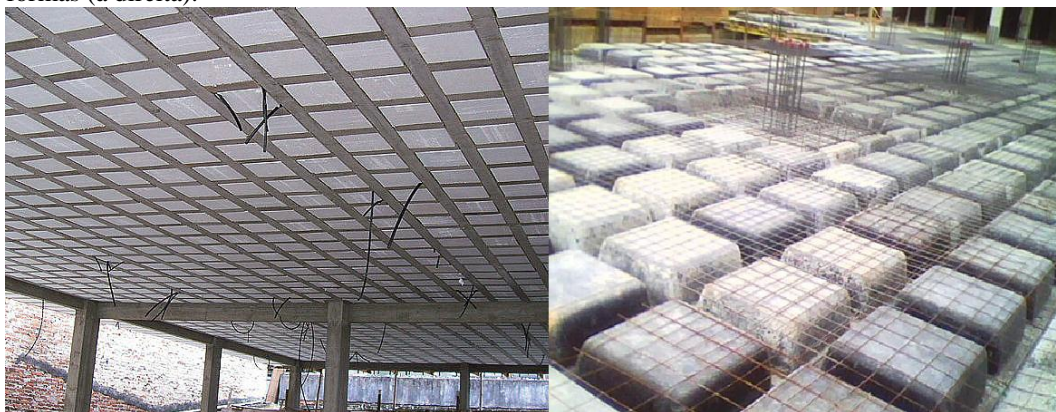


Fonte: (NORONHA e VASCONCELLOS, 2012).

Já as lajes nervuradas (figura 12), como afirmado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-fabricadas, cuja zona de tração, para

momentos positivos, está localizada nas nervuras, entre as quais podem ser colocados materiais inertes.

Figura 12 - Lajes nervuradas com blocos de EPS (à esquerda) e lajes nervuradas ainda com as fôrmas (à direita).



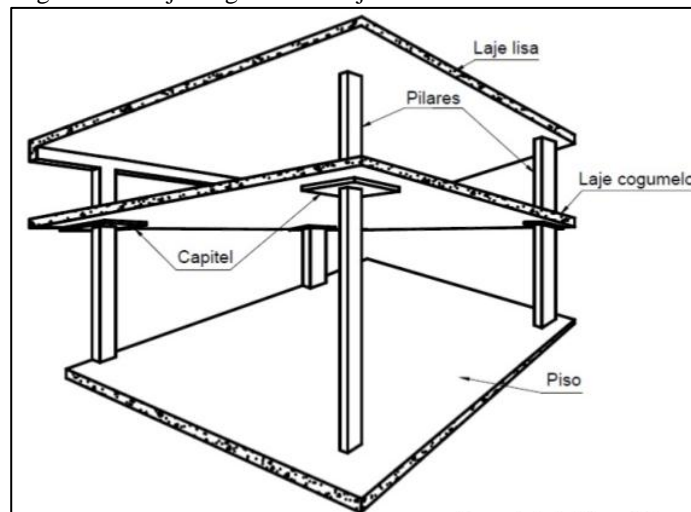
Fonte: (adaptado SANTOS, 2015; CANAL DO ENGENHEIRO, 2013).

As lajes com nervuras pré-fabricadas são formadas por elementos pré-moldados chamados de vigotas (trilho ou treliça), por lajotas e por uma capa de concreto moldada no local. A armadura dos trilhos são barras retas colocadas na sua parte inferior. Já as treliças são armaduras de formato espacial de aço formada por três banzos paralelos e diagonais laterais de forma senoidal (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.74).

A principal vantagem desse tipo de laje é que não se gasta forma e é preciso pouco escoramento. Já a desvantagem é a dificuldade na execução das instalações prediais e os valores dos deslocamentos transversais, bem maiores se comparados aos das lajes maciças (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.76).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), lajes cogumelos são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto as lajes lisas são as apoiadas nos pilares sem capitéis (figura 13). Capitel é o elemento originado do aumento da espessura da laje nas áreas próximas aos pilares de apoio, com a finalidade de aumentar a capacidade resistente devido à alta concentração de tensões nessa região.

Figura 13 - Laje Cogumelo e Laje Lisa



Fonte: (LEONEL; MENTONE; RUBIOLI, 2011)

2.3.2 Vigas

Vigas segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) são elementos lineares onde a flexão é preponderante. Têm como função básica vencer vãos e transmitir as cargas para os apoios, geralmente pilares (figura 14). Ao longo do eixo longitudinal na maioria das aplicações são retas e horizontais, mas podem ser curvas. Os carregamentos são provenientes de lajes, de outras vigas, de paredes, de pilares, etc., geralmente perpendiculares ao eixo longitudinal. Momentos de torção e forças normais de compressão ou de tração, na direção do eixo longitudinal, também podem ocorrer (BASTOS, 2006, p.71).

Figura 14 - Exemplos de vigas em sobrado residencial

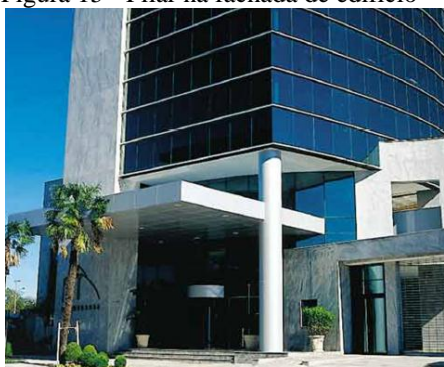


Fonte: (BASTOS, 2006, p.74)

2.3.3 Pilares

Pilares são elementos estruturais normalmente verticais, como na figura 15 (em raras ocasiões podem ser inclinadas), que recebem ações predominantemente de compressão. São de grande importância estrutural, pois recebem cargas das vigas ou lajes e as conduzem para as fundações (CARVALHO e PINHEIRO, 2009, p.311-312).

Figura 15 - Pilar na fachada de edifício



Fonte: (BASTOS, 2006, p.75)

Por as ações principais dos pilares serem de compressão, eles estão sujeitos à flambagem, fenômeno o qual causa um equilíbrio instável, onde o estado de deformação da estrutura influi nos esforços internos, não valendo a superposição de efeitos. Tal fenômeno é chamado de efeito de segunda ordem (CARVALHO e PINHEIRO, 2009, p.312).

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, p.313), “devido à instabilidade surgem os esforços de flexão, e isso pode ocorrer mesmo nos pilares em que as ações normais são consideradas centradas. Se atuarem apenas nas forças de tração, como acontece nos tirantes, haverá um efeito estabilizador e a deformação da própria peça pode ser considerada desprezível.”

2.4 Comportamento Estrutural sobre Altas Temperaturas

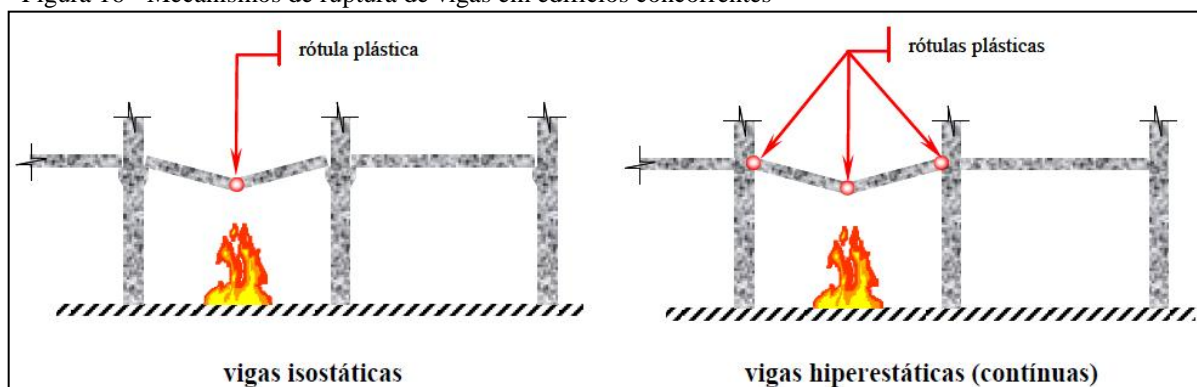
2.4.1 Flexão Simples

Nas construções de concreto armado, os elementos estruturais sujeitos à flexão simples são as vigas e as lajes, sendo elas hiperestáticas ou isostáticas (BASTOS, 2006, p.64).

Os elementos isostáticos são mais suscetíveis a ação térmica que os elementos hiperestáticos, pois não possuem a capacidade de redistribuir esforços e a formação de apenas

uma rótula plástica é suficiente para entrar em colapso (figura 16). Já os elementos hiperestáticos requerem mecanismos de ruptura em mais de uma seção para que entrem em colapso, pois a distribuição de forças internas é determinada pelo equilíbrio e condições de compatibilidade (COSTA, 2008, p.183).

Figura 16 - Mecanismos de ruptura de vigas em edifícios concorrentes



Fonte: (BUCHANAN, 2001 apud COSTA, 2008, p.184)

O concreto da região comprimida das vigas e das lajes isostáticas se mantém relativamente frio para o tempo de aquecimento de incêndios comuns. Assim, o colapso estrutural ocorre quando o aço aquecido da região tracionada, na seção mais solicitada (no meio do vão), alcança a tensão crítica (COSTA, 2008, p.184).

Já as vigas e as lajes hiperestáticas quando aquecidas nas faces inferiores tendem a expandir e fletir, mas as ligações monolíticas do concreto armado impedem a expansão térmica e, momentos reativos contrários à flexão são desenvolvidos nos apoios, aumentando os momentos negativos. Esses momentos adicionais aumentam até a armadura da região superior escoar. A capacidade resistente máxima só será alcançada quando todas as rótulas plásticas necessárias ao colapso se formarem sobre os apoios intermediários e no meio dos vãos (COSTA, 2008, p.184).

Os apoios devem ter armaduras negativas suficientes para absorver o acréscimo de momentos que ocorrem devido à redistribuição. Essa redistribuição de momentos ocorre se as seções dos apoios tiverem reserva estrutural suficiente para assegurar as rotações das seções. É recomendado aumentar em 15% o comprimento de ancoragem sobre o vão considerado e estender 20% da armadura negativa sobre todo o vão das vigas contínuas. (COSTA, 2008, p.185).

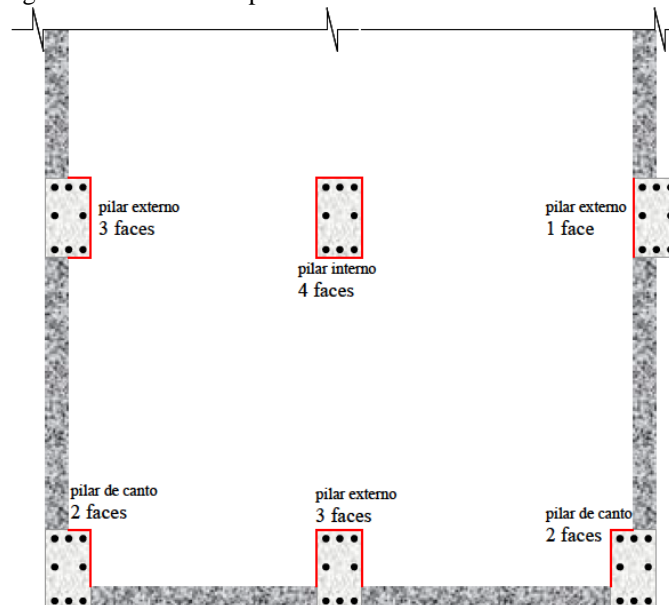
Devido à severidade da ação térmica, a redução da resistência dos materiais e da rigidez da estrutura, o que amplifica os efeitos do carregamento atuante, ocorrendo uma sobrecarga gradual. O momento de inércia à flexão e a rigidez reduzem-se até formar as

articulações permanentes, chamadas rótulas plásticas. Elas são formadas pelo encurvamento permanente do elemento, restrito a uma pequena extensão, medida pelo comprimento de plastificação na região nos momentos máximos nas seções onde a curvatura do elemento é máxima (COSTA, 2008, p.186).

2.4.2 Flexão Composta

Nos edifícios de concreto armado, os pilares e pilares-parede são os elementos lineares sujeitos à flexo-compressão. Em projeto, de situações de incêndio, é assumido que os pilares internos são aquecidos em todas as faces, os pilares de canto em duas faces, e os externos em um ou três faces, conforme figura 17 (COSTA, 2008, p.196).

Figura 17 - Posição dos pilares e quantidade de faces expostas ao fogo dentro de um compartimento de incêndio.



Fonte: (COSTA, 2008, p.196)

Graças ao aquecimento há redução da rigidez e, da força normal resistente; por outro lado, o monolitismo das ligações e as estruturas adjacentes, mais frias, produzem um efeito de engastamento, que permite reduzir o comprimento efetivo do elemento (COSTA, 2008, p.197).

A redução da rigidez aumenta a capacidade de deformação do concreto, facilita a flecha do pilar, e assim, os efeitos de 2ª ordem se tornam mais significativos na situação de incêndio do que na situação normal. Como ocorre um aquecimento assimétrico nos pilares, há uma indução de dilatações térmicas diferenciais entre as faces aquecidas e não aquecidas; a

restrição a estas deformações induz o aparecimento de esforços adicionais de compressão, que são atenuados pelos efeitos de fluência em altas temperaturas, das deformações térmicas transientes e da relaxação (COSTA, 2008, p.197).

Segundo Costa (2008, p.197), “pode ocorrer uma ruptura frágil nos pilares com elevada taxa de armadura, pois o aço aquecido perde resistência e as tensões atuantes são transferidas ao concreto que pode não ter capacidade resistente suficiente”.

2.5 Ações e Segurança das estruturas em situação de incêndio

Edifícios de desocupação fácil podem dispensar a verificação da segurança estrutural para situação de incêndio (com exceção de quando há interesse de proteção patrimonial) (SILVA, 2012, p.61). Segundo a NBR 14432 (ABNT, 2001), são as seguintes edificações:

- a) Edificações com área total menor ou igual 750 m²;
- b) Edificações com até dois pavimentos de área total menor ou igual a 1500 m², e carga de incêndio específica menor ou igual a 1000 MJ/m²;
- c) Edificações que se enquadram nas divisões F-3 (centro esportivo e de exibição), F-4 (estação e terminal de passageiro) e F-7 (construções provisórias, como circos) nas áreas de transbordos;
- d) Edificações que se enquadram nas divisões G-1 e G-2 (garagens) abertas lateralmente com estrutura em concreto armado, concreto protendido, ou em aço;
- e) Edificações que se enquadram na divisão J-1 (depósitos de baixo risco de incêndio);
- f) Edificações térreas, exceto quando:
 - i. Cobertura tem função de piso;
 - ii. Estrutura da edificação for essencial à estabilidade de um elemento compartimentação (critério do responsável técnico);
 - iii. Não tiver uso industrial, com carga de incêndio específica maior que 500 MJ/m² (com exceção aos depósitos);
 - iv. Uso industrial, com carga de incêndio específica maior que 1200 MJ/m²;
 - v. Depósitos com carga de incêndio específica maior que 2000 MJ/m².
- g) As edificações descritas nas subdivisões “i”, “ii” e “iii” do item anterior também estão isentas se tiverem chuveiros automáticos, área total menor ou igual a 5000 m² (com pelo menos duas fachadas de aproximação que cubram pelo menos 50% do perímetro).

Em situação de incêndio, as condições de segurança devem ser expressas pela inequação 2.8. Se a distribuição de temperatura no elemento estrutural for uniforme (caso que

raramente acontece), a inequação 2.8 pode ser substituída pela inequação 2.9 (SILVA, 2012, p.63).

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (2.8)$$

$$\theta_m \leq \theta_{cr} \quad (2.9)$$

Onde, $S_{d,fi}$ é o valor de cálculo do esforço atuante, reduzido em relação àquele normalmente utilizado à temperatura ambiente, $R_{d,fi}$ é o valor de cálculo dos esforços resistentes reduzido em função do aumento da temperatura, θ_m é a temperatura atuante no elemento estrutural, e θ_{cr} é a temperatura que causa o colapso do elemento estrutural (temperatura crítica) (SILVA, 2012, p.63).

Os esforços solicitantes “S” são calculados tomando como base as ações “F” que atuam sobre a estrutura. Essas ações podem ser classificadas em permanentes (peso próprio), variáveis (forças decorrentes no vento, sobrecarga) e variáveis excepcionais (incêndio, choques, etc.). E como a ação térmica tem duração muito curta e baixa probabilidade de ocorrer durante a vida útil de uma construção, $S_{d,fi}$ pode ser considerado uma combinação excepcional das ações (SILVA, 2012, p.64).

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003) recomenda, para combinação última excepcional das ações, a equação 2.10.

$$F_{d,fi} = \sum_{i=1}^m \gamma_{g,fi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_{g,fi} \cdot F_{Q,fi} + \gamma_{q,fi} \cdot \sum_{j=1}^m \psi_2 \cdot F_{Qj,k} \quad (2.10)$$

Sendo, $F_{d,fi}$ o valor de cálculo da ação na combinação excepcional; $F_{Gi,k}$ é o valor característico da ação permanente i ; $F_{Q,fi}$ é o valor representativo da ação térmica (ação excepcional); $F_{Qj,k}$ é o valor característico da ação variável j ; $\gamma_{g,fi}$ é o coeficiente de ponderação das ações permanentes em incêndio (tabela 04); $\gamma_{q,fi}$ é o coeficiente de ponderação das ações variáveis em incêndio (tabela 04); ψ_2 é o fator de combinação utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis (tabela 05) (SILVA, 2012, p.64). A NBR 8681 (ABNT, 2003) recomenda que ψ_2 seja reduzido para $0,7 \cdot \psi_2$.

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

à temperatura ambiente (S_d), tomando-se apenas as combinações de ações que não incluem o vento.

No caso de edifícios, admitindo-se $\gamma_g=1,4$, $\gamma_q=1,4$, $\gamma_{g,fi}=1,2$, $\gamma_{q,fi}=1,0$ e $\psi_{2,vento}=0$, a equação 2.10 pode ser simplificada para a equação 2.11 (SILVA, 2012, p.66).

$$F_{e,fi} = 1,2 \cdot F_{Gk} + 0,7 \cdot \psi_2 \cdot F_{Qk} \quad (2.11)$$

Tabela 04 - Valores de coeficientes de ponderação das ações nas combinações excepcionais

Ações permanentes (γ_g)⁽¹⁾⁽²⁾ – Diretas			
Peso próprio de estruturas pré-moldadas, moldadas no local e de elementos construtivos industrializados ⁽³⁾	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco	Peso próprio de elementos construtivos em geral ⁽⁴⁾ e equipamentos	Efeitos de recalque de apoio e de retração dos materiais
1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
Ações variáveis (γ_q)			
Efeito da temperatura ⁽⁵⁾	Ação do vento	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	
1,00	1,00	1,00	

Fonte: (adaptado por SILVA, 2012, p.65, da ABNT NBR 8681, 2003).

Notas: ⁽¹⁾ Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

⁽²⁾ Nas combinações excepcionais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,15 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem iguais ou superiores a 5 kN/m², ou 1,20 quando isso não ocorrer.

⁽³⁾ Exemplos de elementos construtivos industrializados: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.

⁽⁴⁾ Exemplos de elementos construtivos em geral: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contra-pisos.

⁽⁵⁾ O efeito da temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado como ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

Tabela 05 - Fatores de combinação

Cargas acidentais nos edifícios	0,7.ψ₂
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ⁽¹⁾	0,21
Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ⁽²⁾	0,28
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,42
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0

Fonte: (adaptado por SILVA, 2012, p.65, da ABNT NBR 8681, 2003).

Notas: ⁽¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.

⁽²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Na NBR 15200 (ABNT, 2012) é descrito o método tabular para a verificação em situação de incêndio das lajes, vigas e pilares, além do método analítico para os pilares. Mas não há nenhuma restrição quanto ao uso de outras metodologias, desde que possuam embasamento teórico. Nela também são apenas citados os métodos simplificados e avançados.

3.1 Método Tabular

Segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), ensaios mostram que em situação de incêndio, elementos feitos de concreto usualmente rompem por flexão ou flexocompressão, e não por cisalhamento. Por esse motivo é considerado apenas a armadura longitudinal no método tabular.

Neste método de dimensionamento, como afirmado pela NBR 15200 (ANBT, 2012), basta atender as dimensões mínimas (que serão apresentadas no decorrer do texto), em função do tipo de elemento estrutural e do TRRF, respeitando-se as limitações indicadas.

Para efeito de dimensionamento, como apresentado por Silva (2012, p.87), os dados a seguir são válidos para estruturas de concreto com $f_{ck} \leq 50$ MPa e submetidas ao incêndio-padrão. Não são levadas em consideração eventuais efeitos de lascamentos ou restrições à deformação térmica. Os valores de c_1 (distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposto ao fogo) apresentados nas tabelas a seguir são válidos para armadura passiva. No caso de elementos protendidos, os valores de c_1 para as armaduras ativas são determinados acrescentando-se 10 mm para barras e 15 mm para fios e cordoalhas.

3.1.1 Vigas

3.1.1.1 Vigas biapoiadas

Para o dimensionamento das vigas biapoiadas, segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012) e Silva (2012, p.78), é necessário seguir a tabela 06. Nela encontram-se a largura mínima da viga (b_{min}), a distância mínima entre o eixo da armadura longitudinal (centro geométrico) e a face do concreto exposto ao fogo (c_1).

Tabela 06 - Dimensões mínimas para vigas biapoçadas

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

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012)

A tabela 06, foi feita com a hipótese de vigas com aquecimento em 3 lados. Mas os valores desta tabela também podem ser usados para vigas aquecidas nos 4 lados, desde que sua altura não seja inferior a b_{\min} e a área da seção transversal da viga não seja inferior a $2 \cdot b_{\min}^2$ (SILVA, 2012, p.80).

3.1.1.2 Vigas Contínuas

Em situações de incêndio, como o calor age na região inferior das vigas, o momento positivo se torna mais crítico, enquanto, normalmente, há reserva de segurança para o negativo. Nessa situação, também pode ocorrer a redistribuição de momentos fletores atuantes, mas ao contrário da situação normal, ou seja, do positivo ao negativo (SILVA, 2012).

Tomando isso como base, para dimensionamento em situação de incêndio, é adotada a tabela 07 para vigas contínuas e de pórticos, como recomendado pela NBR 15200 (ABNT, 2012).

Tabela 07 - Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos

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

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

Esses dados, presentes na tabela 07, só podem ser utilizados se o coeficiente de redistribuição de momentos à temperatura normal não exceder os indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), que são os descritos nas inequações 3.1 e 3.2. E como recomendado por Silva (2012, p.79) nos casos que excedem, deve ser utilizada a tabela 06.

$$x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

$$x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25, \text{ para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.2)$$

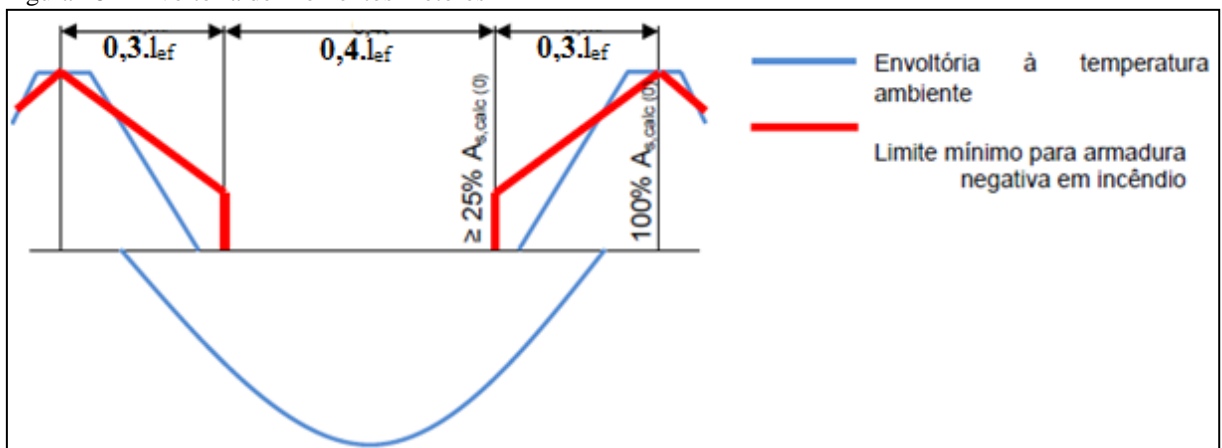
Onde, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), δ é o coeficiente de redistribuição, que deve ser maior ou igual a 0,90 para estruturas de nós móveis, e maior ou igual a 0,75 para qualquer outro caso. Já x/d é a posição da linha neutra.

Nos casos de vigas contínuas com TRRF ≥ 90 min, a área de armaduras negativas entre a linha de centro de apoio e $0,3 l_{ef}$ (figura 18) não pode ser menor do que os indicados pela equação 3.3, como afirmado NBR 15200 (ABNT, 2012).

$$A_{s,calc}(x) = A_{s,calc}(0) \cdot (1 - 2,5x/l_{ef}) \quad (3.3)$$

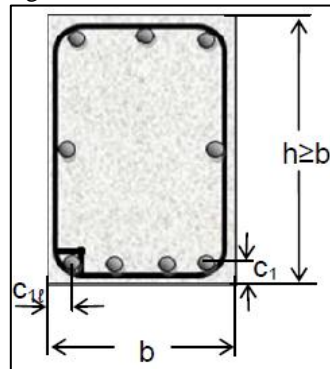
Onde “ x ” é a distância entre a linha de centro do apoio e a seção considerada, $A_{s,calc}(x)$ é a mínima área de armaduras negativas na seção localizada na distância “ x ”, já $A_{s,calc}(0)$ é a área de armaduras negativas e l_{ef} é o comprimento efetivo do vão da viga (SILVA, 2012, p.79).

Figura 18 - Envoltória de Momentos Fletores



Fonte: (SILVA, 2012, p.80)

Pela concentração de temperatura nas bordas da face inferior das vigas, segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), quando houver apenas uma camada de armadura e largura inferior ou igual ao b_{min} indicado nas tabelas 06 e 07, à distância c_{11} (figura 19) no fundo nas vigas de ser 10 mm maior do que o c_1 dado pelas tabelas.

Figura 19 - Distâncias c_1 e c_{1l} 

Fonte: (SILVA, 2012, p.81)

Ainda segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), para manter um mesmo cobrimento para as armaduras, tanto em relação à face inferior quanto à lateral da viga, deve-se especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior ao calculado.

Os valores de c_1 indicados nas tabelas 06 e 07, segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012) foram determinados considerando $S_{d,fi}/S_d = 0,7$ e $A_{s,calc}/A_{s,ef} = 1$, onde $S_{d,fi}$ e S_d são os valores de cálculo dos esforços solicitantes em situação de incêndio e à temperatura ambiente (respectivamente), e $A_{s,calc}$ e $A_{s,ef}$ são os valores da armadura calculada e da armadura realmente instalada, respectivamente. Casos esses valores sejam menores, c_1 pode ser reduzido de Δc_1 , conforme a equação 3.4.

$$\Delta c_1 = 24,5 - 35 \cdot \frac{S_{d,fi}}{S_d} \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (3.4)$$

A equação 3.4 é válida apenas nos intervalos descritos nas inequações 3.5 e 3.6. Em outras situações, são adotados os parâmetros descritos nas inequações 3.7 e 3.8.

$$0,7 \leq A_{s,calc}/A_{s,ef} \leq 1,0 \quad (3.5)$$

$$0,4 \leq S_{d,fi}/S_d \leq 0,7 \quad (3.6)$$

$$A_{s,calc}/A_{s,ef} < 0,7 \therefore A_{s,calc}/A_{s,ef} = 0,7 \quad (3.7)$$

$$S_{d,fi}/S_d < 0,4 \therefore S_{d,fi}/S_d = 0,4 \quad (3.8)$$

Quando as barras da armadura forem dispostas em camadas, como afirmado pela NBR 15200 (ABNT, 2012), o c_{1m} (distância média à face do concreto) deve respeitar o valor de c_{1m} tabelado. O valor de c_{1m} deve ser sempre o menor entre os valores apresentados na inequação 3.9. Onde c_{1vi} é a distância da barra i , de área A_{si} , ao fundo da viga, e c_{1hi} é a distância da barra i , de área A_{si} , à face lateral mais próxima.

$$C_{1m} < \begin{cases} \sum C_{1vi}A_{si} / \sum A_{si} \\ \sum C_{1hi}A_{si} / \sum A_{si} \end{cases} \quad (3.9)$$

No cálculo do c_1 é permitido levar em consideração o revestimento, respeitando as seguintes prescrições, conforme afirmado pela NBR 15200 (ABNT, 2012): revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia têm 67% de eficiência relativa ao concreto; revestimentos de argamassa de cimento e areia aderentes têm 100 % de eficiência relativa ao concreto; revestimentos protetores à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente podem ser empregados, desde que sua eficiência e aderência na situação de incêndio sejam demonstradas experimentalmente.

3.1.2 Lajes

De acordo com a NBR 15200 (ANBT, 2012) as tabelas 08 a 13 fornecem as espessuras mínimas para lajes e capas de lajes (no caso das nervuradas) com aquecimento na face inferior e o valor de c_1 das armaduras inferiores, em função dos TRRFs.

Os valores de h presentes nas tabelas 08, 09, 11 e 12 são os mínimos para garantir a função corta fogo. Caso não haja exigência de compartimentação, a espessura das lajes deve ser calculada para temperatura ambiente, como na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 08 - Dimensões mínimas para lajes simplesmente apoiadas sobre vigas

TRRF (min)	h (mm)	c_1 (mm)		
		Armada em duas direções ⁽¹⁾		Armada numa direção $l_y / l_x > 2$
		$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$	
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

Notas: ⁽¹⁾ Lajes apoiadas nas quatro bordas, caso contrário, a laje deve ser considerada como armada em uma direção.

Tabela 09 - Dimensões mínimas para lajes contínuas sobre vigas

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

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

No uso das tabelas 09 e 10, como dito pela NBR 15200 (ABNT, 2012) utiliza-se as mesmas exigências das vigas contínuas, no que se refere à redistribuição de momentos e prolongamento das armaduras negativas no vão dos elementos estruturais. Nos casos que essas exigências não são observadas, as lajes contínuas (tabela 09) devem ser tratadas como simplesmente apoiadas (tabela 08), e as lisas deverão ter c₁ conforme tabela 08, mas o h deve seguir o da tabela 10.

Tabela 10 - Dimensões mínimas para lajes lisas ou cogumelo

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

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012)

As tabelas 11 e 12 são para lajes nervuradas armadas em duas direções, como afirmado pela NBR 15200 (ABNT, 2012). Para lajes nervuradas armadas em uma só direção, a tabela 11 deve ser usada para as nervuras e a tabela 06 para a capa.

Tabela 11 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas

TRRF (min)	Nervuras			Capa h/c ₁ (mm/mm)
	Combinações de b _{min} /c ₁ (mm/mm)			
	1	2	3	
30	80/15	-	-	60/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/45	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 12 - Dimensões mínimas para lajes nervuradas contínuas em pelo menos uma das bordas

TRRF (min)	Nervuras			Capa h/c_1 (mm/mm)
	Combinações de b_{\min}/c_1 (mm/mm)			
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: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 13 - 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: (ANBT NBR 15200, 2012).

Com exceção das lajes lisas ou cogumelo, segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), é permitido considerar o revestimento no cálculo das espessuras mínimas das lajes, nas mesmas situações das vigas.

3.1.3 Pilares

Os métodos de cálculo apresentados a seguir são para estruturas de nós fixos, mas podem ser empregados nos casos de estruturas em que os deslocamentos não lineares (segunda ordem) decorrentes do desaprumo puderem não ser considerados em situação de incêndio. Em qualquer caso, os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente não poderão ultrapassar 30% dos respectivos esforços de primeira ordem (SILVA, 2012, p.93).

Para os pilares com apenas uma face exposta ao fogo a tabela 14, e para os pilares-paredes (a menor dimensão é menor que 1/5 da maior) a tabela 15, segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012) fornecem as dimensões mínimas para a seção transversal e os valores de c_1 , em função do TRRF.

Tabela 14 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo

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

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Para utilização da tabela 15, como afirmado pela NBR 15200 (ABNT, 2012), é necessária a equação 3.10, que fornece o μ_{fi} (relação entre os esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio e os esforços resistentes de cálculo à temperatura ambiente).

$$\mu_{fi} = N_{sd,fi}/N_{Rd} \quad (3.10)$$

Tabela 15 - 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 1	Duas faces expostas 2	Uma face exposta 3	Duas faces expostas 4
30	100/10	120/10	120/10	120/10
60	110/10	120/10	130/10	140/10
90	120/20	140/10	140/25	170/25
120	140/25	160/25	160/35	220/35
180	180/40	200/45	210/50	270/55

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

Para o dimensionamento de pilares retangulares ou circulares de concreto armado, com mais de uma face exposta para o fogo, como afirmado pela NBR 15200 (ABNT, 2012), são utilizadas as tabelas presentes no anexo G. Nestas tabelas, para determinar o ω (taxa mecânica de armadura) e v_{fi} são necessárias as equações 3.11 e 3.12 respectivamente.

$$\omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd} \quad (3.11)$$

$$v_{fi} = \frac{N_{0sd,fi}}{0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})} \quad (3.12)$$

Nestas equações, segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), A_s é a área total da seção das barras de aço, A_c é a área da seção do concreto, f_{cd} (equação 3.13) é o valor de cálculo da resistência do concreto à compressão à temperatura ambiente, com $\gamma_c=1,0$, f_{yd} (equação 3.14) é o valor de cálculo da resistência do aço à temperatura ambiente, com $\gamma_s=1,0$. e_{\max} é o

máximo valor de “e” para uso da tabela (ANEXO G), “e” (equação 3.15) é a excentricidade de primeira ordem em situação de incêndio.

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad (3.13)$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s \quad (3.14)$$

$$e = M_{0Sd,fi}/N_{0Sd,fi} \quad (3.15)$$

Na equação 3.15, pela NBR 15200 (ABNT, 2012), $N_{0Sd,fi}$ é o valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70% de N_{0Sd} (valor de cálculo do esforço normal de compressão de 1ª ordem à temperatura ambiente). $M_{0Sd,fi}$ é o valor de cálculo do momento fletor de 1ª ordem em situação de incêndio, que pode ser assumido igual a 70% de M_{0Sd} (valor de cálculo de momento fletor de 1ª ordem à temperatura ambiente).

Já λ_{fi} (equação 3.16) é a esbeltez em situação de incêndio, $r = \sqrt{I/A_c}$ é o raio de giração, I é o momento de inércia da seção de concreto (ABNT NBR 15200, 2012).

$$\lambda_{fi} = l_{ef,fi}/r \quad (3.16)$$

É permitida a interpolação dos valores presentes no Anexo G, desde que obedecidas os limites especificados para cada uma das tabelas (SILVA, 2012, p.97).

3.2 Método Analítico para Pilares

Para os pilares com mais de uma face exposta para o fogo, segundo a NBR 15200 (ABNT, 2012), além do método tabular, também pode ser utilizado o método analítico para a determinação do tempo de resistência ao fogo (TRF) dos pilares.

O TRF é determinado através das equações 3.17 a 3.22, e o mesmo deve ser superior ou igual ao TRRF mínimo da estrutura.

$$TRF = 120 \left(\frac{R_\mu + R_a + R_L + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \quad (3.17)$$

$$R_\mu = 83[1 - \mu_{fi}] \quad (3.18)$$

$$R_a = 1,6[c_1 - 30] \quad (3.19)$$

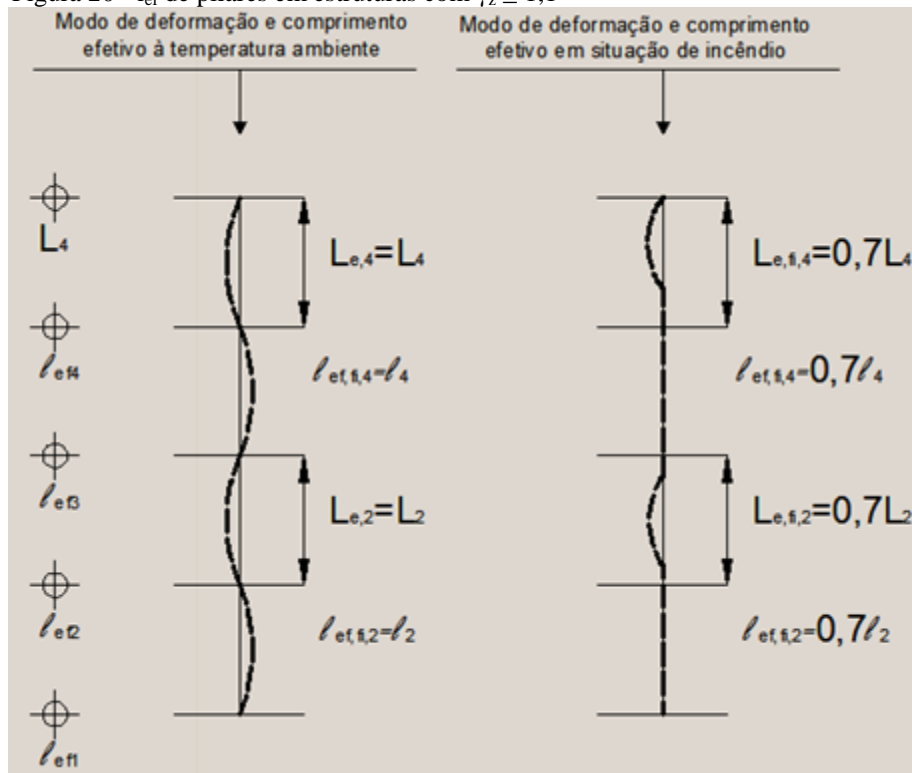
$$R_l = 9,6[5 - l_{ef,fi}] \quad (3.20)$$

$$R_b = \begin{cases} 0,09b' & \text{para } 190\text{mm} \leq b' \leq 450\text{mm} \\ 40,5 & \text{para } b' > 450\text{mm} \end{cases} \quad (3.21)$$

$$R_n = \begin{cases} 0, & \text{para quando o número de barras longitudinais igual a 4} \\ 12, & \text{para quando o número de barras longitudinais maior que 4} \end{cases} \quad (3.22)$$

Nestas equações, conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012), $l_{ef,fi}$ é o comprimento equivalente ao pilar em situação de incêndio, e poderá sempre ser considerado igual ao da situação normal (l_{ef}). 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, pode ser assumido que $l_{ef,fi}=0,5l_{ef}$ e para o pavimento mais alto $l_{e,fi}=0,7l_{ef}$, como na figura 20.

Figura 20 - l_{ef} de pilares em estruturas com $\gamma_z \leq 1,1$

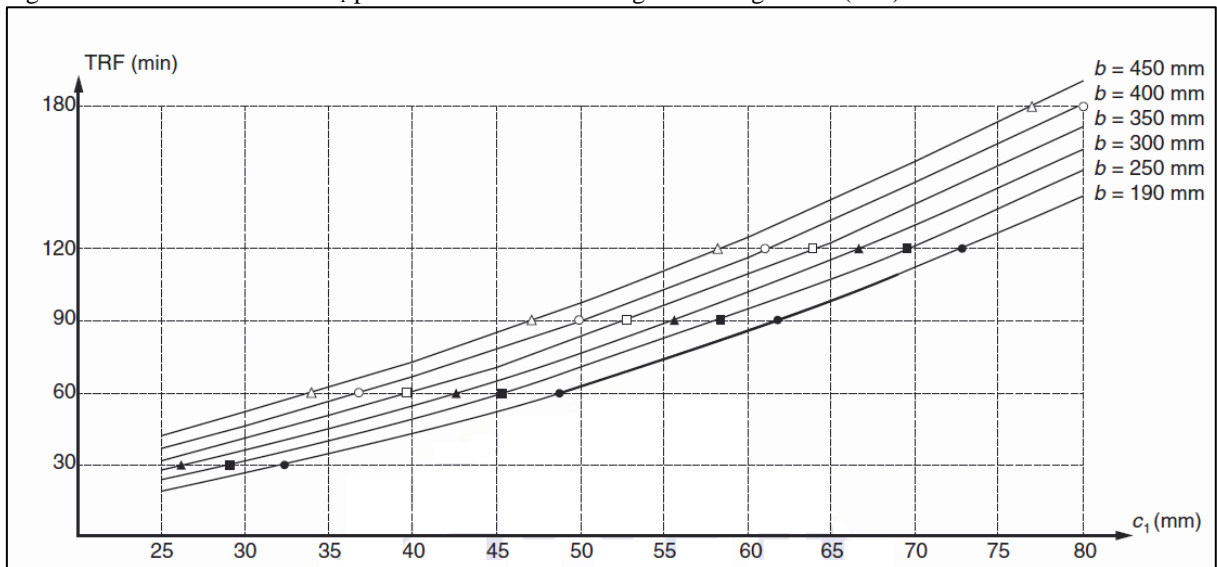


Fonte: (SILVA, 2012, p.95)

Além disso, conforme NBR 15200 (ABNT, 2012), a equação 3.17 deve seguir as seguintes limitações: $A_s/A_c \leq 0,04$; $25\text{mm} \leq c_1 \leq 80\text{mm}$; $b' \geq 190\text{mm}$; $e \leq 0,15b$; $l_{ef,fi} \leq 6m$. Onde A_s é a área total das armaduras, e “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.

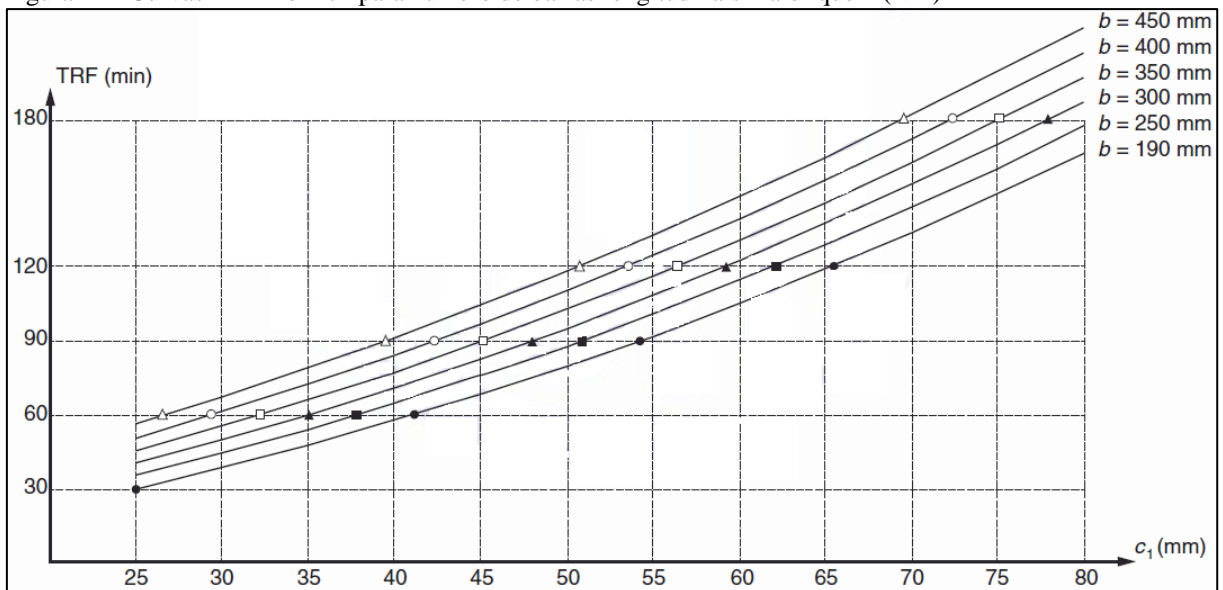
Baseado neste método foram desenvolvidos os gráficos presentes nas figuras 21 e 22, ambos presentes na NBR 15200 (ABNT, 2012).

Figura 21 - Curvas TRF x b x c_1 para número de barras longitudinais igual a 4 ($n=4$)



Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Figura 22 - Curvas TRF x b x c_1 para número de barras longitudinais maior que 4 ($n > 4$)



Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

3.3 Métodos Alternativos

Além do método tabular, a NBR 15200 (ABNT, 2012) também cita os métodos simplificado e avançado. Com relação ao método simplificado, as solicitações de cálculo e o cumprimento da função corta-fogo devem ser feitos de acordo com o recomendado pelo método tabular.

O esforço de resistência de cálculo em situação de incêndio deve ser calculado com base na distribuição de temperatura obtida na distribuição transversal dos elementos, considerando a exposição ao fogo conforme o TRRF. Essa distribuição de temperatura pode ser obtida na literatura técnica ou calculada em programas específicos de computador. Já para a determinação dos esforços resistentes pode-se utilizar métodos que consideram a seção de concreto reduzida em situação de incêndio. Essa redução de seção é necessária para simular corretamente a redução da resistência, e pode ser encontrada na literatura (ABNT NBR 15200, 2012).

No método avançado a combinação de ações, os esforços solicitantes de cálculo e os esforços resistentes são feitos conforme o método tabular. Tanto as distribuições de temperatura quanto as de resistência, devem ser rigorosamente calculadas considerando as não linearidades envolvidas (ABNT NBR 15200, 2012).

A determinação da distribuição e temperatura na estrutura e a verificação do isolamento térmico podem ser feitas através de programas que considerem adequadamente a distribuição de temperatura na edificação. Os programas utilizados devem ser validados, ser de uso consagrado internacionalmente ou ser avaliados por ensaios experimentais em estruturas (ABNT NBR 15200, 2012).

3.3.1 Método Gráfico para Vigas

Com base no que é recomendado pela NBR 15200 (ABNT, 2012) para o método simplificado, foi desenvolvido por Albuquerque (2012), o método gráfico, no qual, segundo Silva (2012, p.119), apresenta-se como uma alternativa ao método tabular. Tal método foi elaborado a partir de análise térmica e estrutural feita com o auxílio do programa de computador sueco Super Tempcalc.

No desenvolvimento desse método, Albuquerque (2012) considerou as seguintes hipóteses:

- Coeficientes de minoração das resistências iguais a 1,4 (concreto) e 1,15 (aço) para a temperatura ambiente e igual a 1,0 para ambos os materiais em situação de incêndio;
- Redutor do valor de resistência a compressão do concreto à temperatura ambiente (α) igual a 0,85 e em situação de incêndio (α_{fi}) igual a 1,0;
- Concreto f_{ck} igual a 25 MPa (podendo ser utilizado no método até 50 Mpa);
- Efeitos das deformações térmicas desprezados;
- Nenhuma deformação específica limite imposta para ambos os materiais, supondo que a verificação feita à temperatura ambiente seja suficiente, empregando-se unicamente o equilíbrio de forças na seção transversal;
- Aquecimento, conforme incêndio-padrão, nas três faces da viga.

Diante dessas hipóteses, foram desenvolvidos gráficos para diversos tipos de vigas, presentes no anexo H (vale destacar que estão no anexo os gráficos utilizados no dimensionamento utilizado como exemplo), no qual, para a utilização é necessário o conhecimento da largura da viga, o c_1 , os diâmetros das barras adotadas (e o número de camadas no qual estão distribuídas, e se estas são positivas ou negativas), o momento pelo qual o trecho em questão está e por fim o parâmetro μ_{fi} determinado pela equação 3.23, onde $M_{Sd,fi}$ é o valor de cálculo do momento fletor solicitante em situação de incêndio (determinado pela equação 2.11), e M_{Rd} é o valor de cálculo do momento fletor resistente à temperatura ambiente.

$$\mu_{fi} = \frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd}} \quad (3.23)$$

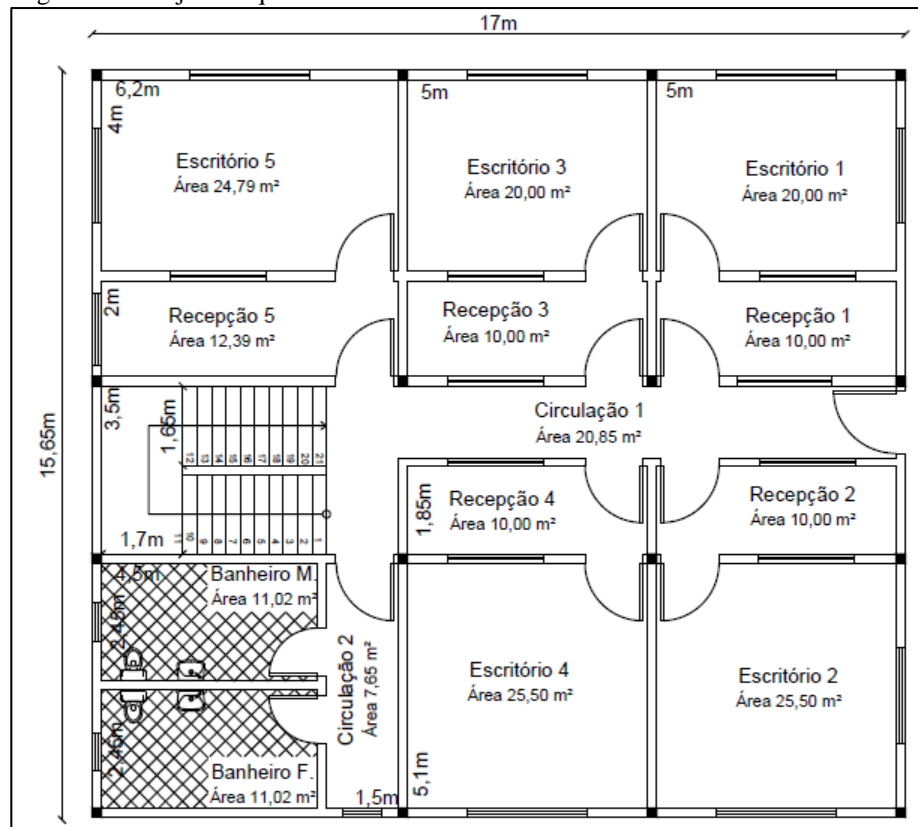
4 METODOLOGIA

Para a obtenção de conhecimento teórico a respeito do assunto abordado, foi realizado um estudo das normas regulamentadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, principalmente a NBR 15200 (ABNT, 2012), além de pesquisas bibliográficas através de livros, artigos científicos, teses de mestrado e de doutorado, que forneceram os subsídios teóricos necessários para a fundamentação do presente trabalho.

Para a realização das comparações, foi utilizada uma edificação comercial modelo (figuras 23 e 24), primeiramente sem a verificação, baseado na NBR 6118 (ABNT, 2014), pelo software de dimensionamento estrutural Cypecad. Depois foi feita as verificações para a situação de incêndio, com o auxílio do software Ftool (MARTHA, 2002), pelo método tabular, e para as vigas e os pilares também foram utilizados o método gráfico (vigas) e analítico (pilares), todos descritos no capítulo 3 do presente trabalho.

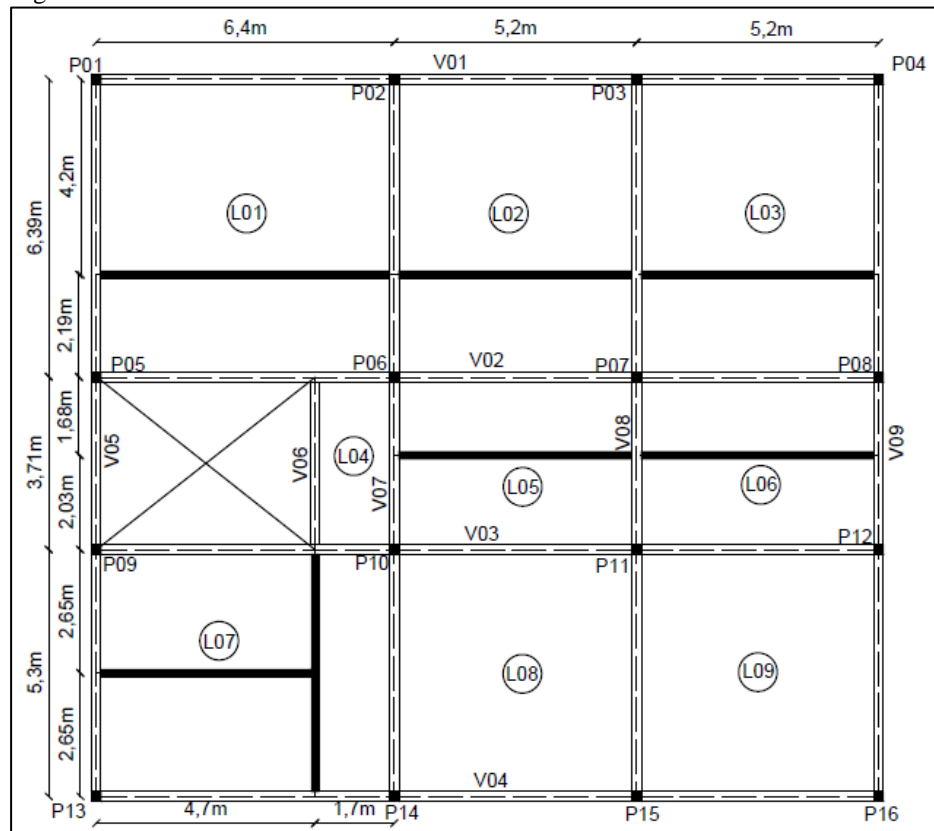
Com os valores obtidos nos dimensionamentos com diferentes situações, foi possível realizar o comparativo do consumo de materiais.

Figura 23 - Projeto Arquitetônico



Fonte: a autora.

Figura 24 - Planta de Fôrma



Fonte: a autora.

4.1 Caracterização da Edificação

A edificação modelo utilizada no presente trabalho possui cinco pavimentos-tipo de 265,15 m² cada, somando um total de 1325,75 m². Possui um pé-direito total de 17,5 metros, sendo cada pavimentos tipo de 3,5 metros. A estrutura será toda em concreto armado, sendo as lajes, lajes maciças. Tanto o pavimento térreo como os pavimentos tipo são formados por cinco escritórios, todos com recepção, duas áreas de circulação e dois banheiros. O grau de agressividade será de CAA-II, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), cujo cobrimento nominal para as lajes é de 25 mm, e para as vigas e os pilares é de 30 mm, e o concreto C25.

Nesse tipo de edifício, segundo a NBR 14432 (ABNT, 2001), o tempo mínimo de resistência ao fogo (TRRF) deve ser de 60 minutos (cálculo do mesmo será detalhado no capítulo 4).

4.2 Parâmetros de dimensionamento

O dimensionamento à temperatura ambiente foi baseado na NBR 6118 (ABNT, 2014). E para o dimensionamento à situação de incêndio, foi adotado o método tabular, descrito na NBR 15200 (ABNT, 2012), capítulo 3 do presente trabalho, além do método gráfico, para as vigas, e o método analítico, para os pilares.

No dimensionamento à situação de incêndio, as verificações foram feitas identificando o TRF de cada elemento, e verificando se o mesmo estava de acordo com o TRRF mínimo. Caso fosse inferior, foi redimensionado o elemento.

A partir desses dimensionamentos foram desenvolvidos indicadores de consumo de materiais, o que possibilitou parâmetros reais para estabelecer se houve alteração no consumo de materiais da estrutura, quando projetada para situações de altas temperaturas.

Os indicadores de consumo de materiais e de cargas que foram utilizados como parâmetros para comparação no estudo de caso são os seguintes:

- a) Volume de concreto (m³);
- b) Peso de aço (kg);
- c) Área de Fôrmas (m²);
- d) Consumo de aço por metro quadrado (kg/m²) (equação 4.1)

$$C_{aço} = \frac{\text{Peso de aço (kg)}}{\text{Área total de laje (m}^2\text{)}} \quad (4.1)$$

- e) Taxa de armadura (kg/m³) (equação 4.2)

$$TA = \frac{\text{Consumo de aço (kg)}}{\text{Consumo de concreto (m}^3\text{)}} \quad (4.2)$$

5 EXEMPLO NUMÉRICO

5.1 Dimensionamento para a Temperatura Ambiente

Esse dimensionamento foi realizado conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), e foi executado pelo software de cálculo estrutural Cypecad. O γ_F (coeficiente de ponderação das ações) foi de 1,4; γ_C (coeficiente de ponderação da resistência do concreto) foi de 1,4 e γ_S (coeficiente de ponderação da resistência do aço) foi de 1,15. Todos carregamentos utilizados foram de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980).

5.1.1 Lajes

Foi adotado, previamente, que todas as lajes possuiriam a mesma altura. Por isso todas ficaram com 13 cm, altura mínima necessária para as lajes 1, 2, 3 e 7. Como descrito no próprio software, o mesmo não realiza a verificação automaticamente a limitação de flecha, diante disso, foram realizados os seguintes cálculos, nos quais todas as verificações passaram. Os detalhamentos e os quadros de ferro das lajes estão no apêndice A.

5.1.1.1 Verificação da flecha elástica

Como foi adotado que o revestimento seria de granito, o módulo de elasticidade (E_{ci}), (equação 5.1) foi igual a 28000 MPa, e o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) (equação 5.2) de 24150 MPa.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (5.1)$$

$$E_{cs} = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \cdot E_{cs} \quad (5.2)$$

Onde:

α_E : 1,0, para granito;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto em situação normal.

Em seguida foram determinados, com relação à situação de vinculação, os tipos de “caso” de cada laje, conforme explicado por Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p.330). Na

figura 25 é detalhado os tipos de vinculações possíveis, e na tabela 16, os respectivos casos de cada laje.

Figura 25 - Casos de Vinculação das Lajes

Caso	Vinculação	Caso	Vinculação	Caso	Vinculação
1		2		3	
	Quatro bordas simplesmente apoiadas		Uma borda menor engastada		Uma borda maior engastada
4		5		6	
	Doas bordas adjacentes engastadas		Doas bordas menores engastadas		Doas bordas maiores engastadas
7		8		9	
	Uma borda maior apoiada		Uma borda menor apoiada		Quatro bordas engastadas

Fonte: (PINHEIRO, 2010, p.4)

O parâmetro λ , que é o coeficiente do maior vão (l_y) pelo menor vão (l_x) da laje, α (coeficiente para cálculo da flecha elástica em lajes retangulares submetidas a carregamento uniformemente distribuído), também estão presente na tabela 16. Com esses valores, foi possível calcular a flecha elástica (f) e a flecha máxima (f_{lim}), a partir das equações 5.3 e 5.4.

$$f = \frac{p \cdot l_x^4}{E_{cs} \cdot h_{laje}^3} \cdot \frac{\alpha}{100} \quad (5.3)$$

$$f_{lim} = \frac{l_x}{250} \quad (5.4)$$

Tabela 16 - Verificação da flecha elástica

Laje	Tipo de Caso	l_x (m)	l_y (m)	λ	α	Flecha (cm)	Flecha Limite (cm)	Verificação
L1	Caso 02	6,39	6,40	1,00	3,20	0,73	2,556	ok!
L2	Caso 08	5,20	6,39	1,23	2,29	0,23	2,080	ok!
L3	Caso 04	5,20	6,39	1,23	3,47	0,35	2,080	ok!
L4	Caso 07	1,70	3,71	2,18	6,38	0,01	0,680	ok!
L5	Caso 09	3,71	5,20	1,40	2,37	0,14	1,484	ok!
L6	Caso 08	3,71	5,20	1,40	2,56	0,15	1,484	ok!
L7	Caso 02	5,30	6,40	1,21	5,00	0,61	2,120	ok!
L8	Caso 08	5,20	5,30	1,02	1,85	0,30	2,080	ok!
L9	Caso 04	5,20	5,30	1,02	2,52	0,41	2,080	ok!

Fonte: a autora.

5.1.1.2 Verificação do Estado de Deformação Excessiva (ELS-DEF)

Para a verificação do ELS, e conseqüentemente das flechas imediatas, primeiramente foi necessário separar as cargas incidentes em peso próprio (g_1), revestimento (g_2) e sobrecarga (q), e com elas separadas, determinar os momentos resultantes de cada uma delas (equação 5.5).

$$M = \frac{\text{carga (kN/m}^2\text{)}.l^2}{8} \quad (5.5)$$

Depois foi calculado o momento de fissuração (M_R) pela equação 5.6, igual a 1083,7 kN.cm/m, e comparado ao momento resultante da carga de peso próprio (M_{G1}). Nos casos em que a M_{G1} é menor ou igual ao M_R , a laje em questão está no estágio I (concreto resiste a tração), e na situação contrária, está no estágio II (regime elástico). Os resultados encontrados então descritos na tabela 17.

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_b}{y_t} \quad (5.6)$$

Onde:

α : 1,5, seção retangular;

f_{ctm} : resistência média a tração do concreto;

I_b : momento de inércia da seção bruta do concreto;

y_t : distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

Tabela 17 - Cálculo do momento de fissuração e comparação com o atuante

Laje		l (m)	g_1 (KN/m ²)	g_2 (KN/m ²)	q (KN/m ²)	M_{G1} (KN.m/m)	M_{G2} (KN.m/m)	M_q (KN.m/m)	Verificação
L1	x	6,39	4,07	1,19	2,00	20,787	6,077	10,208	Estádio II
	y	6,40							
L2	x	5,20	4,07	1,19	2,00	13,766	4,024	6,760	Estádio II
	y	6,39							
L3	x	5,20	4,07	1,19	2,00	13,766	4,024	6,760	Estádio II
	y	6,39							
L4	x	1,70	2,50	0,89	2,00	0,903	0,322	0,723	Estádio I
	y	3,71							
L5	x	3,71	3,92	1,41	2,00	6,739	2,422	3,441	Estádio I
	y	5,20							
L6	x	3,71	3,92	1,41	2,00	6,739	2,422	3,441	Estádio I
	y	5,20							
L7	x	5,30	4,80	1,48	2,00	16,854	5,113	7,023	Estádio II
	y	6,40							
L8	x	5,20	2,50	0,89	2,00	8,450	3,008	6,760	Estádio I
	y	5,30							
L9	x	5,20	2,50	0,89	2,00	8,450	3,008	6,760	Estádio I
	y	5,30							

Fonte: a autora.

Com esses valores, então, foi calculado as flechas imediatas (equação 5.7) para diferentes tipos de carregamento (permanente, quase permanente, rara e acidental), cujos valores, e as verificações, estão na tabela 18.

$$a = \frac{5.q.l^4}{384.E_{cs}.I_m} \quad (5.7)$$

Onde:

a: flecha imediata;

q: carregamento de acordo com a combinação aplicada;

l: vão da laje;

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto.

I_m : inércia média.

Tabela 18 - Verificação Flechas Imediatas

Laje		l (m)	Combinação Permanente		Combinação Quase Permanente		Combinação Rara		$a_{\text{acidental}} (a_{\text{qp}}-a_p)$ (cm)	
			a (cm)	a_{lim} 1/250	a (cm)	a_{lim} 1/250	a (cm)	a_{lim} 1/250	a (cm)	a_{lim} 1/350
L1	x	6,39	0,158	OK	0,207	OK	0,279	OK	0,05	OK
	y	6,40	0,145	OK	0,187	OK	0,249	OK	0,043	OK
L2	x	5,20	0,040	OK	0,062	OK	0,103	OK	0,022	OK
	y	6,39	0,234	OK	0,336	OK	0,498	OK	0,101	OK
L3	x	5,20	0,037	OK	0,055	OK	0,086	OK	0,018	OK
	y	6,39	0,194	OK	0,265	OK	0,373	OK	0,071	OK
L4	x	1,70	0,001	OK	0,001	OK	0,001	OK	0,001	OK
	y	3,71	0,002	OK	0,001	OK	0,002	OK	0,001	OK
L5	x	3,71	0,003	OK	0,003	OK	0,006	OK	0,001	OK
	y	5,20	0,045	OK	0,072	OK	0,124	OK	0,027	OK
L6	x	3,71	0,003	OK	0,003	OK	0,006	OK	0,001	OK
	y	5,20	0,045	OK	0,072	OK	0,124	OK	0,027	OK
L7	x	5,30	0,064	OK	0,084	OK	0,114	OK	0,02	OK
	y	6,40	0,220	OK	0,269	OK	0,338	OK	0,048	OK
L8	x	5,20	0,007	OK	0,019	OK	0,047	OK	0,012	OK
	y	5,30	0,008	OK	0,023	OK	0,055	OK	0,015	OK
L9	x	5,20	0,007	OK	0,019	OK	0,279	OK	0,012	OK
	y	5,30	0,008	OK	0,023	OK	0,249	OK	0,015	OK

Fonte: a autora.

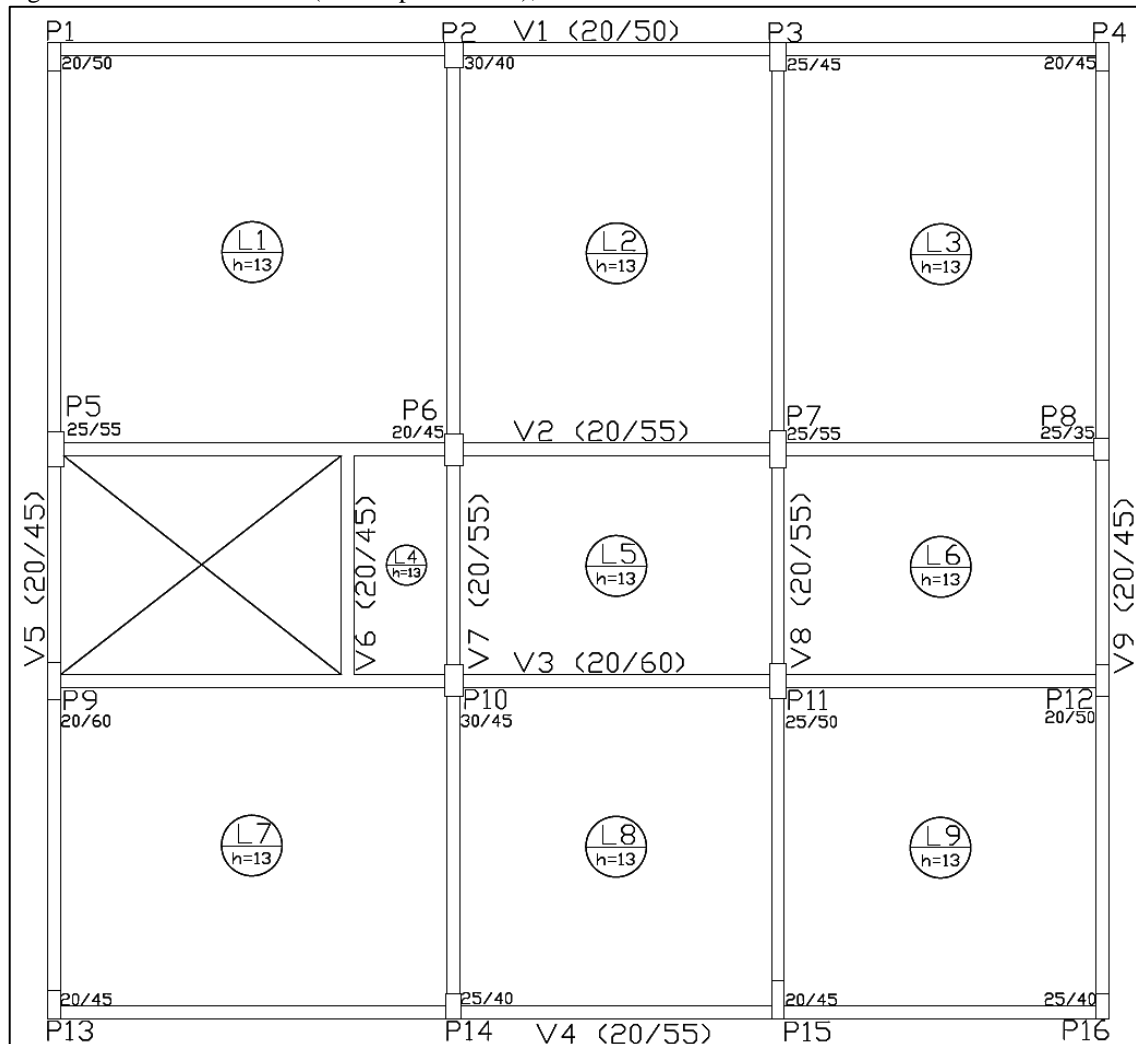
5.1.2 Vigas e Pilares

Para as vigas, foi adotado que todas teriam uma base de 20 cm, e no máximo 4 tipos de alturas diferentes. No apêndice B estão os detalhamentos e os quadros de ferro das vigas.

Já para os pilares, foi adotado que os dois primeiros pavimentos teriam as mesmas dimensões, assim como os três pavimentos restantes. No apêndice C estão os detalhamentos e os quadros de ferro dos pilares.

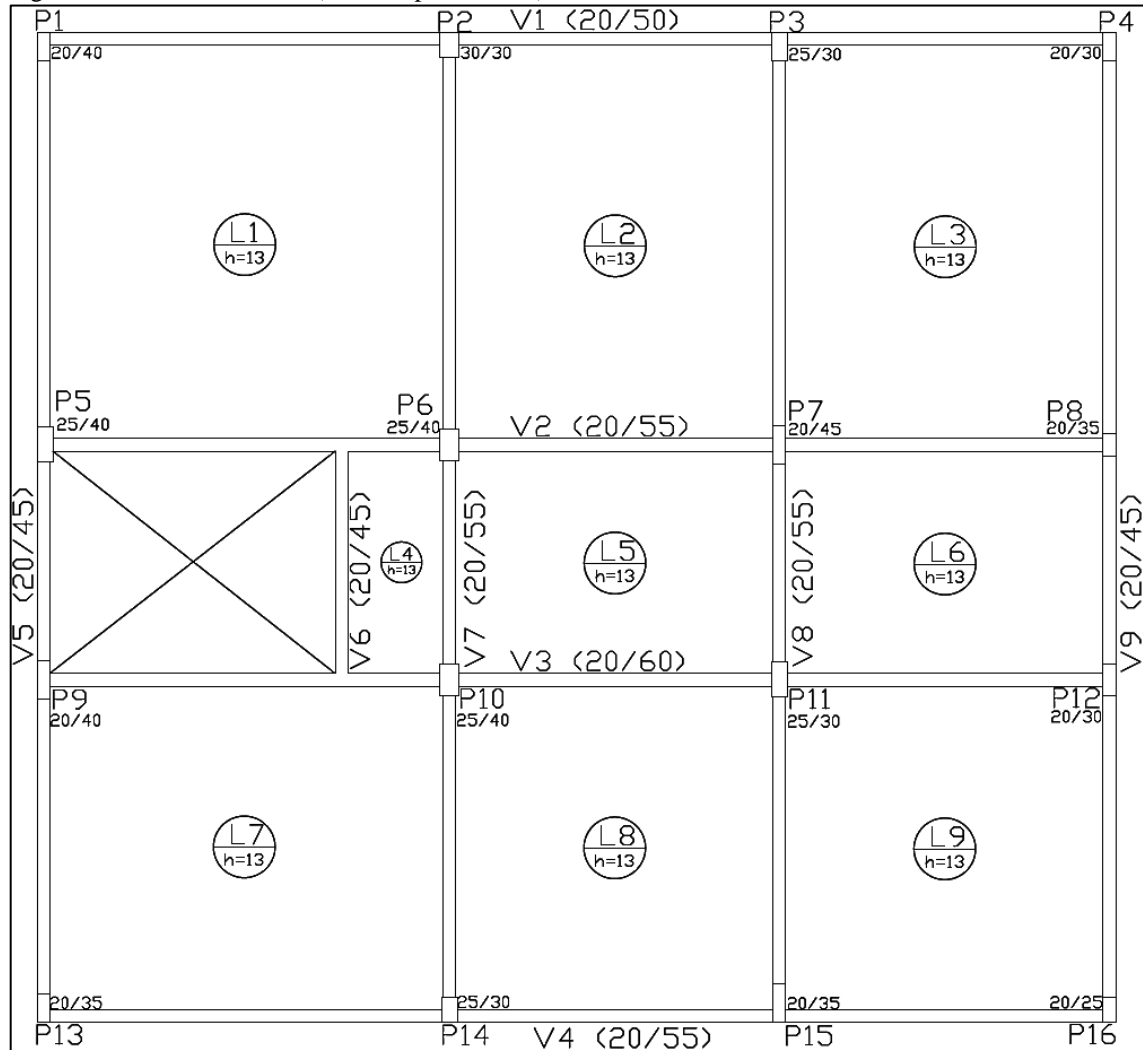
Nas figuras 26 e 27 estão as dimensões dos elementos, na primeira são as dimensões dos trechos dos pilares do 1º e do 2º pavimento, e na segunda, dos pavimentos restantes.

Figura 26 - Planta de Fôrma (1º e 2º pavimentos), medidas em cm.



Fonte: a autora.

Figura 27 - Planta de Fôrma (3° ao 5° pavimentos), medidas em cm.



Fonte: a autora.

5.2 Dimensionamento com a verificação de incêndio

Esse dimensionamento foi realizado como recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e pela NBR 15200 (ABNT, 2012). Como descrito na seção 2.5, foi adotado $\gamma_{g,fi}=1,2$, $\gamma_{q,fi}=1,0$ e $\psi_{2,vento}=0$.

5.2.1 Determinação do TRRF

De acordo com a tabela 01, presente no Anexo A, o edifício é da classe P₃, pois sua altura total está entre 12 e 23 metros, então o TRRF do edifício será de 60 minutos.

Como determinado no item 2.1.4 do presente trabalho, o TRRF pode ser reduzido, através do “método do tempo equivalente”.

Primeiramente foi necessário definir a influência da ventilação e da altura do compartimento (W), a partir da equação 2.3. A distância do piso ao teto (H) deste pavimento foi considerada 3,37 metros (pé-direito de 3,50 metros menos 0,13 metros da laje), a área de ventilação vertical (A_v) 25,44 m² (área das janelas presentes, considerando que os vidros se quebrarão durante o incêndio) e a área do piso do compartimento (A_f) 248,01 m² (área compreendida pelo perímetro interno das paredes de compartimentação).

$$W = \left(\frac{6}{3,37}\right)^{0,3} \cdot \left\{0,62 + 90 \left(0,4 - \frac{25,44}{248,01}\right)^4\right\} \geq 0,5$$

$$W = 1,574 \geq 0,5 \rightarrow ok!$$

Então foi utilizada a equação 2.2 para cálculo do t_e . γ_n (tabela 01) foi de 1,0, pois o edifício não possui nenhum meio de proteção. Já o γ_s , é obtido através da multiplicação de γ_{s1} (equação 2.4) e γ_{s2} (tabela 02, igual a 1,0). Por fim, pela tabela 01 do anexo B, como o edifício é da divisão D1, sua carga específica (q_{fi}) foi de 700 MJ/m².

$$\gamma_{s1} = 1 + \frac{248,01 \cdot (14 + 3)}{10^5} = 1,042$$

$$t_e = 0,07 \cdot 700 \cdot 1,0 \cdot 1,042 \cdot 1,574 = 80,402 \text{ minutos}$$

Como:

$$t_e \begin{cases} > TRRF - 30 \text{ min} \\ \leq TRRF \end{cases}, \text{ onde, } \begin{cases} t_e < TRRF - 30 \text{ min} \rightarrow TRRF - 30 \\ t_e > TRRF \rightarrow TRRF \end{cases}$$

Então, o tempo mínimo de resistência ao fogo adotado foi de 60 minutos.

5.2.2 Lajes

Como já dito, as lajes foram verificadas apenas pelo método tabular. Basicamente, foi comparado as dimensões das lajes já dimensionadas à temperatura ambiente com as exigidas pelo método. Na tabela 19, estão as dimensões das lajes já dimensionadas.

Tabela 19 - Dimensões das lajes à temperatura ambiente

Lajes	Cobrimento (mm)	Ø/2 (mm)	c ₁ (mm)	Altura Laje (cm)
L1	25	5	30	13
L2	25	4	29	13
L3	25	5	30	13
L4	25	3,15	28,15	13
L5	25	3,15	28,15	13
L6	25	3,15	28,15	13
L7	25	5	30	13
L8	25	3,15	28,15	13
L9	25	3,1	28,1	13

Fonte: a autora.

Na tabela 20 estão as dimensões mínimas exigidas para cada uma das lajes. Como recomendado na seção 3.1.2, nas lajes contínuas seria necessário à redistribuição de momentos, mas como essa exigência não foi executada, essas lajes foram tratadas como simplesmente apoiadas (tabela 08).

Tabela 20 - Dimensões mínimas para TRRF de 60 minutos

Lajes	Direções Armadas	c ₁ (mm)	Altura Laje (cm)
L1	1	20	8
L2	1	20	8
L3	1	20	8
L4	1	20	8
L5	2	10	8
L6	1	20	8
L7	1	20	8
L8	1	20	8
L9	1	20	8

Fonte: (adaptado ABNT NBR 15200, 2012).

Como é possível perceber, todas as lajes já estavam de acordo com o mínimo exigido pela norma. Mas ainda foi determinado o TRF de cada uma delas. Para isso, foi necessário interpolar os valores presentes na tabela 08. Na tabela 21, estão os valores encontrados. Na coluna altura da laje estão os valores de TRF considerando apenas essa característica, e na coluna c₁ também. O TRF do elemento foi o menor entre os dois.

Tabela 21 - TRF do elemento

Lajes	Altura Laje (min)	c ₁ (min)	TRF do elemento	Verificação
L1	125	90	90	OK
L2	125	87	87	OK
L3	125	90	90	OK
L4	125	84,45	84,45	OK
L5	125	168,9	125	OK
L6	125	84,45	84,45	OK
L7	125	90	90	OK
L8	125	84,45	84,45	OK
L9	125	84,3	84,3	OK

Fonte: a autora.

5.2.3 Vigas

Primeiro foi realizado a verificação pelo método gráfico, depois pelo método tabular.

5.2.3.1 Método Gráfico

5.2.3.1.1 Momento Resistente (M_{rd})

Primeiro, foi definido os carregamentos sofridos pela estrutura em temperatura ambiente (tabela 22 e apêndice D). Com os momentos gerados por esses carregamentos, para as vigas contínuas foi necessário realizar a redistribuição de momentos (negativos para positivos) das solicitações à temperatura ambiente, e adotar uma nova área de aço para os mesmos. A partir dessa área de aço que foi encontrado o momento resistente a ser verificado nos gráficos do referido método.

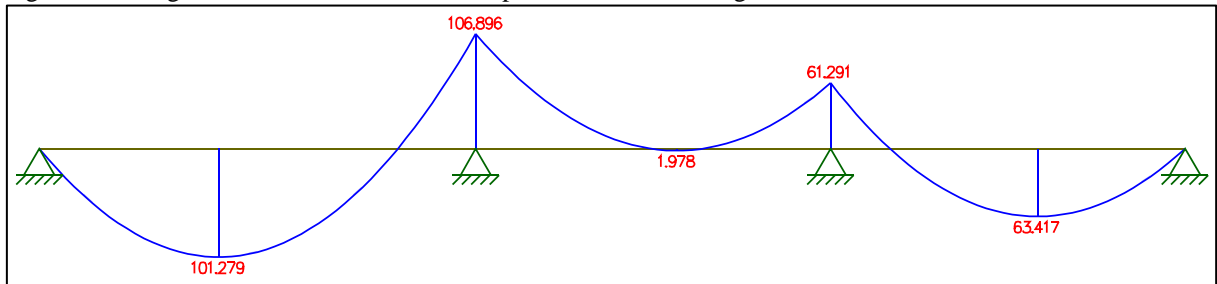
Tabela 22 - Carregamentos Vigas (Temperatura Ambiente)

Vigas	Trecho	Cargas (kN/m)	L (m)	Vigas	Trecho	Cargas (kN/m)	L (m)
V1	I	29,29	6,4	V5	I	32,36	5,3
	II	25,01	5,2		II	38,82	3,7
	III	27,07	5,2		III	32,35	6,4
V2	I	29,42	4,7	V6	I	42,21	3,7
	II	34,08	1,7		I	57,42	5,3
	III	44,20	5,2	V7	II	37,27	3,7
	IV	49,34	5,2		III	61,62	6,4
V3	I	31,23	4,7	V8	I	45,66	5,3
	II	35,89	1,7		II	38,49	3,7
	III	42,29	5,2		III	55,36	6,4
	IV	46,87	5,2		I	25,60	5,3
V4	I	31,11	6,4	V9	II	23,30	3,7
	II	23,96	5,2		III	28,77	6,4
	III	31,96	5,2				

Fonte: a autora.

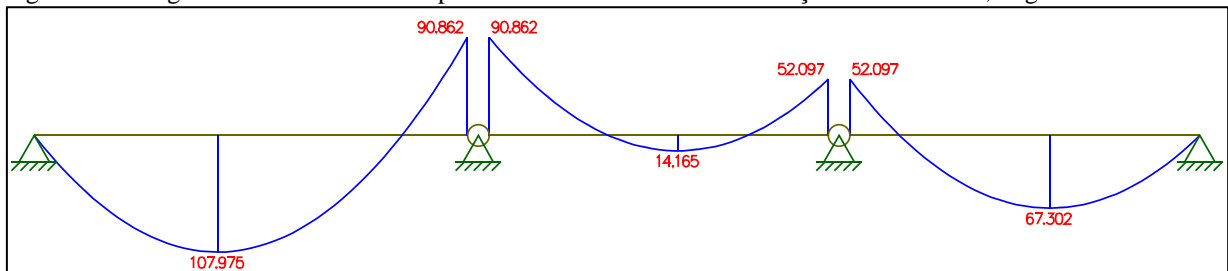
Na redistribuição de momentos, como recomendado pela NBR 6118 (ANBT, 2014), e por Silva (2012, p.128), foi adotada uma máxima redistribuição de 25%. Assim, para a temperatura ambiente os momentos máximos negativos foram multiplicados por 0,85 (reduzindo 15%), com o valor obtido, foi colocado rótulas nos apoios, para gerar a redistribuição, pelo Ftool, como é possível observar nas figuras 28 e 29.

Figura 28 - Diagrama de momento fletor a temperatura ambiente, Viga V01



Fonte: a autora.

Figura 29 - Diagrama de momento a temperatura ambiente com redistribuição de momentos, Viga V01



Fonte: a autora.

Com esses novos momentos (diagramas presentes no apêndice E), foram calculadas novas armaduras, e os respectivos momentos resistentes (tabela 23).

Tabela 23 - Momentos resistentes das vigas contínuas com a redistribuição de momentos.

Vigas	Corte	M (kN.m)	Mred (kN.m)	Barras	As (cm ²)	Mrd (kN.m)
V1	I	101,279	107,975	(2Ø16+1Ø12,5)+(3Ø12,5)	8,930	147,217
	II	-106,896	-90,8616	(2Ø16+1Ø12,5)+(3Ø12,5)	8,930	146,990
	III	1,978	14,165	2Ø10	1,571	30,648
	IV	-61,291	-52,09735	2Ø16	4,021	74,866
	V	63,417	67,302	2Ø16+1Ø12,5	5,248	95,801
V2	I	133,705	146,247	(3Ø16)+(2Ø16+1Ø12,5)	11,280	200,917
	II	-173,513	-147,48605	(3Ø16)+(3Ø16)	12,064	211,173
	III	6,734	27,949	4Ø8	2,011	43,412
	IV	-114,704	-97,4984	(1Ø16+2Ø12,5)+(2Ø12,5)	6,919	134,524
	V	114,348	121,583	(2Ø16+1Ø12,5)+(3Ø12,5)	8,930	166,63
V3	I	141,252	154,073	(3Ø16)+(4Ø12,5)	10,941	220,374
	II	-177,93	-151,2405	(3Ø16)+(4Ø12,5)	10,941	218,947
	III	3,126	23,811	1Ø10+2Ø8	1,7901	42,645
	IV	-106,198	-90,2683	(2Ø12,5+2Ø10)+(2Ø10)	5,596	124,147
	V	109,771	116,501	(2Ø16+1Ø12,5)+(2Ø12,5)	7,703	164,508
V4	I	109,397	116,284	(3Ø16)+(2Ø12,5)	8,486	160,983
	II	-109,116	-92,7486	(1Ø16+2Ø12,5)+(2Ø12,5)	6,919	134,127
	III	5,832	7,018	2Ø10	1,571	34,067
	IV	-67,226	-57,1421	2Ø16	4,021	83,603
	V	77,027	81,343	3Ø16	6,032	121,638

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 23 – Momentos resistentes das vigas contínuas com a redistribuição de momentos.

Vigas	Corte	M (kN.m)	Mred (kN.m)	Barras	As (cm ²)	Mrd (kN.m)
V5	I	81,196	85,714	(3Ø16)+(2Ø12,5)	8,486	124,088
	II	-70,292	-59,7482	2Ø16+1Ø12,5	5,248	84,089
	III	-24,922	-11,474	3Ø8	1,508	26,239
	IV	-116,416	-98,9536	(3Ø16)+(2Ø16)	10,53	145,219
	V	112,538	119,85	(3Ø20)+(2Ø16)	13,446	173,834
V7	I	153,436	160,244	(3Ø16)+(2Ø12,5)	8,486	160,983
	II	-102,928	-87,4888	1Ø16+2Ø12,5	4,465	92,151
	III	-79,804	-59,554	1Ø12,5+2Ø10	2,798	59,538
	IV	-204,428	-173,7638	(2Ø16+1Ø12,5)+(3Ø12,5)	8,93	167,912
	V	221,559	234,594	(3Ø20)+(2Ø16)	13,446	232,512
V8	I	121,628	127,092	(4Ø12,5)+(2Ø10)	6,48	128,125
	II	-82,727	-70,31795	3Ø12,5	3,682	77,223
	III	-59,156	-41,759	4Ø8	2,011	43,420
	IV	-188,584	-160,2964	(3Ø16)+(2Ø12,5)	8,486	160,983
	V	196,993	208,961	(3Ø16)+(3Ø16)	12,064	211,177
V9	I	67,066	70,276	(4Ø12,5)+(2Ø10)	6,48	99,951
	II	-48,981	-41,63385	3Ø12,5	3,682	61,214
	III	-30,188	-20,179	1Ø10+2Ø8	1,791	30,971
	IV	-98,975	-84,12875	(3Ø16)+(2Ø12,5)	8,486	124,088
	V	101,971	108,241	(3Ø16)+(4Ø12,5)	10,941	149,026

Fonte: a autora.

Para a viga V06, a única biapoiada da edificação, foi considerado como o momento resistente o determinado pela armadura sem a redistribuição de momentos, 61,208kN.m.

5.2.3.1.2 Momento Solicitante em Situação de Incêndio ($M_{sd,fi}$)

Primeiro foi necessário determinar os carregamentos sobre as vigas em situação de incêndio, na qual foi utilizada a equação 2.11, descritos na tabela 24 e representados no apêndice C. Com esses carregamentos foi possível determinar os momentos solicitantes. Mas assim como em temperatura ambiente, também é necessário redistribuir os momentos, só que nesse caso, dos positivos para os negativos.

Tabela 24 - Carregamentos Vigas (Situação de Incêndio)

Vigas	Trecho	Cargas (kN/m)	L (m)	Vigas	Trecho	Cargas (kN/m)	L (m)
V1	I	20,47	6,4	V5	I	22,87	5,3
	II	17,57	5,2		II	25,41	3,7
	III	18,97	5,2		III	22,53	6,4
V2	I	20,56	4,7	V6	I	27,17	3,7
	II	23,55	1,7		V7	I	39,61
	III	30,80	5,2	II		25,75	3,7
	IV	34,30	5,2	III	42,34	6,4	
V3	I	22,09	4,7	V8	I	30,61	5,3
	II	25,07	1,7		II	27,08	3,7
	III	29,14	5,2		III	38,10	6,4
	IV	32,17	5,2	V9	I	17,69	5,3
I	22,00	6,4	II		16,52	3,7	
V4	II	16,65	5,2	III	20,11	6,4	
	III	21,80	5,2				

Fonte: a autora.

Como afirmado por Silva (2012, p.129), vigas de concreto se tornam mais dúcteis em situação de incêndio. Assim, o coeficiente de redistribuição de momentos em situação de incêndio pode ser maior do que o aplicado à temperatura ambiente. Então foi adotado 25%.

Diante disso, os momentos máximos positivos foram multiplicados por 0,75, e para o cálculo do momento negativo após a redistribuição utilizou-se a equação 5.8. Esses valores de momentos encontrados com a redistribuição são os momentos solicitantes em situação de incêndio. Na tabela 25 estão os valores encontrados, e no apêndice F os diagramas fletores das vigas em situação de incêndio, com e sem a redistribuição de momentos.

$$M_{Sd,fi\text{ redistribuído}}^- = \frac{p_{d,fi} \cdot L^2}{2} - p_{d,fi} \cdot L^2 \cdot \sqrt{\frac{2M_{Sd,fi\text{ redistribuído}}^+}{p_{d,fi} \cdot L^2}} \quad (5.8)$$

Onde:

L: vão da viga;

$M_{Sd,fi\text{ redistribuído}}^+$ e $M_{Sd,fi\text{ redistribuído}}^-$: momentos fletores solicitantes redistribuídos em situação de incêndio, positivo e negativo, respectivamente;

$p_{d,fi}$: carregamento uniforme distribuído em situação de incêndio.

Tabela 25 - Momentos solicitantes em situação de incêndio

Vigas	Trecho	M (kN.m)	M _{red} ⁺ (kN.m)	M _{red} ⁻ (kN.m)	Vigas	Trecho	M (kN.m)	M _{red} ⁺ (kN.m)	M _{red} ⁻ (kN.m)
V1	I	70,745	53,059		V5	I	57,798	43,349	
	II	74,796		120,944		II	48,699		85,174
	IV	43,054		71,604		IV	80,105		131,240
	V	44,399	33,299			V	78,778	59,084	
V2	I	91,19	68,393		V7	I	105,8	79,350	
	II	118,315		192,950		II	71,1		136,112
	IV	80,44		131,820		IV	140,5		237,895
	V	79,202	59,402			V	152,2	114,150	
V3	I	97,566	73,175		V8	I	81,5	61,125	
	II	121,974		200,225		II	55,5		105,703
	IV	73,12		121,618		IV	130,4		217,510
	V	75,248	56,436			V	135,3	101,475	
V4	I	77,375	58,031		V9	I	46,304	34,728	
	II	77,131		127,125		II	33,938		62,718
	IV	45,698		79,050		IV	69,384		115,278
	V	52,606	39,455			V	71,193	53,395	

Fonte: a autora.

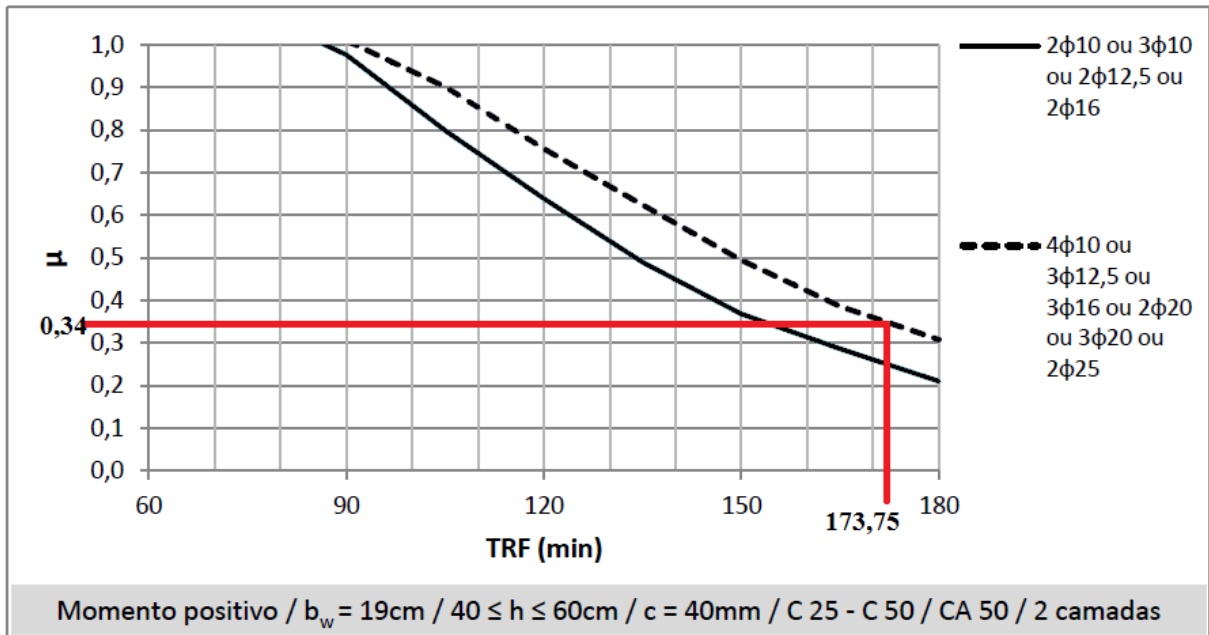
Para a viga V06, que é biapoiada, o momento solicitante é o momento sem a redistribuição, 46,5 kN.m.

5.2.3.1.3 Verificações

As verificações foram feitas considerando os momentos solicitantes em situação de incêndio com e sem a redistribuição de momentos, no qual é adotado o menor valor de TRF entre as duas.

Seguindo a equação 3.23 foram calculados os parâmetros μ , utilizados nos gráficos para verificação. Na figura 30 está um exemplo de como foram utilizados os gráficos, a viga em questão verificada é a V1 corte I, cujo $\mu=0,337$, base de 20 cm, $c=5,69$ cm, cujas armaduras estão distribuídas em 2 camadas, sendo a primeira formada por duas barras de $\varnothing 20$ cm. O momento do corte em questão foi positivo. A figura representa a situação de incêndio sem a redistribuição de momentos.

Figura 30 - Método Gráfico para Identificação do TRF



Fonte: (adaptado ALBUQUERQUE, 2012, p.212).

Na tabela 26 estão os TRFs encontrados, tanto para situação com redistribuição de momentos, quando para a sem. Como é possível observar, em alguns trechos (viga V07 da seção II ao IV e viga V08 seção IV) o momento solicitante em situação de incêndio com a redistribuição de momentos foi maior que a resistente. Nesses pontos foi necessário redimensionar as vigas para resistir a esses momentos. Como parâmetro de projeto as dimensões foram mantidas, e foi alterada apenas a armadura.

Tabela 26 - Verificação dos TRFs (Método Gráfico)

Vigas	Seção	Sem Redistribuição de Momentos			Com Redistribuição de Momentos			TRF (min)
		μ	TRF (min)	Verificação	μ	TRF (min)	Verificação	
V1	I	+ 0,34	173,75	OK	+ 0,25	172,5	OK	172,5
	II	- 0,51	180	OK	- 0,82	130	OK	130
	III	+ 0,05	180	OK	+ 0,04	180	OK	180
	IV	- 0,58	180	OK	- 0,96	138,75	OK	138,75
	V	+ 0,46	132,5	OK	+ 0,35	147,5	OK	132,5
V2	I	+ 0,45	155	OK	+ 0,34	180	OK	155
	II	- 0,56	180	OK	- 0,91	98,33	OK	98,33
	III	+ 0,13	176,67	OK	+ 0,10	180	OK	176,67
	IV	- 0,60	178,33	OK	- 0,98	71,67	OK	71,67
	V	+ 0,48	152,5	OK	+ 0,36	180	OK	152,5
V3	I	+ 0,44	157,5	OK	+ 0,33	173,75	OK	157,5
	II	- 0,56	180	OK	- 0,91	111,88	OK	111,88
	III	+ 0,06	180	OK	+ 0,04	180	OK	180
	IV	- 0,59	180	OK	- 0,98	107,5	OK	107,5
	V	+ 0,46	155	OK	+ 0,34	173,75	OK	155

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 26 – Verificação dos TRFs (Método Gráfico)

Vigas	Seção	Sem Redistribuição de Momentos			Com Redistribuição de Momentos			TRF (min)
		μ	TRF (min)	Verificação	μ	TRF (min)	Verificação	
V4	I	+ 0,48	152,5	OK	+ 0,36	170	OK	152,5
	II	- 0,58	180	OK	- 0,95	91,67	OK	91,67
	III	+ 0,12	180	OK	+ 0,15	180	OK	180
	IV	- 0,55	180	OK	- 0,95	150	OK	150
	V	+ 0,43	137,5	OK	+ 0,32	150	OK	137,5
V5	I	+ 0,47	155	OK	+ 0,35	173,75	OK	155
	II	- 0,58	180	OK	- 0,89	75	OK	75
	III	- 0,74	178,3	OK	- 0,93	138,33	OK	138,33
	IV	- 0,55	156,67	OK	- 0,90	75	OK	75
	V	+ 0,45	155	OK	+ 0,34	173,75	OK	155
V6	I	- 0,76	173,33	OK	-	-	-	173,33
V7	I	+ 0,66	130,83	OK	+ 0,49	150	OK	130,83
	II	- 0,77	171,25	OK	- 1,48	Inviável	OK	Inviável
	III	- 0,92	155	OK	- 1,15	Inviável	OK	Inviável
	IV	- 0,84	142,5	OK	- 1,42	Inviável	OK	Inviável
	V	+ 0,65	130,83	OK	+ 0,49	150	OK	130,83
V8	I	+ 0,64	132,5	OK	+ 0,48	152,5	OK	132,5
	II	- 0,72	180	OK	- 0,87	163,75	OK	163,75
	III	- 0,90	169	OK	- 0,93	135,63	OK	135,63
	IV	- 0,81	130	OK	- 1,35	Inviável	OK	Inviável
	V	+ 0,64	132,5	OK	+ 0,48	152,5	OK	132,5
V9	I	+ 0,46	155	OK	+ 0,35	173,75	OK	155
	II	- 0,55	180	OK	- 0,66	180	OK	180
	III	- 0,67	180	OK	- 0,83	155	OK	155
	IV	- 0,56	156,67	OK	- 0,93	68,33	OK	68,33
	V	+ 0,48	152,5	OK	+ 0,36	170	OK	152,5

Fonte: a autora.

Na tabela 27 estão as novas armaduras adotadas para os trechos, e as verificações, agora todas de acordo.

Tabela 27 - Correção Trechos

Vigas	Armadura	Área de Aço (cm ²)	c ₁ (cm)	Mrd (kN.m)	Sem Redistribuição				Com Redistribuição			
					Msd,fi (kN.m)	μ	TRF (min)	OK	Msd,fi (kN.m)	μ	TRF (min)	OK
II	(2Ø20+1Ø20)	9,425	4,5	179,28	- 71,10	0,40	180	OK	- 136,11	0,76	108	OK
V7 III	3Ø12,5	3,682	4,125	77,223	- 54,90	0,71	180	OK	- 68,63	0,89	162,5	OK
IV	(3Ø20)+(3Ø16)	15,457	5,983	255,03	- 140,50	0,55	150	OK	- 237,89	0,93	71,67	OK
V8 IV	(3Ø20)+(2Ø16)	13,446	5,636	232,3	- 130,40	0,56	150	OK	- 217,51	0,94	65	OK

Fonte: a autora.

Após as correções necessárias, todos os elementos ficaram de acordo com o necessário, ou seja TRF superior aos 60 minutos do TRRF.

Vale ressaltar que, com a redistribuição de momentos, foi necessário alterar a armaduras das vigas, nos trechos de momento negativo, além dos trechos citados que

sofreram correções. No apêndice G estão os novos detalhamentos e os respectivos quadros de ferro.

5.2.3.2 Método Tabular

A verificação pelo método tabular, assim como para as lajes, é feita comparando apenas a largura da base da viga e o c_1 . Como descrito na seção 3.1.1.2, quando vigas não possuírem dupla camada de armadura, é necessário que o c_{11} seja no mínimo 1 cm maior que c_1 . Nos casos que isso não ocorreu, foi adotado que c_1 com 1 cm menor que o real, para efeito de verificação.

Para efeito de comparação, como no método gráfico foi considerado b_w de 19 cm, no método tabular também foi considerado a mesma medida. Diante disso, na tabela 28 estão os TRFs de cada seção das vigas. Nos casos em que as tabelas da NBR 15200 (ABNT, 2012) não possuíam o valor das dimensões dos elementos, foi realizado interpolações, como recomendado pela própria norma.

Como é possível observar, todos os trechos estão de acordo com o solicitado, TRFs superiores aos 60 minutos do TRRF.

Tabela 28 - Verificações dos TRFs (Método Tabular)

Vigas	Altura (cm)	Armadura	c_1 (cm)	c_{11} (cm)	Base (mm)	c_{1ver} (mm)	TRF (min)
V1	I	(2 ϕ 20+1 ϕ 16)+(3 ϕ 16)	6,07	5,99	200	60,72	148,5
	II	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,4
	III	2 ϕ 10	4,00	4,00	200	30,00	92,7
	IV	2 ϕ 16	4,30	4,30	200	33,00	98,2
	V	3 ϕ 10	4,00	6,00	200	40,00	110,9
V2	I	(3 ϕ 16)+(2 ϕ 16)	5,74	5,44	200	57,40	142,5
	II	(3 ϕ 16)+(2 ϕ 16)	6,04	5,68	200	60,40	148
	III	2 ϕ 12,5	4,13	4,13	200	31,25	95,1
	IV	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,4
	V	3 ϕ 12,5	4,13	6,08	200	41,25	113,3
V3	I	(3 ϕ 16)+(2 ϕ 12,5)	5,29	5,60	200	52,91	134,4
	II	(3 ϕ 16)+(2 ϕ 16)	6,04	5,68	200	60,40	148
	III	2 ϕ 12,5	4,13	4,13	200	31,25	95,1
	IV	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,4
	V	3 ϕ 12,5	4,13	6,08	200	41,25	113,3
V4	I	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,4
	II	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,4
	III	2 ϕ 12,5	4,13	4,13	200	31,25	95,1
	IV	3 ϕ 12,5	4,13	6,08	200	41,25	113,3
	V	3 ϕ 12,5	4,13	6,08	200	41,25	113,3

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 28 – Verificações dos TRFs (Método Tabular)

Vigas	Altura (cm)	Armadura	c_1 (cm)	c_{11} (cm)	Base (mm)	c_{1ver} (mm)	TRF (min)	
V5	I	45	3 ϕ 10	4,00	6,00	200	40,00	110,9
	II	45	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,3
	III	45	3 ϕ 10	4,00	6,00	200	40,00	110,9
	IV	45	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,3
	V	45	4 ϕ 12,5	4,13	6,09	200	41,25	113,3
V6	I	45	3 ϕ 12,5	4,13	6,08	200	41,25	82,5
	II	55	3 ϕ 12,5	4,13	6,08	200	41,25	113,3
V7	II	55	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,3
	III	55	2 ϕ 12,5	4,13	4,13	200	31,25	95,1
	IV	55	(3 ϕ 16)+(2 ϕ 12,5)	5,29	5,60	200	52,91	134,4
	V	55	(2 ϕ 12,5+2 ϕ 10)+(2 ϕ 10)	4,97	5,20	200	49,67	128,5
	I	55	2 ϕ 12,5+1 ϕ 10	4,09	5,55	200	40,95	112,5
V8	II	55	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,3
	III	55	2 ϕ 12,5	4,13	4,13	200	31,25	95,1
	IV	55	(3 ϕ 16)+(2 ϕ 12,5)	5,29	5,60	200	52,91	134,4
	V	55	4 ϕ 12,5	4,13	6,09	200	41,25	113,3
	I	45	3 ϕ 10	4,00	6,00	200	40,00	110,9
V9	II	45	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,3
	III	45	2 ϕ 10	4,00	4,00	200	30,00	92,7
	IV	45	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,3
	V	45	3 ϕ 16	4,30	6,20	200	43,00	116,3

Fonte: a autora.

5.2.4 Pilares

Foi utilizado, primeiro, o método analítico, e depois o método tabular.

5.2.4.1 Método Analítico

O parâmetro μ no método gráfico (para as vigas) utiliza os momentos resistente e solicitante. Já no método analítico (para os pilares), utiliza as forças normais resistentes e solicitantes.

Assim, foi encontrado a força normal resistente (N_{Rd}) dos pilares calculados em situação de temperatura ambiente, e a força normal solicitante ($N_{Sd,fi}$) em situação de incêndio. O restante dos valores foi encontrado seguindo as equações 3.17 a 3.22. Vale ressaltar que o comprimento equivalente dos pilares dos pavimentos intermediários foi considerado 50% do valor a temperatura ambiente, e os do pavimento mais alto, 70%, como descrito na seção 3.2.

Mas, o método analítico possui alguns parâmetros a serem seguidos (seção 3.2), e alguns trechos não cumpriram o que exige que a excentricidade de primeira ordem da força normal seja no máximo 15% da menor dimensão do pilar, impossibilitando a verificação dos

mesmos por esse método. Na tabela 29 estão os resultados encontrados a respeito das características dos pilares, e nela estão destacados os trechos que não passaram na verificação, e na tabela 30 os TRFs para os trechos que foram possíveis realizar a verificação.

Tabela 29 - Características de dimensionamento dos pilares

Pilar	N_{Rd} (kN)	$N_{sd,fi}$ (kN)	μ_{fi}	R_{μ}	$M_{Sd,fi}$ (kN.m)	e (mm)	c_1 (mm)	R_a	$L_{ef,fi}$ (m)	R_l	b' (mm)	R_b	n	R_n
P1	5	256,03	193,54	0,76	20,26	15,757	81	42,55	20,080	2,38	25,152	240,00	21,60	8 12
	4	635,47	467,02	0,73	22,00	29,12	62	43,46	21,542	1,7	31,68	240,00	21,60	10 12
	3	987,46	740,50	0,75	20,76	26,25	35	43,46	21,542	1,7	31,68	240,00	21,60	10 12
	2	1414,68	1015,74	0,72	23,41	22,33	22	43,46	21,542	1,75	31,2	240,00	21,60	10 12
	1	1776,99	1290,97	0,73	22,70	26,67	21	43,34	21,341	3,5	14,4	240,00	21,60	12 12
P2	5	491,01	364,37	0,74	21,41	14,56	40	44,30	22,880	2,275	26,16	300,00	27,00	4 0
	4	1247,10	881,53	0,71	24,33	20,93	24	46,30	26,080	1,625	32,4	300,00	27,00	4 0
	3	1908,64	1398,69	0,73	22,18	21,14	15	45,82	25,304	1,625	32,4	300,00	27,00	6 12
	2	2834,26	1918,47	0,68	26,82	30,45	16	47,22	27,551	1,675	31,92	342,86	30,86	8 12
	1	3883,87	2438,25	0,63	30,89	30,45	12	47,02	27,233	3,35	15,84	342,86	30,86	10 12
P3	5	378,60	298,68	0,79	17,52	7,63	26	40,95	17,515	2,275	26,16	272,73	24,55	6 12
	4	913,70	722,56	0,79	17,36	12,53	17	43,89	22,225	1,625	32,4	272,73	24,55	6 12
	3	1413,43	1146,44	0,81	15,68	16,8	15	44,30	22,880	1,625	32,4	272,73	24,55	8 12
	2	2133,01	1573,60	0,74	21,77	21,77	14	44,30	22,880	1,7	31,68	300,00	27,00	8 12
	1	2673,04	2000,76	0,75	20,87	23,66	12	44,30	22,880	3,4	15,36	300,00	27,00	8 12
P4	5	202,90	160,79	0,79	17,23	9,8	61	40,95	17,515	2,31	25,824	240,00	21,60	6 12
	4	500,19	388,24	0,78	18,58	15,96	41	37,10	11,360	1,65	32,16	240,00	21,60	8 12
	3	767,79	615,69	0,80	16,44	16,59	27	43,64	21,819	1,65	32,16	240,00	21,60	8 12
	2	1157,18	845,76	0,73	22,34	24,57	29	43,64	21,819	1,725	31,44	240,00	21,60	8 12
	1	1397,15	1075,84	0,77	19,09	25,27	23	43,64	21,819	3,45	14,88	240,00	21,60	8 12
P5	5	372,42	302,98	0,81	15,48	22,89	76	40,00	16,000	2,345	25,488	240,00	21,60	12 12
	4	929,48	732,82	0,79	17,56	25,62	35	43,46	21,542	1,675	31,92	240,00	21,60	10 12
	3	1548,87	1162,65	0,75	20,70	9,03	8	44,30	22,880	1,675	31,92	240,00	21,60	10 12
	2	2300,03	1597,51	0,69	25,35	18,62	12	44,30	22,880	1,75	31,2	300,00	27,00	10 12
	1	2790,56	2032,38	0,73	22,55	12,18	6	44,30	22,880	3,5	14,4	300,00	27,00	10 12
P6	5	722,27	558,79	0,77	18,79	21	38	40,00	16,000	2,345	25,488	300,00	27,00	6 12
	4	1709,48	1353,32	0,79	17,29	34,23	25	43,64	21,819	1,675	31,92	300,00	27,00	8 12
	3	2577,62	2147,84	0,83	13,84	37,73	18	43,89	22,225	1,675	31,92	300,00	27,00	12 12
	2	3604,24	2946,74	0,82	15,14	38,78	13	44,30	22,880	1,725	31,44	360,00	32,40	10 12
	1	4511,84	3745,64	0,83	14,10	66,92	18	38,09	12,940	3,45	14,88	360,00	32,40	10 12
P7	5	758,43	499,37	0,66	28,35	9,87	20	40,00	16,000	2,38	25,152	240,00	21,60	6 12
	4	1360,25	1209,37	0,89	9,21	20,58	17	40,00	16,000	1,7	31,68	240,00	21,60	12 12
	3	2145,94	1919,37	0,89	8,76	25,76	13	44,30	22,880	1,7	31,68	240,00	21,60	10 12
	2	3087,19	2633,54	0,85	12,20	32,76	12	44,30	22,880	1,75	31,2	300,00	27,00	10 12
	1	3915,82	3347,70	0,85	12,04	21,91	7	44,30	22,880	3,5	14,4	300,00	27,00	12 12
P8	5	323,95	284,02	0,88	10,23	13,86	49	40,00	16,000	2,31	25,824	240,00	21,60	6 12
	4	837,64	687,15	0,82	14,91	20,93	30	43,89	22,225	1,65	32,16	240,00	21,60	6 12
	3	1253,09	1090,27	0,87	10,78	23,31	21	43,64	21,819	1,65	32,16	240,00	21,60	8 12
	2	1804,80	1494,93	0,83	14,25	16,94	11	43,64	21,819	1,65	32,16	291,67	26,25	8 12
	1	2264,06	1899,58	0,84	13,36	13,3	7	45,82	25,304	3,3	16,32	291,67	26,25	6 12
P9	5	476,41	261,85	0,55	37,38	15,33	59	41,25	18,000	2,31	25,824	240,00	21,60	6 12
	4	1105,13	632,93	0,57	35,46	13,72	22	43,89	22,225	1,65	32,16	240,00	21,60	8 12
	3	1801,03	1004,00	0,56	36,73	1,75	2	43,46	21,542	1,65	32,16	240,00	21,60	10 12
	2	2428,29	1378,58	0,57	35,88	4,83	4	43,46	21,542	1,75	31,2	240,00	21,60	10 12
	1	3147,25	1753,15	0,56	36,77	1,26	1	43,17	21,069	3,5	14,4	240,00	21,60	12 12

Fonte a autora.

Continuação Tabela 29 – Características de dimensionamento dos pilares

Pilar	N_{Rd} (kN)	$N_{sd,fi}$ (kN)	μ_{fi}	R_{μ}	$M_{sd,fi}$ (kN.m)	e (mm)	c_1 (mm)	R_a	$L_{ef,fi}$ (m)	R_l	b' (mm)	R_b	n	R_n
P10	5	1175,60	466,76	0,40	50,05	15,82	34	40,00	16,000	2,31	25,824	300,00	27,00	6 12
	4	2040,07	1129,81	0,55	37,03	29,05	26	40,00	16,000	1,65	32,16	300,00	27,00	8 12
	3	3118,45	1792,86	0,57	35,28	11,62	6	45,82	25,304	1,65	32,16	300,00	27,00	6 12
	2	4354,05	2458,97	0,56	36,13	18,76	8	45,82	25,304	1,675	31,92	360,00	32,40	6 12
	1	5476,49	3125,09	0,57	35,64	14,28	5	45,32	24,513	3,35	15,84	360,00	32,40	10 12
P11	5	1087,83	366,33	0,34	55,05	7,77	21	40,00	16,000	2,24	26,496	272,73	24,55	4 0
	4	1690,94	886,84	0,52	39,47	16,17	18	40,00	16,000	1,6	32,64	272,73	24,55	8 12
	3	2762,42	1407,36	0,51	40,71	19,95	14	44,30	22,880	1,6	32,64	272,73	24,55	8 12
	2	3873,70	1932,25	0,50	41,60	23,45	12	45,52	24,831	1,7	31,68	300,00	27,00	8 12
	1	4944,44	2457,14	0,50	41,75	19,6	8	45,52	24,831	3,4	15,36	300,00	27,00	8 12
P12	5	424,35	216,70	0,51	40,62	11,97	55	40,00	16,000	2,24	26,496	240,00	21,60	6 12
	4	1070,17	524,02	0,49	42,36	18,48	35	43,89	22,225	1,6	32,64	240,00	21,60	6 12
	3	1638,97	831,35	0,51	40,90	21,35	26	44,30	22,880	1,6	32,64	240,00	21,60	8 12
	2	2318,22	1142,17	0,49	42,11	10,36	9	44,30	22,880	1,7	31,68	240,00	21,60	8 12
	1	2782,19	1452,99	0,52	39,65	18,2	13	44,30	22,880	3,4	15,36	240,00	21,60	8 12
P13	5	286,51	186,69	0,65	28,92	17,5	94	40,00	16,000	2,31	25,824	240,00	21,60	10 12
	4	703,86	450,76	0,64	29,85	20,86	46	43,64	21,819	1,65	32,16	240,00	21,60	8 12
	3	1102,01	714,83	0,65	29,16	15,33	21	43,64	21,819	1,65	32,16	240,00	21,60	8 12
	2	1533,08	980,66	0,64	29,91	16,52	17	43,64	21,819	1,7	31,68	240,00	21,60	8 12
	1	1930,31	1246,48	0,65	29,40	14,98	12	43,64	21,819	3,4	15,36	240,00	21,60	10 12
P14	5	524,81	334,86	0,64	30,04	13,09	39	40,00	16,000	2,275	26,16	272,73	24,55	6 12
	4	1300,39	810,41	0,62	31,27	18,69	23	44,30	22,880	1,625	32,4	272,73	24,55	4 0
	3	2051,52	1285,97	0,63	30,97	27,51	21	46,30	26,080	1,625	32,4	272,73	24,55	4 0
	2	2824,33	1763,71	0,62	31,17	26,67	15	44,30	22,880	1,675	31,92	300,00	27,00	6 12
	1	3943,59	2241,45	0,57	35,82	26,74	12	44,30	22,880	3,35	15,84	300,00	27,00	10 12
P15	5	465,04	260,16	0,56	36,57	5,39	21	40,00	16,000	2,31	25,824	240,00	21,60	4 0
	4	1082,43	629,19	0,58	34,75	11,34	18	41,25	18,000	1,65	32,16	240,00	21,60	4 0
	3	1766,03	998,21	0,57	36,09	16,45	16	43,89	22,225	1,65	32,16	240,00	21,60	6 12
	2	2363,47	1369,87	0,58	34,89	23,94	17	44,30	22,880	1,725	31,44	240,00	21,60	6 12
	1	3062,39	1741,52	0,57	35,80	21,7	12	44,30	22,880	3,45	14,88	240,00	21,60	10 12
P16	5	254,72	149,74	0,59	34,21	9,793	65	40,00	16,000	2,24	26,496	222,22	20,00	6 12
	4	659,74	361,78	0,55	37,49	14,084	39	43,89	22,225	1,6	32,64	222,22	20,00	6 12
	3	981,66	573,81	0,58	34,48	15,582	27	43,89	22,225	1,6	32,64	222,22	20,00	6 12
	2	1346,56	787,60	0,58	34,45	18,83	24	43,89	22,225	1,65	32,16	240,00	21,60	6 12
	1	1659,69	1001,39	0,60	32,92	19,061	19	44,30	22,880	3,3	16,32	240,00	21,60	6 12

Fonte a autora.

Tabela 30 - TRFs e Verificações dos Pilares

Pilar	TRF	Verificação	Pilar	TRF	Verificação	Pilar	TRF	Verificação			
P1	2	102,18	OK	5	91,32	OK	3	138,63	OK		
	1	74,44	OK	4	72,19	OK	P12	2	139,11	OK	
P2	5	82,50	OK	P7	3	81,70	OK	1	105,12	OK	
	4	102,29	OK		2	94,81	OK	3	114,20	OK	
	3	117,99	OK	1	69,12	OK	P13	2	114,67	OK	
	2	136,96	OK	3	83,90	OK		1	86,71	OK	
P3	1	114,34	OK	P8	2	96,77	OK	P14	4	104,46	OK
	5	82,94	OK		1	76,19	OK		3	109,41	OK
	4	100,15	OK	P9	4	126,28	OK		2	129,09	OK
	3	98,45	OK		3	127,36	OK		1	108,63	OK
P4	2	111,72	OK	P10	2	124,03	OK	P15	5	86,41	OK
	1	83,52	OK		1	95,72	OK		4	96,83	OK
	3	92,78	OK	P11	5	140,27	OK		3	127,43	OK
	2	101,26	OK		4	127,65	OK		2	125,11	OK
P5	1	70,62	OK	P12	3	141,96	OK	P16	1	97,88	OK
	3	101,09	OK		2	153,82	OK		3	122,44	OK
	2	117,19	OK	1	120,70	OK	2		124,43	OK	
	1	84,62	OK	P13	5	123,79	OK		1	95,53	OK
4	102,66	OK	4		128,51	OK	P14	4	104,46	OK	
3	97,60	OK	P14	3	143,98	OK		3	109,41	OK	
2	109,18	OK		2	152,54	OK		2	129,09	OK	
1	66,32	OK	1	121,71	OK	1		108,63	OK		

Fonte: a autora.

5.2.4.2 Método Tabular

Para a utilização do método tabular, primeiramente é necessário calcular alguns parâmetros de cada trecho dos pilares, através das equações 3.10, 3.11, 3.12, 3.15 e 3.16. Todos os pilares possuem mais de uma face exposta, em caso de incêndio, por isso, para as verificações, foram utilizadas as tabelas presentes no anexo G.

Na tabela 31 estão os parâmetros calculados e os TRFs dos referidos elementos. Como é possível perceber, alguns trechos estavam abaixo dos 60 minutos definidos pelo TRRF. Então foi necessário redimensionar esses trechos.

Tabela 31 - Parâmetros e Verificações dos Pilares pelo Método Tabular

Pilar	ω	$M_{0sa,fi}$ (kN.m)	e (mm)	I_c (cm ⁴)	r (cm)	$L_{ef,fi}$ (m)	λ_{fi}	v_{fi}	TRF		
P1	5	0,25	15,757	81	106666,67	11,55	2,38	20,61	0,11	88,08	OK
	4	0,39	29,12	62	106666,67	11,55	1,7	14,72	0,24	64,62	OK
	3	0,39	26,25	35	106666,67	11,55	1,7	14,72	0,38	67,99	OK
	2	0,31	22,33	22	208333,33	14,43	1,75	12,12	0,44	67,99	OK
	1	0,36	26,67	21	208333,33	14,43	3,5	24,25	0,54	63,926	OK
P2	5	0,18	14,56	40	67500,00	8,66	2,275	26,27	0,20	118,95	OK
	4	0,28	20,93	24	67500,00	8,66	1,625	18,76	0,44	91,3	OK
	3	0,46	21,14	15	67500,00	8,66	1,625	18,76	0,61	61,1	OK
	2	0,34	30,45	16	160000,00	11,55	1,675	14,51	0,68	61,85	OK
	1	0,41	30,45	12	160000,00	11,55	3,35	29,01	0,82	61,74	OK

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 31 – Parâmetros e Verificações dos Pilares pelo Método Tabular

Pilar	ω	$M_{0sd,fi}$ (kN.m)	e (mm)	I_c (cm ⁴)	r (cm)	$L_{ef,fi}$ (m)	λ_{fi}	ν_{fi}	TRF		
P3	5	0,17	7,63	26	56250,00	8,66	2,275	26,27	0,19	102,74	OK
	4	0,28	12,53	17	56250,00	8,66	1,625	18,76	0,43	79,05	OK
	3	0,43	16,8	15	56250,00	8,66	1,625	18,76	0,61	66,62	OK
	2	0,29	21,77	14	189843,75	12,99	1,7	13,09	0,62	65,41	OK
	1	0,29	23,66	12	189843,75	12,99	3,4	26,17	0,79	55,73	Verificar
P4	5	0,22	9,8	61	45000,00	8,66	2,31	26,67	0,13	85,52	OK
	4	0,43	15,96	41	45000,00	8,66	1,65	19,05	0,26	78,15	OK
	3	0,43	16,59	27	45000,00	8,66	1,65	19,05	0,41	68,39	OK
	2	0,29	24,57	29	151875,00	12,99	1,725	13,28	0,42	68,39	OK
	1	0,29	25,27	23	151875,00	12,99	3,45	26,56	0,53	65,519	OK
P5	5	0,24	22,89	76	106666,67	11,55	2,345	20,31	0,18	60	OK
	4	0,39	25,62	35	106666,67	11,55	1,675	14,51	0,38	67,99	OK
	3	0,50	9,03	8	106666,67	11,55	1,675	14,51	0,55	77,16	OK
	2	0,29	18,62	12	346614,58	15,88	1,75	11,02	0,51	78,72	OK
	1	0,29	12,18	6	346614,58	15,88	3,5	22,04	0,65	97,03	OK
P6	5	0,09	21	38	133333,33	11,55	2,345	20,31	0,29	75	OK
	4	0,26	34,23	25	133333,33	11,55	1,675	14,51	0,61	65,497	OK
	3	0,45	37,73	18	133333,33	11,55	1,675	14,51	0,85	55,19	Verificar
	2	0,27	38,78	13	312500,00	14,43	1,725	11,95	0,89	60,29	OK
	1	0,33	66,92	18	312500,00	14,43	3,45	23,90	1,07	46,19	Verificar
P7	5	0,10	9,87	20	151875,00	12,99	2,38	18,32	0,29	60	OK
	4	0,21	20,58	17	151875,00	12,99	1,7	13,09	0,63	49,678	Verificar
	3	0,45	25,76	13	151875,00	12,99	1,7	13,09	0,84	50,19	Verificar
	2	0,29	32,76	12	346614,58	15,88	1,75	11,02	0,85	55,73	Verificar
	1	0,35	21,91	7	346614,58	15,88	3,5	22,04	1,03	97,03	OK
P8	5	0,13	13,86	49	71458,33	10,10	2,31	22,86	0,20	60	OK
	4	0,30	20,93	30	71458,33	10,10	1,65	16,33	0,43	68,98	OK
	3	0,30	23,31	21	71458,33	10,10	1,65	16,33	0,68	51,164	Verificar
	2	0,24	16,94	11	89322,92	10,10	1,65	16,33	0,79	54,88	Verificar
	1	0,38	13,3	7	89322,92	10,10	3,3	32,66	0,90	99,51	OK
P9	5	0,18	15,33	59	106666,67	11,55	2,31	20,01	0,16	61,67	OK
	4	0,26	13,72	22	106666,67	11,55	1,65	14,29	0,36	68,98	OK
	3	0,39	1,75	2	106666,67	11,55	1,65	14,29	0,52	76,16	OK
	2	0,26	4,83	4	360000,00	17,32	1,75	10,10	0,52	76,16	OK
	1	0,38	1,26	1	360000,00	17,32	3,5	20,21	0,61	75,8	OK
P10	5	0,09	15,82	34	133333,33	11,55	2,31	20,01	0,24	75	OK
	4	0,13	29,05	26	133333,33	11,55	1,65	14,29	0,57	63,4615	OK
	3	0,33	11,62	6	133333,33	11,55	1,65	14,29	0,77	99,51	OK
	2	0,25	18,76	8	227812,50	12,99	1,675	12,89	0,84	113,41	OK
	1	0,25	14,28	5	227812,50	12,99	3,35	25,79	1,06	112,85	OK
P11	5	0,08	7,77	21	56250,00	8,66	2,24	25,87	0,26	75	OK
	4	0,17	16,17	18	56250,00	8,66	1,6	18,48	0,58	62,426	OK
	3	0,43	19,95	14	56250,00	8,66	1,6	18,48	0,75	55,73	Verificar
	2	0,26	23,45	12	260416,67	14,43	1,7	11,78	0,70	57,36	Verificar
	1	0,33	19,6	8	260416,67	14,43	3,4	23,56	0,84	99,03	OK
P12	5	0,16	11,97	55	45000,00	8,66	2,24	25,87	0,18	60	OK
	4	0,35	18,48	35	45000,00	8,66	1,6	18,48	0,37	68,98	OK
	3	0,54	21,35	26	45000,00	8,66	1,6	18,48	0,52	87,373	OK
	2	0,32	10,36	9	208333,33	14,43	1,7	11,78	0,49	114,84	OK
	1	0,32	18,2	13	208333,33	14,43	3,4	23,56	0,63	57,1	Verificar
P13	5	0,22	17,5	94	71458,33	10,10	2,31	22,86	0,12	84	OK
	4	0,37	20,86	46	71458,33	10,10	1,65	16,33	0,27	87,96	OK
	3	0,37	15,33	21	71458,33	10,10	1,65	16,33	0,43	68,39	OK
	2	0,29	16,52	17	151875,00	12,99	1,7	13,09	0,48	68,39	OK
	1	0,34	14,98	12	151875,00	12,99	3,4	26,17	0,59	59,777	Verificar

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 31 – Parâmetros e Verificações dos Pilares pelo Método Tabular

Pilar	ω	$M_{0sd,fi}$ (kN.m)	e (mm)	I_c (cm ⁴)	r (cm)	$L_{ef,fi}$ (m)	λ_{fi}	v_{fi}	TRF		
P14	5	0,13	13,09	39	56250,00	8,66	2,275	26,27	0,23	100,71	OK
	4	0,21	18,69	23	56250,00	8,66	1,625	18,76	0,51	78,72	OK
	3	0,34	27,51	21	56250,00	8,66	1,625	18,76	0,73	58,4	Verificar
	2	0,24	26,67	15	133333,33	11,55	1,675	14,51	0,81	55,73	Verificar
	1	0,40	26,74	12	133333,33	11,55	3,35	29,01	0,91	55,73	Verificar
P15	5	0,09	5,39	21	71458,33	10,10	2,31	22,86	0,19	60	OK
	4	0,14	11,34	18	71458,33	10,10	1,65	16,33	0,45	62,88	OK
	3	0,30	16,45	16	71458,33	10,10	1,65	16,33	0,63	59,91	Verificar
	2	0,24	23,94	17	208333,33	14,43	1,725	11,95	0,63	57,1	Verificar
	1	0,40	21,7	12	208333,33	14,43	3,45	23,90	0,71	50,19	Verificar
P16	5	0,19	9,793	65	26041,67	7,22	2,24	31,04	0,14	75	OK
	4	0,42	14,084	39	26041,67	7,22	1,6	22,17	0,29	88,34	OK
	3	0,42	15,582	27	26041,67	7,22	1,6	22,17	0,46	68,98	OK
	2	0,30	18,83	24	71458,33	10,10	1,65	16,33	0,49	68,98	OK
	1	0,34	19,061	19	71458,33	10,10	3,3	32,66	0,61	<30	Verificar

Fonte: a autora.

Para correção dos trechos com TRF inferior aos 60 minutos, foi utilizado o software Cypecad. Nesses trechos foi feita alterações nas dimensões dos elementos, e consequentemente, também das armaduras.

Na tabela 32 estão às novas dimensões dos elementos suas respectivas armaduras, além das novas verificações. Vale ressaltar, que no pré-projeto foi definido que os dois primeiros pavimentos teriam as mesmas dimensões, assim como os últimos três também. Por isso, em alguns casos em que era necessário alterar apenas um dos trechos, foi feita alterações também em outros.

Tabela 32 - TRFs dos Pilares Redimensionados

Pilar		h_{pilar} (cm)	b_{pilar} (cm)	Armadura	ω	e (mm)	λ_{fi}	v_{fi}	TRF (min)	
P3	2	35	30	8 ϕ 16	0,31	12	16,33	0,66	60,29	OK
	1	35	30	8 ϕ 16	0,31	10	32,66	0,84	111,70	OK
P6	5	35	30	6 ϕ 10	0,09	35	22,86	0,28	90,00	OK
	4	35	30	6 ϕ 16	0,23	24	16,33	0,60	60,29	OK
	3	35	30	4 ϕ 20+2 ϕ 16	0,32	16	16,33	0,89	61,10	OK
	2	40	35	4 ϕ 20+2 ϕ 16	0,24	9	14,51	0,98	121,22	OK
	1	40	35	6 ϕ 20	0,27	3	29,01	1,21	63,78	OK
P7	5	35	30	6 ϕ 12,5	0,14	15	22,86	0,24	114,38	OK
	4	35	30	6 ϕ 12,5	0,14	13	16,33	0,58	72,24	OK
	3	35	30	6 ϕ 12,5	0,14	10	16,33	0,92	108,27	OK
	2	45	30	6 ϕ 16	0,18	11	13,09	0,95	60,29	OK
	1	45	30	6 ϕ 20	0,28	7	26,17	1,11	113,95	OK
P8	5	30	30	4 ϕ 20	0,28	44	26,27	0,14	180,00	OK
	4	30	30	4 ϕ 20	0,28	27	18,76	0,34	91,30	OK
	3	30	30	4 ϕ 20	0,28	18	18,76	0,55	61,36	OK
	2	40	30	4 ϕ 20+2 ϕ 16	0,28	11	14,51	0,56	62,01	OK
	1	40	30	4 ϕ 20+2 ϕ 16	0,28	8	29,01	0,71	115,32	OK

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 32 – TRFs dos Pilares Redimensionados

Pilar	h_{pilar} (cm)	b_{pilar} (cm)	Armadura	ω	e (mm)	λ_{fi}	ν_{fi}	TRF (min)		
P11	5	30	30	6 ϕ 16	0,27	19	25,87	0,19	118,95	OK
	4	30	30	6 ϕ 16	0,27	16	18,48	0,45	88,60	OK
	3	30	30	6 ϕ 16	0,27	11	18,48	0,71	60,29	OK
	2	35	30	4 ϕ 16+4 ϕ 12,5	0,25	13	16,08	0,85	60,07	OK
	1	35	30	4 ϕ 20+2 ϕ 16	0,32	8	32,17	1,02	96,54	OK
P12	2	40	30	8 ϕ 16	0,27	9	14,29	0,43	111,70	OK
	1	40	30	8 ϕ 16	0,27	12	28,58	0,55	60,29	OK
P13	2	40	30	8 ϕ 16	0,27	29	14,51	0,37	88,60	OK
	1	40	30	8 ϕ 16	0,27	14	29,01	0,47	88,60	OK
P14	5	30	30	6 ϕ 16	0,27	37	26,27	0,17	118,95	OK
	4	30	30	6 ϕ 16	0,27	21	18,76	0,41	88,60	OK
	3	30	30	6 ϕ 16	0,27	15	18,76	0,65	60,29	OK
	2	40	30	6 ϕ 16	0,20	14	14,51	0,70	60,29	OK
	1	40	30	6 ϕ 16	0,20	11	29,01	0,89	60,29	OK
P15	5	30	25	6 ϕ 16	0,32	18	26,27	0,15	126,31	OK
	4	30	25	6 ϕ 16	0,32	15	18,76	0,37	79,93	OK
	3	30	25	6 ϕ 16	0,32	14	18,76	0,58	70,25	OK
	2	40	30	6 ϕ 20	0,31	13	14,51	0,50	91,30	OK
	1	40	30	6 ϕ 20	0,31	11	29,01	0,63	61,36	OK
P16	2	40	25	6 ϕ 16+2 ϕ 12,5	0,29	24	14,51	0,35	79,05	OK
	1	40	25	6 ϕ 16+2 ϕ 12,5	0,29	18	29,01	0,45	79,05	OK

Fonte: a autora.

Estão presentes no apêndice H os detalhamentos e os quadros de ferro nos pilares que foram alterados.

5.3 Análise dos dimensionamentos

Comparando as medidas encontradas nos dimensionamentos efetuados nos itens anteriores, foi possível perceber que os elementos que sofreram maiores alterações com as verificações de incêndio foram as vigas, principalmente quando tais verificações foram realizadas pelo método gráfico, devido a necessidade de redistribuição de momentos nas vigas contínuas. As lajes, que foram verificadas pelo método tabular, não sofreram nenhum tipo de alteração. Já os pilares, sofreram alterações quando verificados pelo método tabular.

5.3.1 Lajes

Como dito, no caso das lajes, não houve nenhuma alteração com relação ao consumo de materiais, pois não foi necessária nenhuma modificação das geometrias ou das armaduras na verificação de incêndio, devido ao fato de que pelo método tabular, a laje com menor TRF foi a laje 9, com TRF de 84,3 minutos, superior ao mínimo necessário de 60 minutos. Isso

ocorreu pois, tanto a altura quanto o c_1 das lajes estão acima dos mínimos exigidos pela norma.

Como todas lajes foram dimensionadas com 13 cm, que era a altura mínima (verificações da temperatura ambiente) necessária para apenas uma delas (o restante variava entre 12 e 10 cm), ocasionou maiores valores TRFs para as lajes, como é possível observar na tabela 20.

Na tabela 33 estão os indicadores de consumo das lajes do presente exemplo. Como é possível perceber, não há nenhum valor exorbitante, que justificaria tais valores de TRF.

Tabela 33 - Indicadores de Consumo Lajes

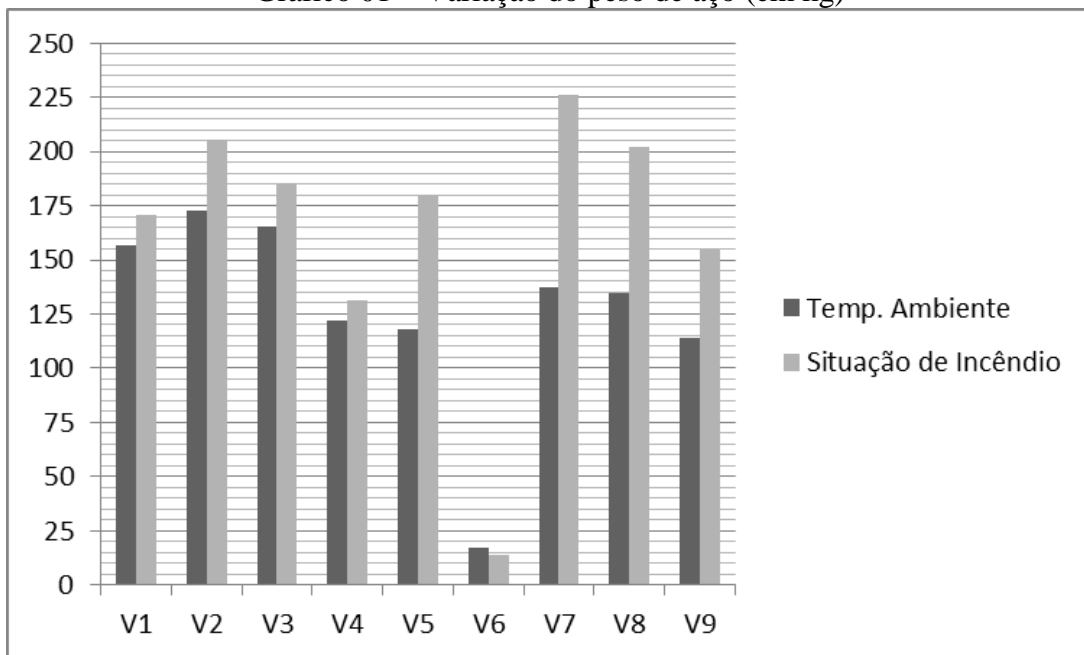
Área Total de Lajes (m ²)	Volume Total de Concreto (m ³)	Peso de Aço (kg)	Consumo de aço (kg/m ²)	Taxa de Armadura (kg/m ³)
241,283	31,3668	2353,02	9,752	75,016

Fonte: a autora.

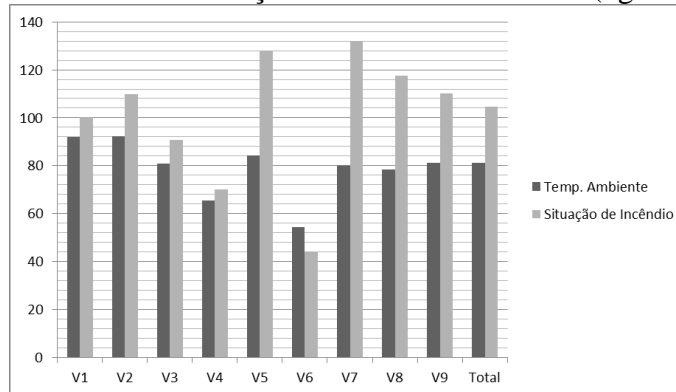
5.3.2 Vigas

Como já detalhado, pelo método gráfico, foi necessário realizar a redistribuição de momentos nas vigas contínuas, o que ocasionou um aumento considerável na armadura, como é possível observar nos gráficos 01 e 02.

Gráfico 01 – Variação do peso de aço (em kg)



Fonte: a autora

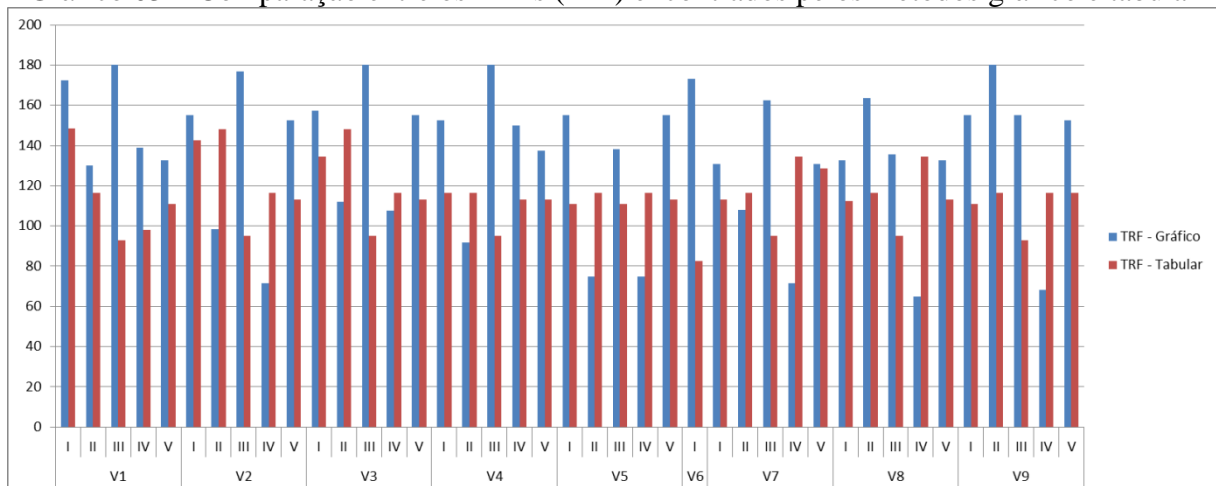
Gráfico 02 – Variação da Taxa de Armadura (kg/m³)

Fonte: a autora.

No total houve um aumento de 330,2 kg de aço por pavimento (cerca de 30%), mas que se justifica pelo aumento da segurança, não só para situações de incêndio, mas também em temperatura ambiente, pois como já detalhado, a redistribuição de momentos considerada é a realizada para a situação de temperatura ambiente. Além disso, não foi feita nenhuma alteração nas dimensões das vigas (o que teria reduzido a armadura), para que fosse possível determinar o efeito dessas verificações sobre o consumo de aço.

Já com relação aos TRFs, como é possível perceber pelo gráfico 03, na grande maioria dos trechos das vigas, obteve-se um valor maior pelo método gráfico, devido a esse método abranger um número maior de variáveis, possibilitando encontrar valores mais próximos à realidade.

Gráfico 03 – Comparação entre os TRFs (min) encontrados pelos métodos gráfico e tabular



Fonte: a autora.

Vale ressaltar que o consumo de concreto não mudou entre os diferentes tipos de dimensionamentos, pois as dimensões foram mantidas. E que a taxa de armadura do

dimensionamento para a situação de incêndio superou os parâmetros recomendados, que são de 80 a 100 kg/m³, devido ao aumento do aço, sem alteração das dimensões das vigas. Na tabela 34 estão os indicadores de consumo das vigas.

Tabela 34 - Indicadores de Consumo Vigas

Situação	Volume Total de Concreto (m ³)	Peso de Aço (kg)	Consumo de aço (kg/m ²)	Taxa de Armadura (kg/m ³)
Temperatura Ambiente	14,035	1137,8	4,291	81,068
Situação de Incêndio	14,035	1468	5,536	104,596

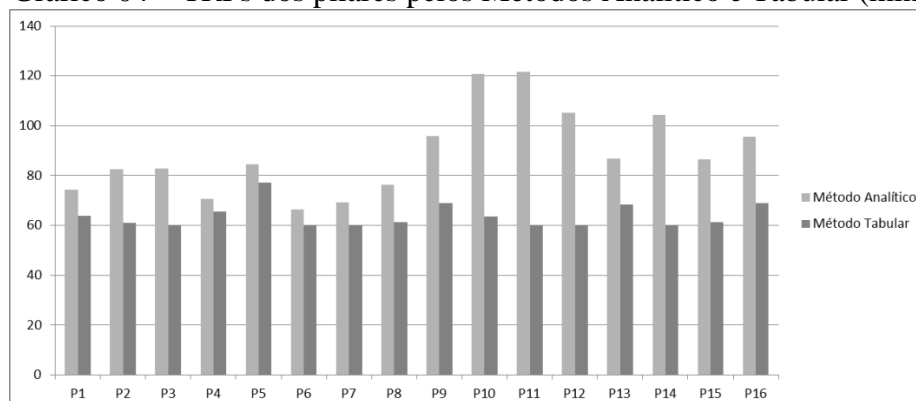
Fonte: a autora.

5.3.3 Pilares

Nos pilares, o método tabular apresentou valores de TRFs menores que os apresentados pelo método analítico. Mas, o método em questão se mostrou mais restritivo. Em alguns trechos de determinados pilares, não foi possível realizar a verificação pelo método analítico, pois os valores da excentricidade de primeira ordem da força normal atuante em situação de incêndio foram superiores a 15% da menor dimensão do pilar, como detalhado na seção 5.2.4.1 do presente trabalho. Nesses trechos foi necessário realizar as verificações pelo método tabular.

Mas, vale ressaltar, que mesmo se mostrando restritivo, o método analítico nos casos que abrange, é mais completo quando comparado ao método tabular, o que ocasionou em maiores valores de TRF, como é possível perceber no gráfico 04, no qual compara os trechos dos pilares que foi possível realizar a verificação pelo método analítico.

Gráfico 04 – TRFs dos pilares pelos Métodos Analítico e Tabular (min)



Fonte: a autora.

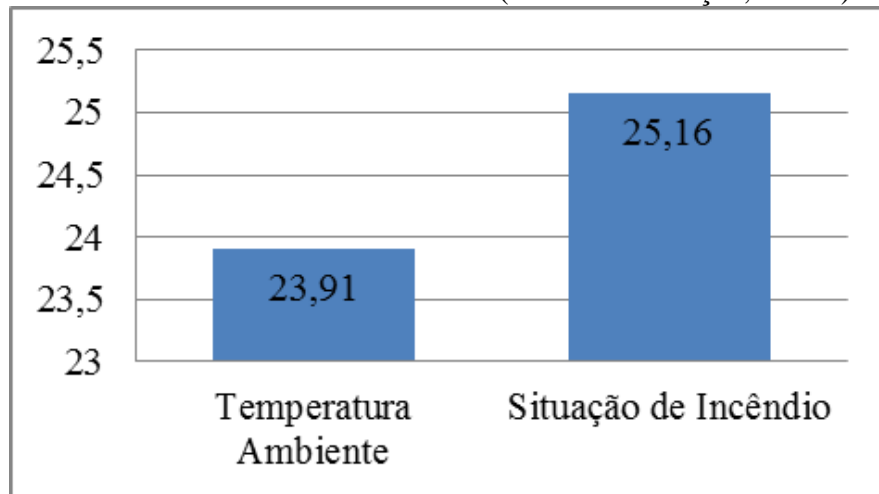
Já com relação ao consumo de materiais, como apresentado na seção 5.2.4.2 do presente trabalho, pelo método tabular alguns trechos não possuíam um TRF superior ao TRRF mínimo exigido, a largura desses elementos não era a mínima necessária para o c_1 dos mesmos, tendo que alterar as dimensões e as armaduras para adequação. Na tabela 35, é possível visualizar a variação na quantidade de concreto, fôrmas e aço, além da taxa de armadura, entre os pilares que foram necessários realizar alterações.

Tabela 35 - Consumo pelo dimensionamento a temperatura ambiente e em situação de incêndio (Método Tabular)

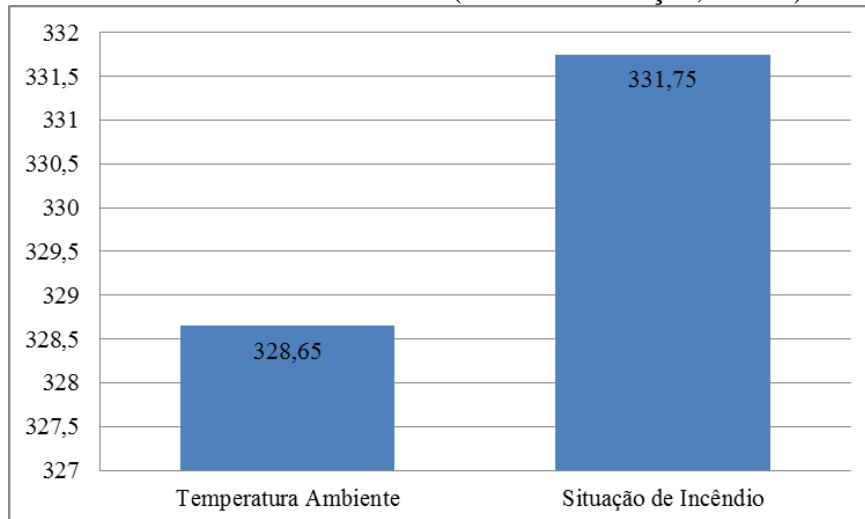
Pilar	Temperatura Ambiente				Situação de Incêndio			
	$V_{\text{conc}} \text{ (m}^3\text{)}$	$A_{\text{fôrma}} \text{ (m}^2\text{)}$	Peso de aço (kg)	TA (kg/m ³)	$V_{\text{conc}} \text{ (m}^3\text{)}$	$A_{\text{fôrma}} \text{ (m}^2\text{)}$	Peso de aço (kg)	TA (kg/m ³)
P3	1,56	21,35	296,8	190,256	1,52	20,65	284	186,842
P4	1,27	19,6	260,5	205,118	1,27	19,6	264,5	208,268
P6	2,11	24,85	378,6	179,431	2,09	24,15	326,4	156,172
P7	1,92	24,85	336,8	175,417	2,05	24,15	245,9	119,951
P8	1,37	19,95	269,9	197,007	1,8	23,4	322,6	179,222
P11	1,66	22,05	287,3	173,072	1,7	21,7	288,5	169,706
P12	1,33	20,3	286,5	215,414	1,47	20,3	283,7	192,993
P13	1,39	20,65	290,8	209,209	1,59	21,35	307,6	193,459
P14	1,48	20,65	269,1	181,824	1,8	22,4	268,5	149,167
P15	1,45	21,35	227,8	157,103	1,62	21,35	325,3	200,802
P16	1,04	17,15	222,1	213,558	1,24	18,55	247,9	199,919
Total:	23,91	328,65	4588	191,886	25,16	331,75	4627,3	183,915

Fonte: a autora.

Como é possível perceber, a taxa de armadura no dimensionamento em situação de incêndio diminuiu, devido ao fato de que o aumento no volume de concreto (V_{conc}) foi de 5% maior do que o do peso do aço, 0,8%. Como as dimensões dos pilares foram alteradas, também houve um aumento (mínimo) na área de forma ($A_{\text{fôrma}}$), 0,9%. Os gráficos 05, 06, 07 representam a diferença entre a quantidade de materiais nas duas situações de dimensionamento.

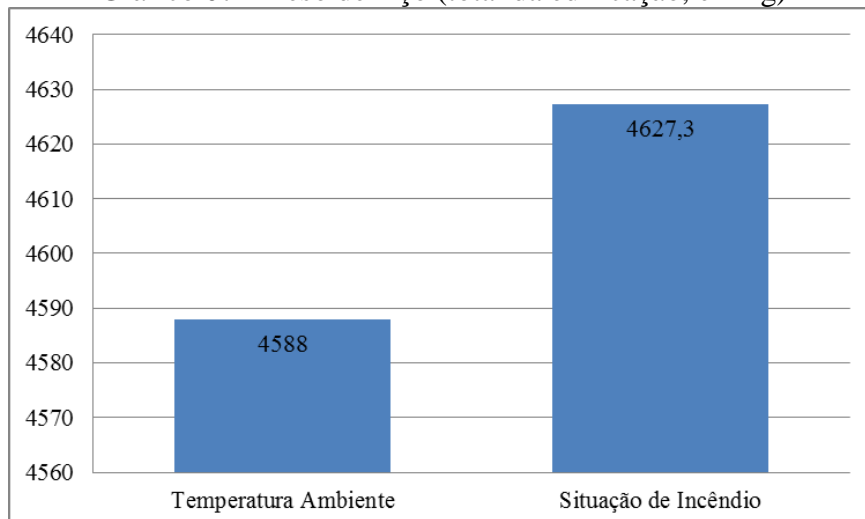
Gráfico 05 – Volumes de concreto (total da edificação, em m³)

Fonte: a autora.

Gráfico 06 – Área de Forma (total da edificação, em m²)

Fonte: a autora.

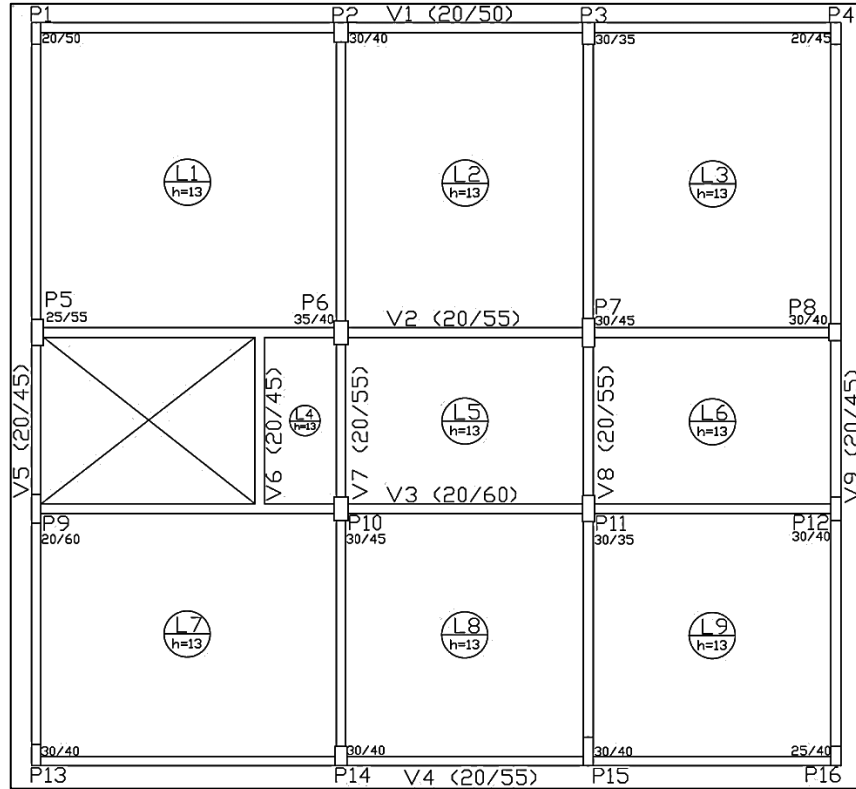
Gráfico 07 – Peso de Aço (total da edificação, em kg)



Fonte: a autora.

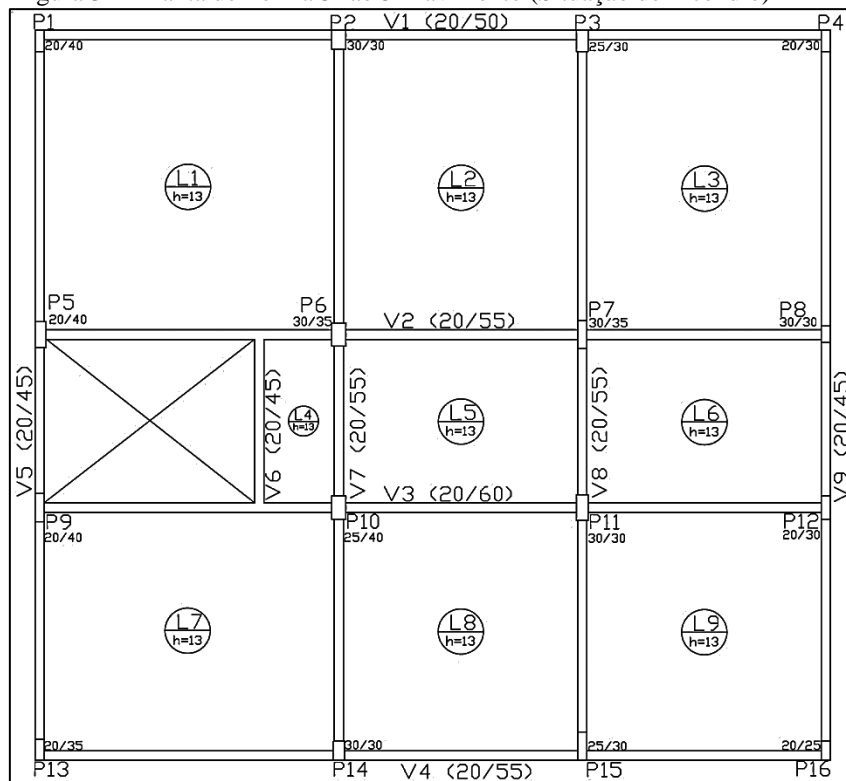
Nas figuras 31 e 32 estão as plantas de fôrma, com as dimensões dos pilares alterados.

Figura 31 - Planta de Fôrma 1° e 2° pavimentos (Situação de Incêndio)



Fonte: autora.

Figura 32 - Planta de Fôrma 3° ao 5° Pavimento (Situação de Incêndio)



Fonte: a autora.

6 CONCLUSÕES

Diante dos estudos realizados, e das atividades desenvolvidas, atendendo aos objetivos específicos e gerais do presente trabalho, foi possível perceber a extrema importância de projetar e executar estruturas que conciliem a técnica a durabilidade e a segurança. E um bom exemplo disso são as estruturas de concreto armado projetadas com a verificação para situação de incêndio.

Também foi possível concluir que muitos fatores influenciam em um cenário de incêndio, como a ventilação do ambiente, as propriedades térmicas dos materiais empregados, etc. Isso faz com seja necessário um estudo elaborado na fase do projeto, não somente do estrutural, mas também do arquitetônico, do hidráulico, entre outros, para tentar prever quaisquer possibilidades de futuros acidentes.

Além disso, são de extrema importância os critérios adotados no dimensionamento, quanto à geometria e a distribuição das armaduras, pois em todos os tipos de verificações são utilizados a distância entre o eixo das armaduras longitudinais a face do concreto exposto ao fogo, além da largura da base, no caso das vigas e dos pilares.

Pelos dimensionamentos realizados, foi possível concluir que o método tabular é o mais simples entre todos apresentados, o que ocasiona fatores de segurança maiores, e conseqüentemente um consumo de material maior, quando comparado a outros métodos de verificação.

O método de verificação gráfico para vigas se mostrou mais completo que o tabular, devido às variáveis que considera, como o momento incidente sobre o elemento, que em nenhum momento é considerado no método tabular. Já o método analítico para os pilares, se mostrou ainda restringido, devido a algumas limitações que apresenta.

Também foi possível concluir que as verificações de incêndio, em edifícios comerciais semelhantes ao usado como exemplo, não geram um consumo de materiais muito superior ao de edificações sem tal verificação. O que ocasionou um consumo de materiais superior foi a redistribuição de momentos nas vigas, cerca de 30% a mais de aço, mas tal redistribuição não é feita apenas para situações de incêndio, pois já é comum redistribuir-se os momentos fletores atuantes sobre os apoios para o meio do vão, e nesse caso, não foi alterada as dimensões do elemento, fator que poderia ter diminuído o consumo de aço, mas aumentado o de concreto. E nos pilares, o aumento do consumo de concreto (cerca de 5%) ocorreu devido as alterações nas dimensões, mas, mesmo com essas alterações, ainda houve uma mínima alteração do consumo de aço (0,08%), devido as dimensões mínimas exigidas pela norma.

Diante disso, ficou claro que o ideal é que no momento do dimensionamento, ainda para temperatura ambiente, seja utilizado o método tabular. E posteriormente, para as verificações, utilizar os métodos alternativos.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, G. B. M. L. de. **Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2012. 245 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projetos de Estruturas de Concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. Mar.

_____. **NBR 6120**: Cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, ABNT, 1980. Nov.

_____. **NBR 8681**: Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. Mar.

_____. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2001. Nov.

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

BASTOS, P. S. dos S. **Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Concreto I: Elementos Estruturais**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2006. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Elem.%20Estrut.pdf>>. Acesso em: 04 mai. 2016

CALDAS, R. B. **Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio**. Belo Horizonte: UFMG, 2008.

CANAL DO ENGENHEIRO. **Laje Nervurada – Leitura de Projetos**. São Paulo: 2013. Disponível em: <<http://www.canaldoengenheiro.com/laje-nervurada-leitura-de-projetos/>>. Acesso em: 04 mai. 2016.

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

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado – Volume 2**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2009.

CYPECAD. Versão 2015. [S.I.]: CYPE Software para Engenharia e Construção, 2015.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de Elementos de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 1. ed. Dissertação (Doutorado). São Paulo: USP, 2008.

COSTA, C. N.; SILVA, V.P. **Recomendações para dimensionamento de elementos de concreto à flexão simples em situação de Incêndio**. São Paulo: Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003.

_____. **Diretrizes da Nova Norma Brasileira NBR 15200:2004 para Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio – uma Análise Comparativa com a NBR 6118: 2003.** São Paulo: Revista Ibracon de Estruturas, 2006. Disponível em: <http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_estruturas/pdf/Riest-vol2%20-%20artigo%201-pags1a30.pdf>. Acesso em: 18 abr. 2016.

LEONEL, M.; MENTONE, R.; RUBIOLI, T. **Concreto Armado como Material Estrutural.** São Paulo: 2011. Disponível em: <<http://image.slidesharecdn.com/marcela-rafael-e-thais-concreto-armadopdf1038/95/marcela-rafael-e-thais-concreto-armado-24-728.jpg?cb=1304981718>>. Acesso em: 04 mai. 2016.

LIMA, R. C. A. et al. **Efeito de Altas Temperaturas no Concreto.** Porto Alegre: UFRGS, 2004. Disponível em: <http://www.deecc.ufc.br/Download/TB819_Patologia_e_Recuperacao_de_Estruturas_de_Concreto/Efeito_do_fogo_no_concreto.pdf>. Acesso em: 15 abr. 2016.

MARTHA, L. F. **Ftool: um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas.** Versão 2.11,2002. Software. Rio de Janeiro: PUC-RJ, 2002. Disponível em: <<http://www.engenhariacivil.com/ftool-v211>>. Acesso em: 05 ago. 2013.

NORONHA, R; VASCONCELLOS, J. **Lajes Maciças de Concreto Armado.** Novo Hamburgo: Universidade Feevale, 2012. Disponível em: <<https://cddcarqfevale.wordpress.com/2012/04/03/lajes-macicas-de-concreto-armado/>>. Acesso em: 04 mai. 2016.

PINHEIRO, L.M. et al. **Lajes Maciças – Capítulo 11.** São Paulo: Universidade de São Paulo. 2010. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/11%20Lajes%20Macicas.pdf>>. Acesso em: 28 mai. 2016.

PRUDÊNCIO JR., L. R. et al. **Correlação entre a Resistência do Concreto e o Teor de Fibras de Polipropileno na Prevenção do Spalling.** Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2013. Disponível em: <<http://pet.ecv.ufsc.br/2013/10/correlacao-entre-a-resistencia-do-concreto-e-o-teor-de-fibras-de-polipropileno-na-prevencao-do-spalling-2/>>. Acesso em: 18 abr. 2016.

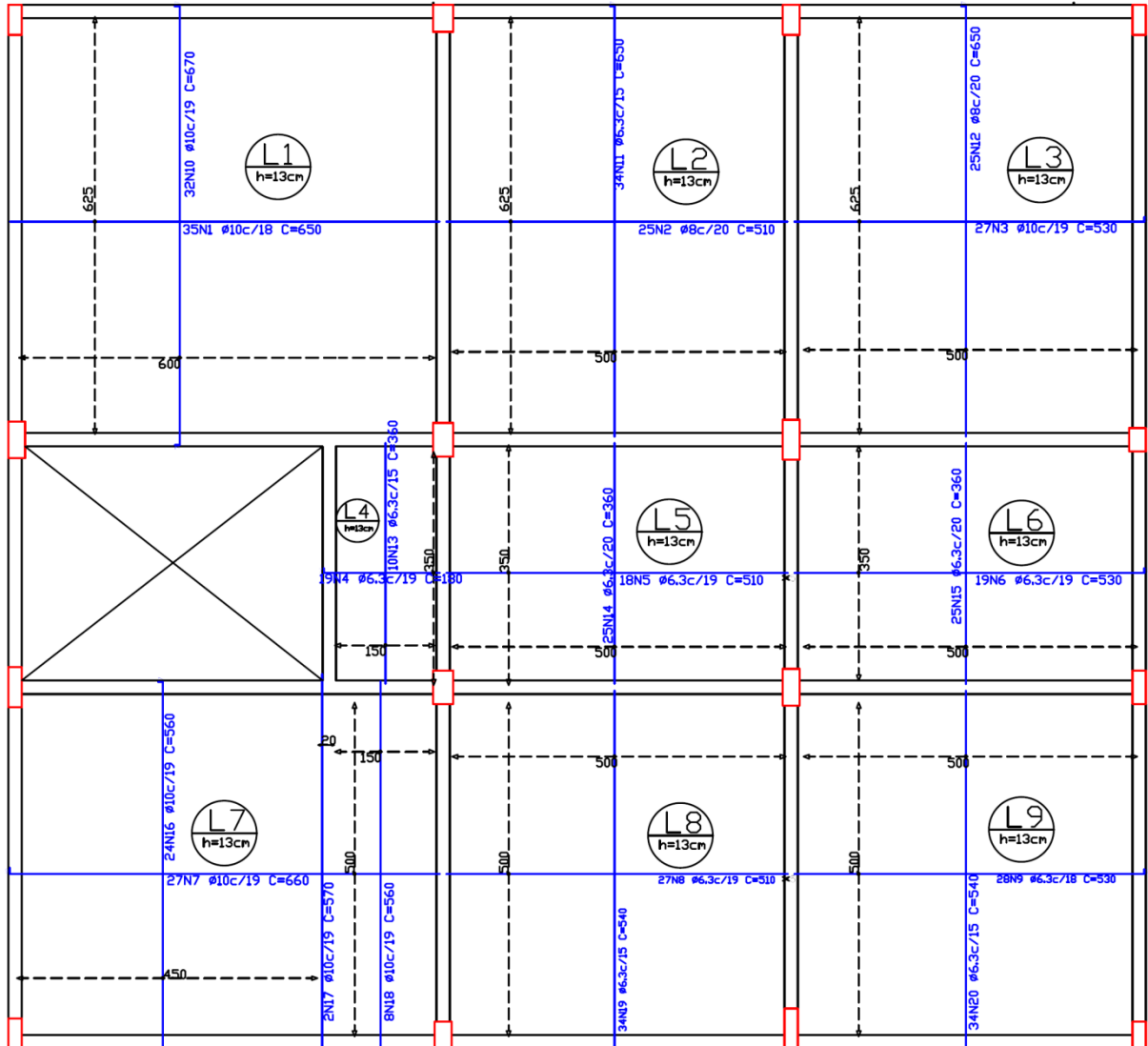
REINA, A. G. R. **Dimensionamento de Elementos de Concreto à Flexão Simples em Situação de Incêndio.** Fortaleza: UFC, 2010.

SANTOS, A. **EPS amplia desempenho termoacústico do concreto.** Governador Valadares: Cimento Itambé, 2015. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/eps-amplia-desempenho-termoacustico-do-concreto/>>. Acesso em: 04 mai. 2016.

SILVA, V. P. **Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio.** 1. Ed. São Paulo: Blucher, 2012.

APÊNDICE A – Detalhamentos e Quadros de Ferro Lajes

Figura 01 – Detalhamento Armadura Positiva



Fonte: a autora.

Tabela 01 – Quadro de Ferro das Armaduras Positivas (por pavimento)

Barra	Comp. Dobra (cm)	Comp. Reta (cm)	Comp. Dobra (cm)	Total Barra (cm)	Diâmetro (mm)	Quantidade	Total (m)	Peso (kg)
N1		650		650	10	35	227,5	140,368
N2		510		510	8	25	127,5	50,3625
N3		523	7	530	10	27	143,1	88,2927
N4	7	173		180	6,3	19	34,2	8,379
N5		510		510	6,3	19	96,9	23,7405
N6		523	7	530	6,3	19	100,7	24,6715
N7	9	651		660	10	27	178,2	109,950
N8		510		510	6,3	27	137,7	33,7365
N9		530	7	537	6,3	28	150,36	36,8382
N10	7	656	7	670	10	32	214,4	132,285
N11		643	7	650	6,3	34	221	54,145
N12		643	7	650	8	25	162,5	64,1875
N13		360		360	6,3	10	36	8,82
N14		360		360	6,3	25	90	22,05
N15		360		360	6,3	25	90	22,05
N16	7	546	7	560	10	24	134,4	82,9248
N17	7	553		560	10	2	11,2	6,9104
N18	7	553		560	10	8	44,8	27,6416
N19	7	503		510	6,3	34	173,4	42,483
N20	7	533		540	6,3	34	183,6	44,982
TOTAL:							2557,5	1024,82
TOTAL+10%:							2813,2	1127,30

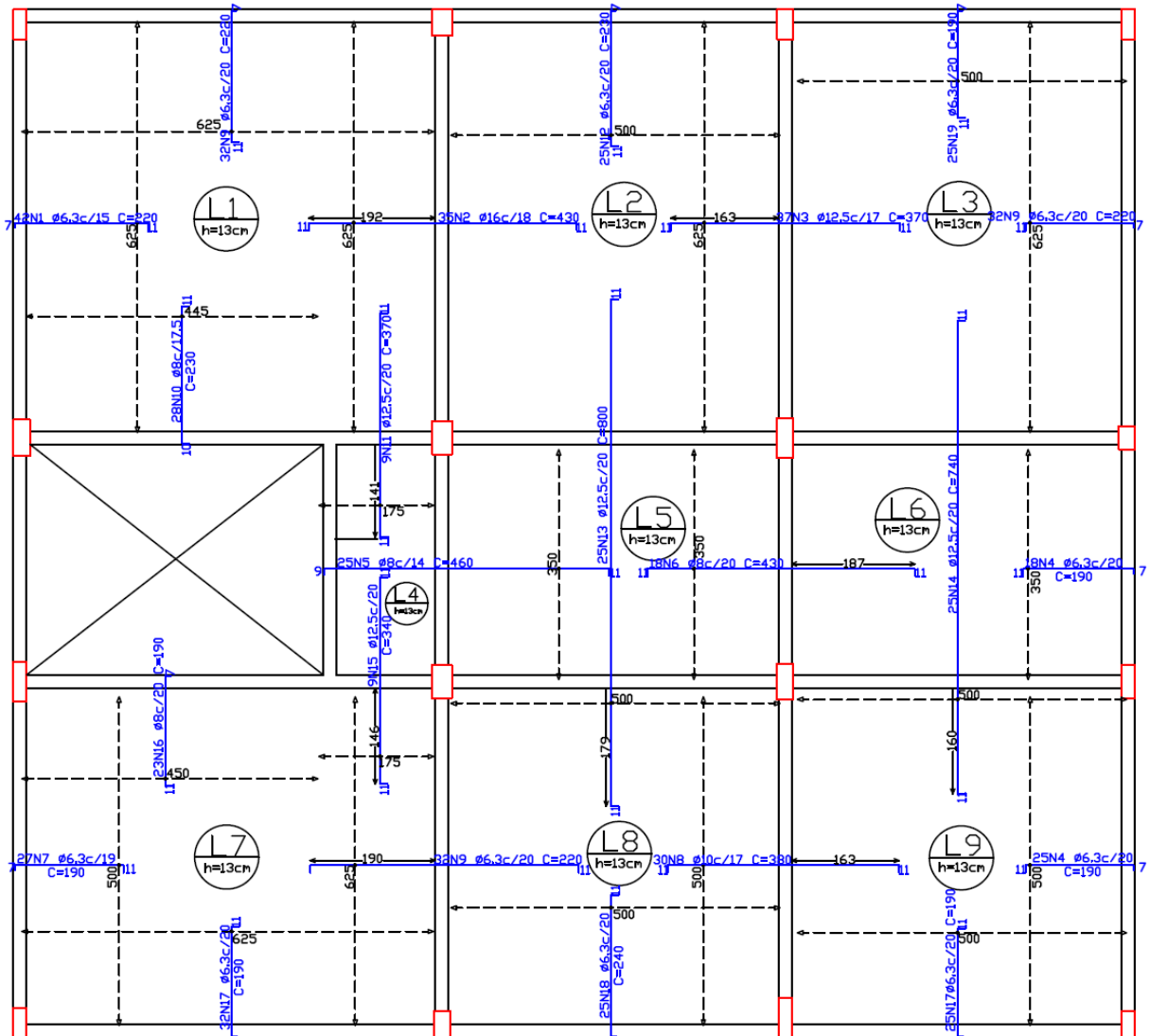
Fonte: a autora.

Tabela 02 – Resumo de Aço das Armaduras Positivas

Por Pavimento (+10%)			Total do Edifício (+10%)		
Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)	Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)
ø6,3 mm	1445	354,1	ø6,3 mm	7226,23	1770,426
ø8,0 mm	319	126	ø8,0 mm	1595	630,025
ø10,0 mm	1049	647,2	ø10,0 mm	5244,8	3236,042

Fonte: a autora.

Figura 02 – Detalhamento Armadura Negativa



Fonte: a autora.

Tabela 03 – Descrição da armadura de distribuição

Armadura Adotada	Ø5,0mm c/ 20cm
Comprimento (m)	2429,6
Total de barras	223
Peso (kg/m)	0,154
Peso Total (kg)	374,1584

Fonte: a autora

Tabela 04 – Quadro de ferro das armaduras negativas (por pavimento)

Barra	Comp. Dobra (cm)	Comp., Reta (cm)	Comp. Dobra (cm)	Total Barra (cm)	Diâmetro (mm)	Quantidade	Total (m)	Peso (kg)
N1	7	202	11	220	6,3	42	92,4	22,638
N2	11	408	11	430	16	62	266,6	420,70
N3	11	348	11	370	12,5	37	136,9	131,84
N4	11	172	7	190	6,3	75	142,5	34,913
N5	9	440	11	460	8	25	115	45,425
N6	11	408	11	430	8	18	77,4	30,573
N7	7	172	11	190	6,3	27	51,3	12,569
N8	11	358	11	380	10	30	114	70,338
N9	11	202	7	220	6,3	32	70,4	17,248
N10	10	209	11	230	8	28	64,4	25,438
N11	11	348	11	370	12,5	9	33,3	32,068
N12	11	212	7	230	6,3	25	57,5	14,088
N13	11	778	11	800	12,5	25	200	192,6
N14	11	718	11	740	12,5	25	185	178,16
N15	11	318	11	340	12,5	9	30,6	29,468
N16	11	172	7	190	8	23	43,7	17,262
N17	7	172	11	190	6,3	57	108,3	26,534
N18	7	222	11	240	6,3	25	60	14,7
N19	11	172	7	190	6,3	25	47,5	11,638
TOTAL:							1896,8	1328,2
TOTAL+10%:							2086,5	1461,0

Fonte: a autora.

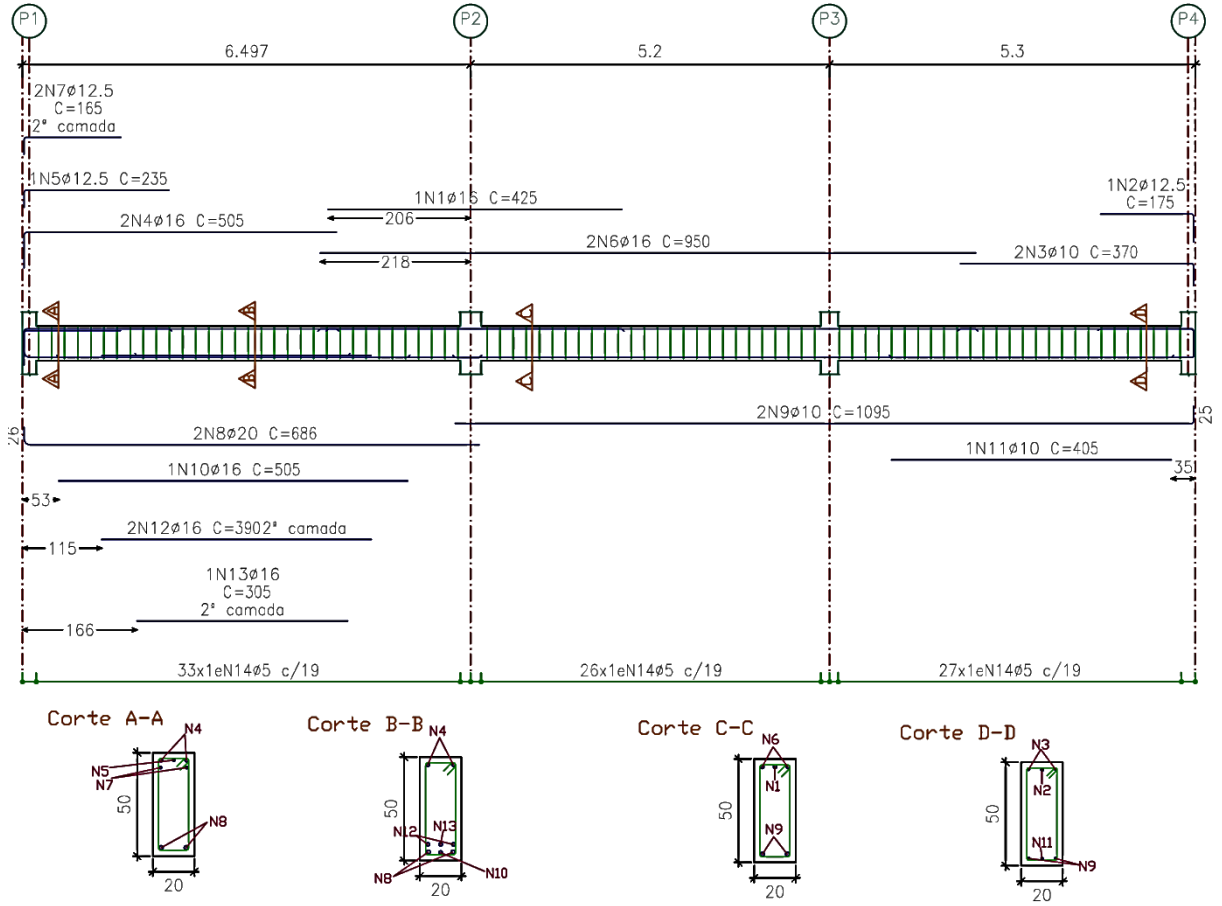
Tabela 05 - Resumo de Aço das Armaduras Positivas

Por Pavimento (+10%)			Total do Edifício (+10%)		
Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)	Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)
ø5,0 mm	2429,6	374,2	ø5,0 mm	12148	1870,792
ø6,3 mm	692,89	169,8	ø6,3 mm	3464,45	848,79025
ø8,0 mm	330,55	130,6	ø8,0 mm	1652,75	652,83625
ø10,0 mm	125,4	77,37	ø10,0 mm	627	386,859
ø12,5 mm	644,38	620,5	ø12,5 mm	3221,9	3102,6897
ø16,0 mm	293,26	462,8	ø16,0 mm	1466,3	2313,8214

Fonte: a autora.

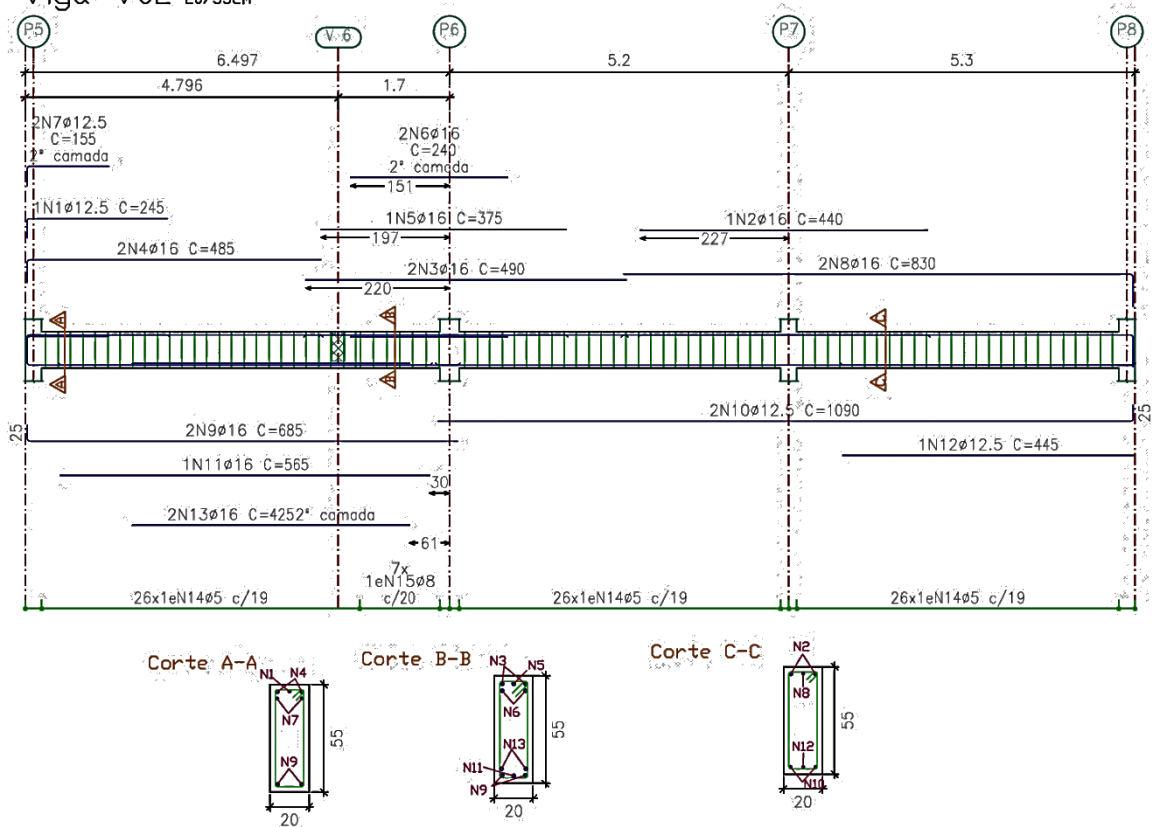
APÊNDICE B – Detalhamentos e Quadros de Ferro Vigas

Figura 01 – Detalhamento Viga V01
Viga V01 20/50cm



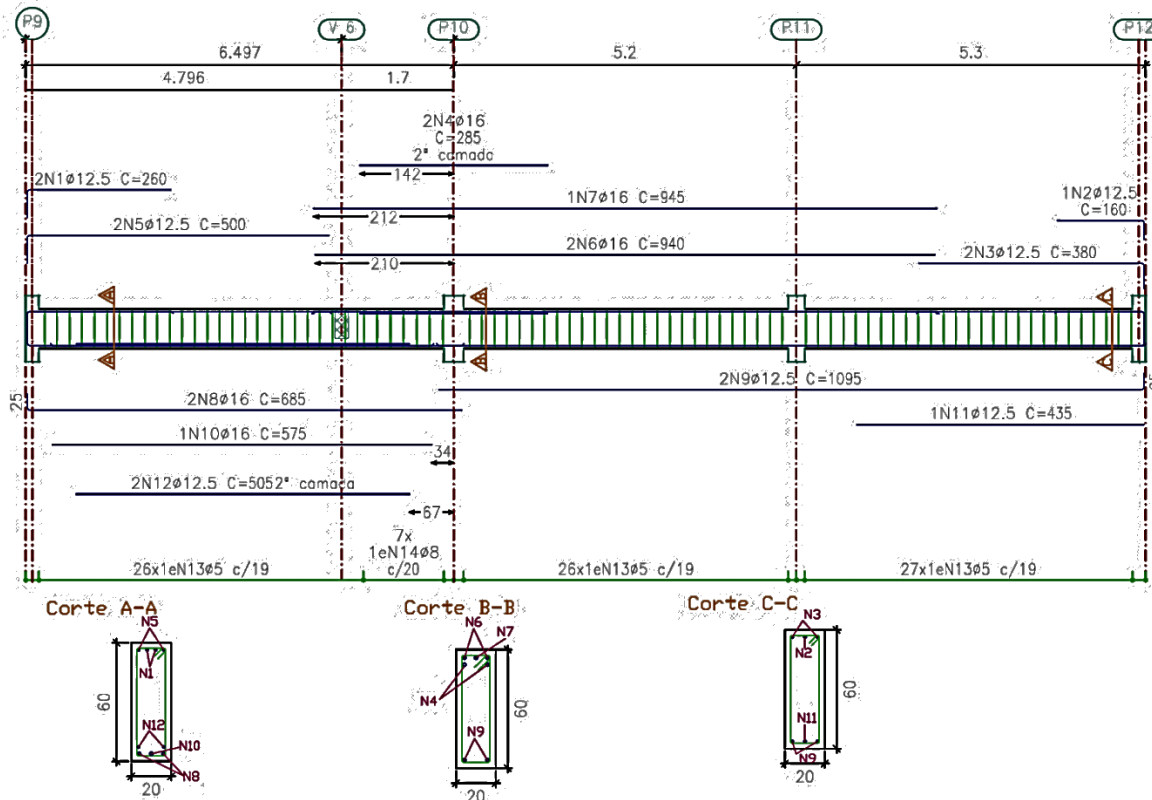
Fonte: a autora.

Figura 02 – Detalhamento Viga V02
Viga V02 20/55cm



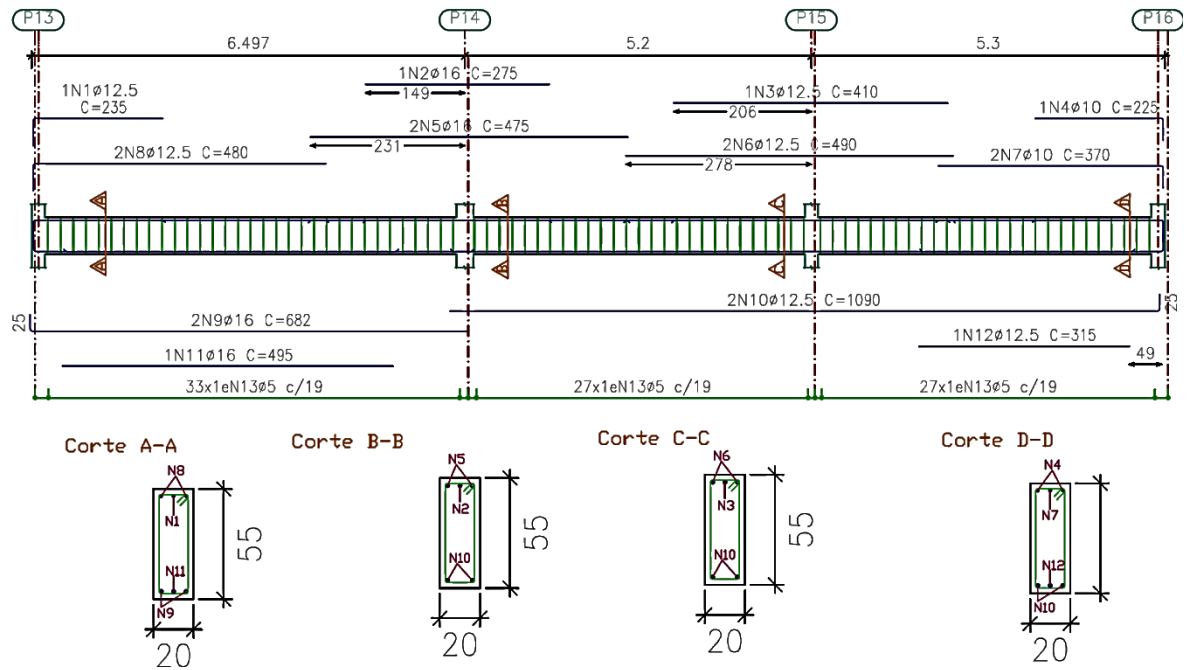
Fonte: a autora.

Figura 03 – Detalhamento Viga V03
Viga V03 20/60cm



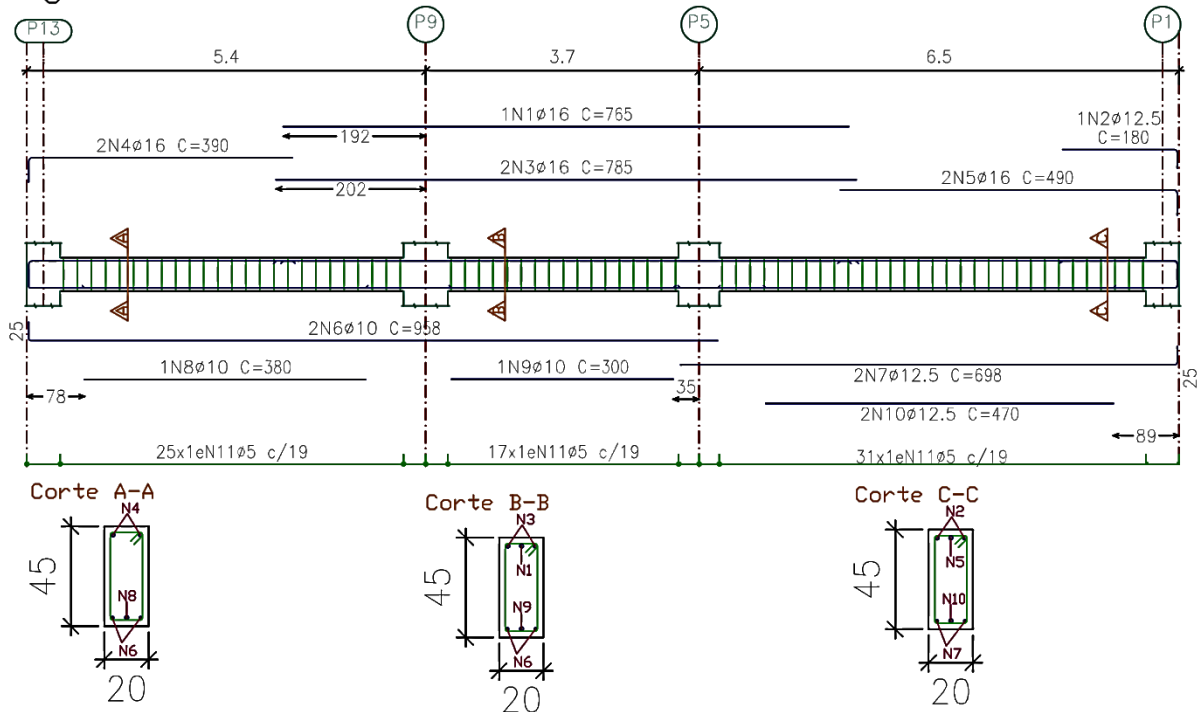
Fonte: a autora.

Figura 04 – Detalhamento Viga V04
Viga V04 20/55cm



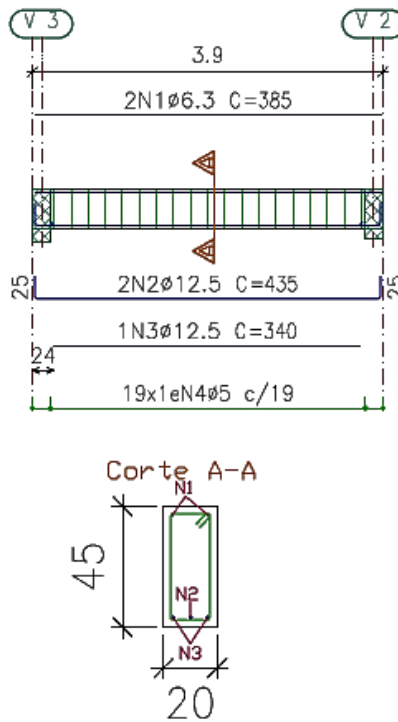
Fonte: a autora.

Figura 05 – Detalhamento Viga V05
Viga V05 20/45cm



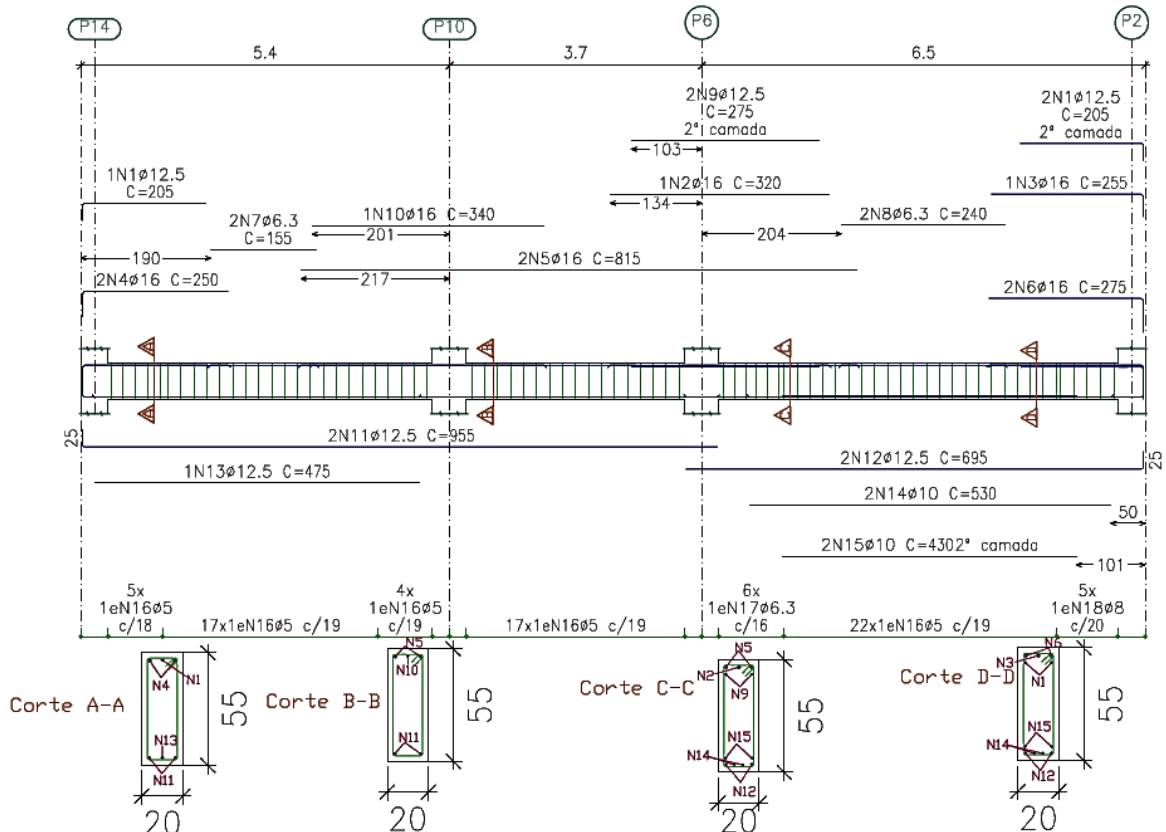
Fonte: a autora.

Figura 06 – Detalhamento Viga V06
Viga V06 20/45cm



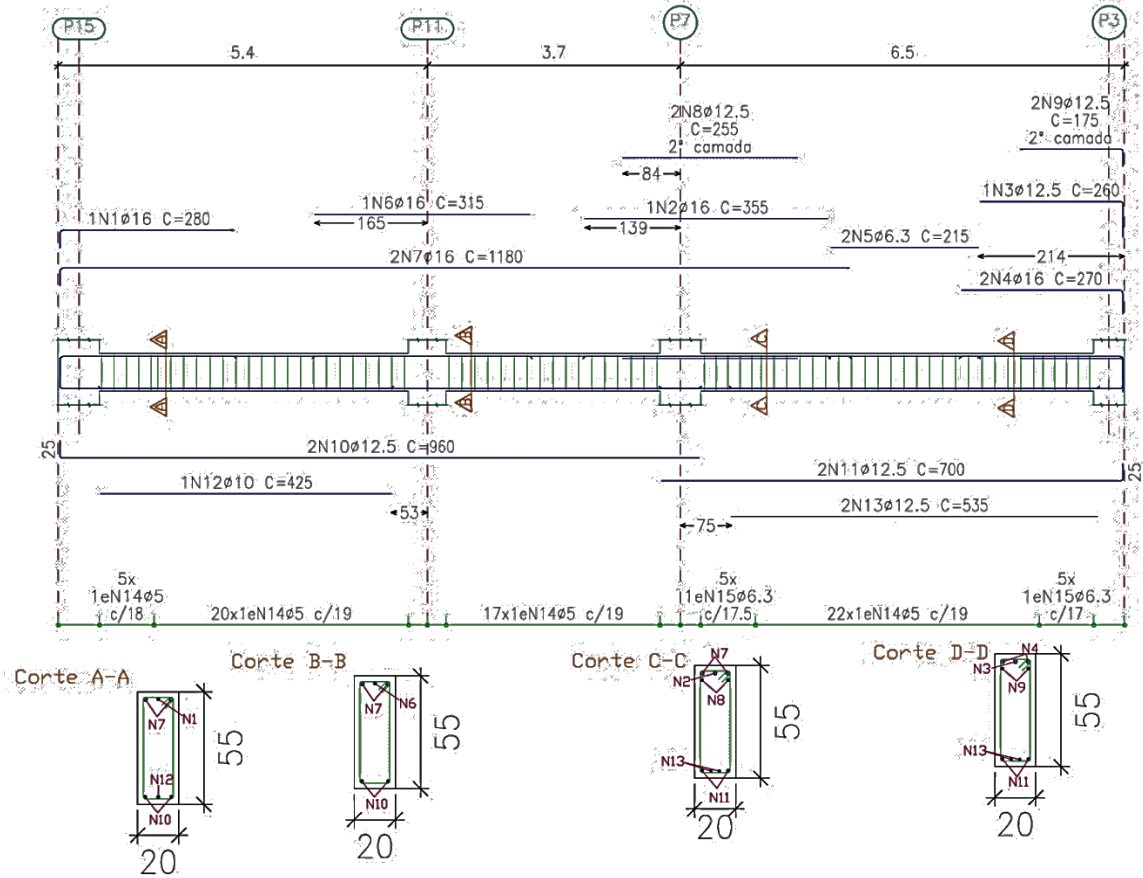
Fonte: a autora.

Figura 07 – Detalhamento Viga V07
Viga V07 20/55cm



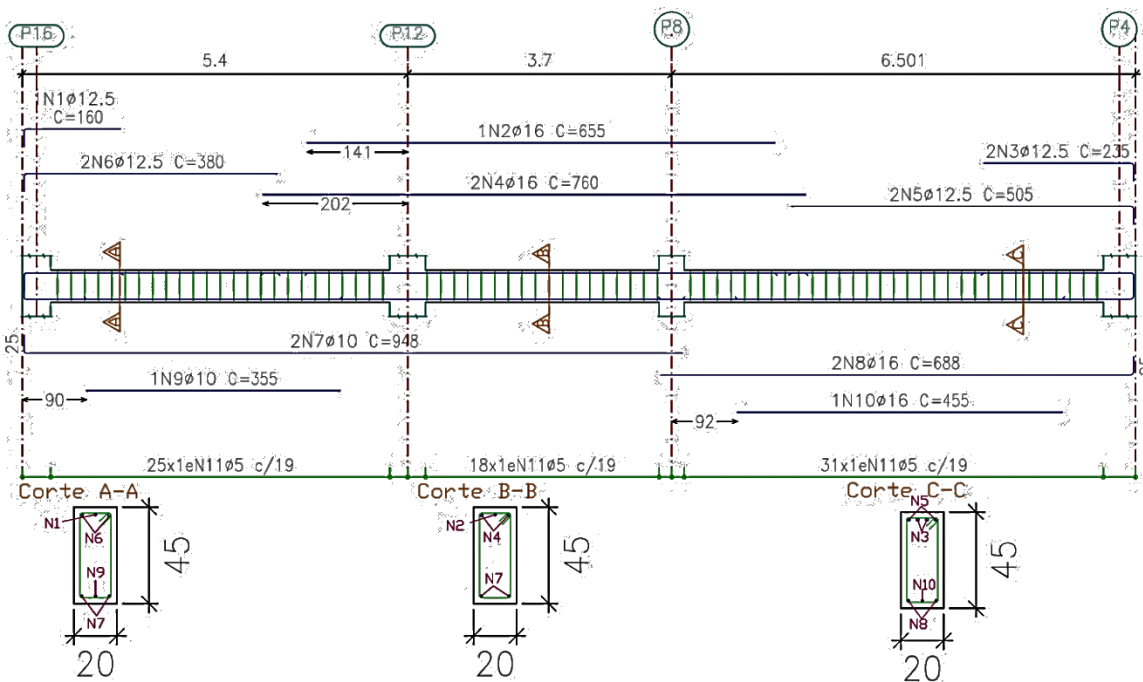
Fonte: a autora.

Figura 08 – Detalhamento Viga V08
Viga V08 20/55cm



Fonte: a autora.

Figura 09 – Detalhamento Viga V09
Viga V09 20/45cm



Fonte: a autora.

Tabela 01: Quadro de Ferro Vigas

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)
V1	1	Ø16	1		425		425	425	6,7
	2	Ø12,5	1		134,2	40,8	175	175	1,7
	3	Ø10	2		337,7	32,3	370	740	4,6
	4	Ø16	2	52,6	452,4		505	1010	15,9
	5	Ø12,5	1	25	210		235	235	2,3
	6	Ø16	2		950		950	1900	30,0
	7	Ø12,5	2	25	140		165	330	3,2
	8	Ø20	2	26	659,7		686	1372	33,8
	9	Ø10	2		1070	25	1095	2190	13,5
	10	Ø16	1		505		505	505	8,0
	11	Ø10	1		405		405	405	2,5
	12	Ø16	2		390		390	780	12,3
	13	Ø16	1		305		305	305	4,8
	14	Ø5	86	5	118	5	128	11008	17,3
Total +10%:									172,3
V2	1	Ø12,5	1	30	215		245	245	2,4
	2	Ø16	1		440		440	440	6,9
	3	Ø16	2		490		490	980	15,5
	4	Ø16	2	35	450		485	970	15,3
	5	Ø16	1		375		375	375	5,9
	6	Ø16	2		240		240	480	7,6
	7	Ø12,5	2	30	125		155	310	3,0
	8	Ø16	2		780,6	49,4	830	1660	26,2
	9	Ø16	2	25	659,7		685	1370	21,6
	10	Ø12,5	2		1065	25	1090	2180	21,0
	11	Ø16	1		565		565	565	8,9
	12	Ø1,5	1		445		445	445	4,3
	13	Ø16	2		425		425	850	13,4
	14	Ø5	78	5	128	5	138	10764	16,9
	15	Ø8	7	8	126,8	8	143	1001	4,0
Total +10%:									190,2
V3	1	Ø12,5	2	42,3	217,7		260	520	5,0
	2	Ø12,5	1		131,3	28,7	160	160	1,5
	3	Ø12,5	2		341,6	38,4	380	760	7,3
	4	Ø16	2		285		285	570	9,0
	5	Ø12,5	2	42,3	457,7		500	1000	9,6
	6	Ø16	2		940		940	1880	29,7
	7	Ø16	1		945		945	945	14,9
	8	Ø16	2	25	659,7		685	1370	21,6
	9	Ø12,5	2		1070	25	1095	2190	21,1
	10	Ø16	1		575		575	575	9,1
	11	Ø12,5	1		435		435	435	4,2
	12	Ø12,5	2		505		505	1010	9,7
	13	Ø5	79	79	138	5	148	11682	18,4
	14	Ø8	7	7	136,8	8	153	1071	4,2
Total +10%:									181,8
V4	1	Ø12,5	1	41	194		235	235	2,3
	2	Ø16	1		275		275	275	4,3
	3	Ø12,5	1		410		410	410	3,9
	4	Ø10	1		192	33	225	225	1,4
	5	Ø16	2		475		475	950	15,0
	6	Ø12,5	2		490		490	980	9,4
	7	Ø10	2		337	33	370	740	4,6
	8	Ø12,5	2	41	439		480	960	9,2
	9	Ø16	2	25	657,2		682	1364	21,5

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 01: Quadro de Ferro Vigas

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)
V4	10	Ø12,5	2		1065	25	1090	2180	21,0
	11	Ø16	1		495		495	495	7,8
	12	Ø12,5	1		315		315	315	3,0
	13	Ø5	87	5	128	5	138	12006	18,8
Total +10%:								134,4	
V5	1	Ø16	1		765		765	765	12,1
	2	Ø12,5	1		155	25	180	180	1,7
	3	Ø16	2		785		785	1570	24,8
	4	Ø16	2	33,2	356,8		390	780	12,3
	5	Ø16	2		455,8	34,2	490	980	15,5
	6	Ø10	2	25	932,5		958	1916	11,8
	7	Ø12,5	2		672,5	25	698	1396	13,4
	8	Ø10	1		380		380	380	2,3
	9	Ø10	1		300		300	300	1,8
	10	Ø12,5	2		470		470	940	9,1
	11	Ø5	73	5	108	5	118	8614	13,5
Total +10%:								130,1	
V6	1	Ø6,3	2		385		385	770	1,9
	2	Ø12,5	2	25	385	25	435	870	8,4
	3	Ø12,5	1		340		340	340	3,3
	4	Ø5	19	5	108	5	118	2242	3,5
Total +10%:								18,8	
V7	1	Ø12,5	3	25	180		205	615	5,9
	2	Ø16	1		320		320	320	5,1
	3	Ø16	1		222,4	32,6	255	255	4,0
	4	Ø16	2	37,1	219,4		250	500	7,9
	5	Ø16	2		815		815	1630	25,7
	6	Ø16	2		225,5	49,5	275	550	8,7
	7	Ø6,3	2		155		155	310	0,8
	8	Ø6,3	2		240		240	480	1,2
	9	Ø12,5	2		275		275	550	5,3
	10	Ø16	1		340		340	340	5,4
	11	Ø12,5	2	25	930		955	1910	18,4
	12	Ø12,5	2		670	25	695	1390	13,4
	13	Ø12,5	1		475		475	475	4,6
	14	Ø10	2		530		530	1060	6,5
	15	Ø10	2		430		430	860	5,3
	16	Ø5	65	5	128	5	138	8970	14,1
	17	Ø6,3	6	6,3	127,5	6,3	140	840	2,1
	18	Ø8	5	8	126,8	8	143	715	2,8
Total +10%:								150,9	
V8	1	Ø16	1	25,7	254,3		280	280	4,4
	2	Ø16	1		355		355	355	5,6
	3	Ø12,5	1		208,2	51,8	260	260	2,5
	4	Ø16	2		235,6	34,4	270	540	8,5
	5	Ø6,3	2		215		215	430	1,1
	6	Ø16	1		315		315	315	5,0
	7	Ø16	2	25,7	154,3		1180	2360	37,3
	8	Ø12,5	2		255		255	510	4,9
	9	Ø12,5	2		150	25	175	350	3,4
	10	Ø12,5	2	25	935		960	1920	18,5
	11	Ø12,5	2		675	25	700	1400	13,5
	12	Ø10	1		425		425	425	2,6
	13	Ø12,5	2		535		535	1070	10,3
	14	Ø5	64	5	128	5	138	8832	13,9

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 01: Quadro de Ferro Vigas

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)
V8	15	Ø6,3	10	6,3	127,5	6,3	140	1400	3,4
								Total +10%:	148,4
V9	1	Ø12,5	1	25	135		160	166	1,5
	2	Ø16	1		655		655	655	10,3
	3	Ø12,5	2		210	25	235	470	4,5
	4	Ø16	2		760		760	1520	24,0
	5	Ø12,5	2		480	25	505	1010	9,7
	6	Ø12,5	2	25	355		380	760	7,3
	7	Ø10	2	25	922,5		948	1896	11,7
	8	Ø16	2		662,6	25	688	1376	21,7
	9	Ø10	1		355		355	355	2,2
	10	Ø16	1		455		455	455	7,2
	11	Ø5	74	5	108	5	118	8732	13,7
								Total +10%:	125,2
Total:								1709,8	1138,3
Total + 10%:								1880,8	1252,1

Fonte: a autora.

Tabela 02 – Resumo de Aço Vigas

Por Pavimento (+10%)			Total do Edifício (+10%)		
Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)	Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)
Ø5,0 mm	911,46	143	Ø5,0 mm	4557,3	715
Ø6,3 mm	46,53	11	Ø6,3 mm	232,65	55
Ø8,0 mm	30,69	12	Ø8,0 mm	153,45	60
Ø10,0 mm	126,39	78	Ø10,0 mm	631,95	390
Ø12,5 mm	348,15	335	Ø12,5 mm	1740,75	1675
Ø16,0 mm	402,49	635	Ø16,0 mm	2012,45	3175
Ø20,0 mm	15,07	37	Ø20,0 mm	75,35	185

Fonte: a autora.

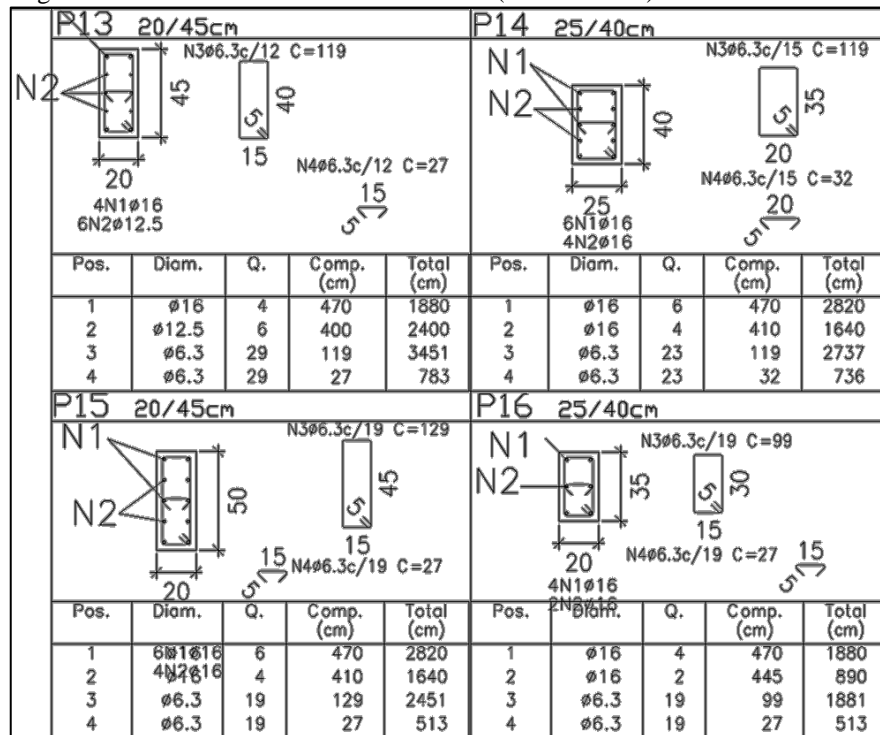
APÊNDICE C – Detalhamentos e Quadros de Ferro Pilares

Figura 01 – Detalhamento Pilares P1 a P12 (1º Pavimento)

P1 20/50cm					P2 30/40cm					P3 25/45cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	4	470	1880	1	Ø20	4	500	2000	1	Ø16	8	470	3760
2	Ø12.5	8	400	3200	2	Ø16	6	410	2460	2	Ø6.3	23	129	2967
3	Ø6.3	29	129	3741	3	Ø8	19	129	2451	3	Ø6.3	46	32	1472
4	Ø6.3	58	27	1566	4	Ø8	19	37	703					
P4 20/45 cm					P5 25/55cm					P6 20/45 cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	4	470	1880	1	Ø16	10	470	4700	1	Ø20	4	470	1880
2	Ø12.5	4	445	1780	2	Ø6.3	19	149	2831	2	Ø16	6	470	2820
3	Ø6.3	23	119	2737	3	Ø6.3	19	32	608	3	Ø6.3	19	149	2831
4	Ø6.3	46	27	1242	4	Ø6.3	19	37	703	4	Ø6.3	19	37	703
P7 25/55cm					P8 25/35cm					P9 20/60cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	4	470	1880	1	Ø20	4	470	1880	1	Ø16	4	470	1880
2	Ø16	8	410	3280	2	Ø16	2	410	820	2	Ø12.5	12	400	4800
3	Ø6.3	23	149	3427	3	Ø6.3	23	109	2507	3	Ø6.3	23	149	3427
4	Ø6.3	46	32	1472	4	Ø6.3	23	32	736	4	Ø6.3	46	27	1242
P10 30/45cm					P11 25/50cm					P12 20/50cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø20	4	500	2000	1	Ø20	4	470	1880	1	Ø16	8	470	3760
2	Ø16	4	410	1640	2	Ø16	4	470	1880	2	Ø6.3	19	129	2451
3	Ø16	2	470	940	3	Ø6.3	23	139	3197	3	Ø6.3	38	27	1026
4	Ø6.3	19	139	2641	4	Ø6.3	46	32	1472					
5	Ø6.3	19	37	703										

Fonte: a autora.

Figura 02 – Detalhamento Pilares P13 a P16 (1º Pavimento)



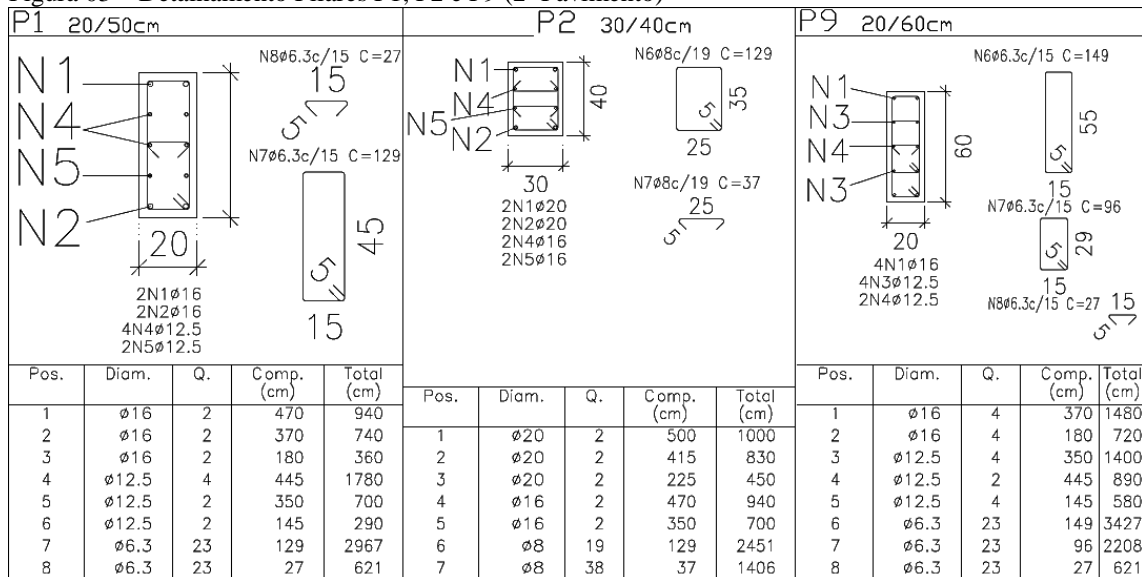
Fonte: a autora.

Tabela 01 – Resumo de Aço Pilares (1º pavimento)

Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)
Ø6,3 mm	580,60	141,82
Ø8,0 mm	31,50	12,73
Ø12,5 mm	121,80	117,27
Ø16,0 mm	471,50	744,55
Ø20,0 mm	96,40	238,18
Total:	1301,80	1254,55
Total + 10%:	1431,98	1380,00

Fonte: a autora.

Figura 03 – Detalhamento Pilares P1, P2 e P9 (2º Pavimento)



Fonte: a autora.

Figura 04 – Detalhamento Pilares P3 ao P8 e P10 ao P14 (2º Pavimento)

P4 20/45 cm					P5 25/55cm					P6 20/45 cm				
<p>N7#6.3c/15 C=119 N8#6.3c/15 C=27 2N1#16 2N4#12.5 2N2#16 2N5#12.5</p>					<p>N7#6.3c/19 C=149 N8#6.3c/19 C=32 1N4#16 4N1#16 2N5#16 2N3#16 1N6#16</p>					<p>N3#6.3c/15 C=149 N4#6.3c/15 C=37 4N1#16 6N2#16</p>				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø16	2	470	940	1	ø16	4	370	1480	1	ø16	4	470	1880
2	ø16	2	370	740	2	ø16	6	180	1080	2	ø16	6	470	2820
3	ø16	2	180	360	3	ø16	2	385	770	3	ø6.3	23	149	3427
4	ø12.5	2	445	890	4	ø16	1	470	470	4	ø6.3	23	149	3427
5	ø12.5	2	375	750	5	ø16	2	470	940					
6	ø12.5	2	145	290	6	ø16	1	470	470					
7	ø6.3	23	119	2737	7	ø6.3	19	149	2831					
8	ø6.3	46	27	1242	8	ø6.3	19	32	608					
P7 25/55cm					P8 25/35cm					P3 25/45cm				
<p>N4#6.3c/19 C=32 N3#6.3c/19 C=149 4N1#16 6N2#16</p>					<p>N6#6.3c/12 C=32 N5#6.3c/12 C=109 2N1#16 2N2#16 2N3#12.5 2N4#12.5</p>					<p>N5#6.3c/15 C=129 N6#6.3c/15 C=32 2N1#16 2N2#16 4N3#16</p>				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø16	4	470	1880	2	ø16	2	470	940	1	ø16	2	470	940
2	ø16	6	470	2820	3	ø12.5	2	445	890	2	ø16	2	370	740
3	ø6.3	19	149	2831	4	ø12.5	2	445	890	3	ø16	4	470	1880
4	ø6.3	19	32	608	5	ø6.3	29	109	3161	4	ø16	2	180	360
					6	ø6.3	58	32	1856	5	ø6.3	23	129	2967
										6	ø6.3	46	32	1472
P10 30/45cm					P11 25/50cm					P12 20/50cm				
<p>N3#6.3c/19 C=139 N4#6.3c/19 C=37 4N1#20 2N2#16</p>					<p>N4#6.3c/15 C=139 N5#6.3c/15 C=32 4N1#16 4N3#16</p>					<p>N4#6.3c/19 C=129 N5#6.3c/19 C=27 4N1#16 4N3#16</p>				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø20	4	500	2000	1	ø16	4	370	1480	1	ø16	4	370	1480
2	ø16	2	470	940	2	ø16	4	180	720	2	ø16	4	180	720
3	ø6.3	19	139	2641	3	ø16	4	470	1880	3	ø16	4	470	1880
4	ø6.3	19	37	703	4	ø6.3	23	139	3197	4	ø6.3	19	129	2451
					5	ø6.3	46	32	1472	5	ø6.3	38	27	1026
P13 20/45cm					P14 25/40cm									
<p>N7#6.3c/12 C=119 N8#6.3c/12 C=27 2N1#16 2N4#12.5 2N2#16 2N5#12.5</p>					<p>N5#6.3c/15 C=32 N4#6.3c/15 C=119 2N1#16 4N2#16</p>									
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)					
1	ø16	2	370	740	1	ø16	2	370	740					
2	ø16	2	470	940	2	ø16	4	350	1400					
3	ø16	2	180	360	3	ø20	4	225	900					
4	ø12.5	2	360	720	4	ø6.3	23	119	2737					
5	ø12.5	2	445	890	5	ø6.3	23	32	736					
6	ø12.5	2	145	290										
7	ø6.3	29	119	3451										
8	ø6.3	58	27	1566										

Fonte: a autora.

Figura 05 – Detalhamento Pilares P15 e P16 (2º Pavimento)

P15 20/45cm					P16 25/40cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	2	370	740	1	Ø16	2	370	740
2	Ø16	2	470	940	2	Ø16	2	470	940
3	Ø16	2	470	940	3	Ø16	2	180	360
4	Ø12.5	2	145	290	4	Ø12.5	2	360	720
5	Ø6.3	19	129	2451	5	Ø12.5	2	145	290
6	Ø6.3	19	27	513	6	Ø6.3	29	99	2871
					7	Ø6.3	29	27	783

Fonte: a autora.

Tabela 02 – Resumo de Aço Pilares (2º pavimento)

Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)
Ø6,3 mm	610,30	149,09
Ø8,0 mm	38,60	15,45
Ø12,5 mm	125,50	120,91
Ø16,0 mm	462,70	730,00
Ø20,0 mm	51,80	128,18
Total:	1288,90	1143,64
Total + 10%:	1417,79	1258

Fonte: a autora.

Figura 06 - Detalhamento Pilares P13 a P16 (3º Pavimento)

P13 20/35cm					P14 25/30cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	4	470	1880	1	Ø20	4	470	1880
2	Ø12.5	4	445	1780	2	Ø6.3	18	99	1782
3	Ø6.3	29	99	2871					
4	Ø6.3	58	27	1566					
P15 20/35cm					P16 20/25 cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	4	445	1780	1	Ø16	4	470	1880
2	Ø12.5	2	400	800	2	Ø12.5	2	445	890
3	Ø6.3	29	99	2871	3	Ø6.3	29	79	2291
4	Ø6.3	29	27	783					

Fonte: a autora.

Figura 07 – Detalhamento Pilares P1 a P12 (3º Pavimento)

P1 20/40cm					P2 30/30cm					P3 25/30cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø16	4	470	1880	1	ø20	4	500	2000	1	ø16	4	470	1880
2	ø12.5	6	445	2670	2	ø16	2	410	1640	2	ø16	4	410	1640
3	ø6.3	23	109	2507	3	ø6.3	23	109	2507	3	ø6.3	23	99	2277
4	ø6.3	23	27	621										
P04 20/30 cm					P5 25/40 cm					P6 25/40 cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø16	4	470	1880	1	ø16	4	470	1880	1	ø16	4	470	1880
2	ø12.5	4	445	1780	2	ø12.5	2	400	800	2	ø12.5	2	400	800
3	ø6.3	23	89	2047	3	ø16	6	410	2460	3	ø16	6	410	2460
					4	ø6.3	23	119	2737	4	ø6.3	23	119	2737
					5	ø6.3	23	32	736	5	ø6.3	23	32	736
P7 20/45cm					P8 20/35cm					P9 20/40cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø16	4	430	1720	1	ø16	4	470	1880	1	ø16	4	470	1880
2	ø16	6	410	2460	2	ø12.5	4	400	1600	2	ø12.5	4	400	1600
3	ø6.3	19	119	2261	3	ø6.3	29	99	2871	3	ø12.5	2	445	890
4	ø6.3	19	27	513	4	ø6.3	58	27	1566	4	ø6.3	29	109	3161
										5	ø6.3	29	27	783
P10 25/40cm					P11 25/30cm					P12 20/30cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø20	4	430	1720	1	ø16	4	430	1720	1	ø16	4	470	1880
2	ø16	2	410	820	2	ø16	4	410	1640	2	ø16	4	410	1640
3	ø6.3	19	119	2261	3	ø6.3	23	99	2277	3	ø6.3	19	89	1691
4	ø6.3	19	32	608										

Fonte: a autora.

Tabela 03 – Resumo de Aço Pilares (3º pavimento)

Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)
Ø6,3 mm	461,70	112,73
Ø12,5mm	128,10	126,64
Ø16,0 mm	381,70	602,73
Ø20,0 mm	56,00	138,18
Total:	1027,50	977,27
Total + 10%:	1130,25	1075,00

Fonte: a autora.

Figura 08 – Detalhamento Pilares P1 a P3 (4º Pavimento)

P1 20/40cm					P2 30/30cm					P3 25/30cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	4	445	1780	1	Ø20	4	470	1880	1	Ø16	4	445	1780
2	Ø12.5	6	400	2400	2	Ø6.3	18	109	1962	2	Ø12.5	2	430	860
3	Ø6.3	29	109	3161						3	Ø6.3	29	99	2871
4	Ø6.3	29	27	783										

Fonte: a autora.

Figura 09 – Detalhamento Pilares P15 e P16 (4º Pavimento)

P15 20/35cm					P16 20/25 cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø12.5	4	430	1720	1	Ø16	4	430	1720
2	Ø5	23	99	2277	2	Ø12.5	2	430	860
					3	Ø6.3	29	79	2291

Fonte: a autora.

Figura 10 – Detalhamento Pilares P4 a P14

P04 20/30 cm					P5 25/40 cm					P6 25/40 cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	4	445	1780	1	Ø16	4	430	1720	1	Ø16	4	430	1720
2	Ø12.5	4	400	1600	2	Ø12.5	6	400	2400	2	Ø12.5	4	400	1600
3	Ø6.3	23	89	2047	3	Ø6.3	29	109	3161	3	Ø6.3	29	119	3451
					4	Ø6.3	29	27	783	4	Ø6.3	58	32	1856
P7 20/45cm					P8 20/35cm					P10 20/40cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø10	4	430	1720	1	Ø16	4	430	1720	1	Ø10	4	430	1720
2	Ø10	8	390	3120	2	Ø12.5	2	430	860	2	Ø10	4	390	1560
3	Ø5	29	119	3451	3	Ø6.3	29	99	2871	3	Ø5	29	119	3451
4	Ø5	58	27	1566	4	Ø6.3	29	27	783	4	Ø5	58	32	1856
P11 25/30cm					P12 20/30cm					P13 20/35cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø10	4	430	1720	1	Ø16	4	430	1720	1	Ø16	4	430	1720
2	Ø10	4	390	1560	2	Ø12.5	2	430	860	2	Ø12.5	4	400	1600
3	Ø5	29	99	2871	3	Ø6.3	29	89	2581	3	Ø6.3	29	99	2871
4	Ø5	29	32	928						4	Ø6.3	58	27	1566
P14 25/30cm					P9 20/40 cm									
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)					
1	Ø16	4	430	1720	1	Ø16	4	445	1780					
2	Ø6.3	19	99	1881	2	Ø12.5	2	445	890					
					3	Ø6.3	23	109	2507					
					4	Ø6.3	23	27	621					

Fonte: a autora.

Tabela 04 – Resumo de Aço Pilares (4º pavimento)

Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)
Ø5,0 mm	164,00	28,00
Ø6,3 mm	380,50	93,64
Ø10,0 mm	114,00	70,00
Ø12,5 mm	156,50	150,91
Ø16,0 mm	191,60	302,73
Ø20,0 mm	18,80	46,36
Total:	1025,40	689,09
Total + 10%:	1127,94	758,00

Fonte: a autora.

Figura 11 – Detalhamento Pilares P1 a P6 (5º Pavimento)

P1 20/40cm 					P2 30/30cm 					P3 25/30cm 				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø12.5	4	365	1460	1	Ø16	4	348	1392	1	Ø12.5	4	348	1392
2	Ø12.5	4	375	1500	2	Ø6.3	19	109	2071	2	Ø10	2	348	696
3	Ø6.3	29	109	3161						3	Ø5	29	99	2871
4	Ø6.3	58	27	1566										
P04 20/30 cm 					P5 20/40 cm 					P6 25/40 cm 				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø12.5	4	348	1392	1	Ø10	12	348	4176	1	Ø10	6	348	2088
2	Ø10	2	348	696	2	Ø5	29	109	3161	2	Ø5	29	119	3451
3	Ø5	29	89	2581	3	Ø5	58	27	1566	3	Ø5	29	32	928
4	Ø5	29	27	783										

Fonte: a autora.

Figura 12 – Detalhamento Pilares P7 a P6 (5º Pavimento)

P7 20/45cm					P8 20/35cm					P9 20/40 cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø10	6	348	2088	1	Ø10	6	348	2088	1	Ø12.5	6	348	2088
2	Ø5	29	119	3451	2	Ø5	29	99	2871	2	Ø5	23	109	2507
3	Ø5	29	27	783	3	Ø5	29	27	783	3	Ø5	23	27	621
P10 20/40cm					P11 25/30cm					P12 20/30cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	Ø10	6	348	2088	1	Ø10	4	348	1392	1	Ø10	6	348	2088
2	Ø5	29	119	3451	2	Ø5	29	99	2871	2	Ø5	29	89	2581
3	Ø5	29	32	928	3	Ø5	29	27	783	3	Ø5	29	27	783
P13 20/35cm					P14 25/30cm									
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)					
1	Ø10	10	348	3480	1	Ø10	6	348	2088					
2	Ø5	29	99	2871	2	Ø5	29	99	2871					
3	Ø5	29	27	783	3	Ø5	29	32	928					
P15 20/35cm					P16 20/25 cm									
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)					
1	Ø10	4	348	1392	1	Ø10	6	348	2088					
2	Ø5	29	99	2871	2	Ø5	29	79	2291					

Fonte: a autora.

Tabela 05 – Resumo de Aço Pilares (5º pavimento)

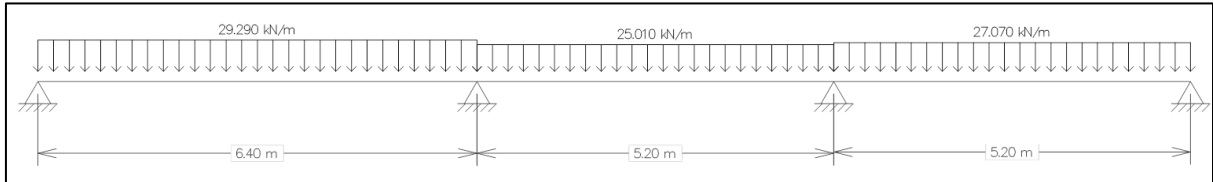
Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)
Ø5,0 mm	495,50	78,18
Ø6,3 mm	68,00	16,36
Ø10,0 mm	264,50	162,73
Ø12,5 mm	78,30	75,45
Ø16,0 mm	13,90	21,82
Total:	920,2	354,55
Total + 10%:	1012,22	390,00

Fonte: a autora.

APÊNDICE D – Carregamentos Vigas

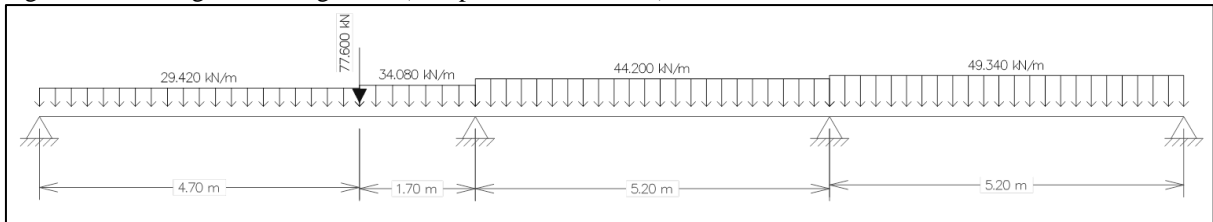
Temperatura Ambiente:

Figura 01 – Carregamento Viga V01 (Temperatura Ambiente)



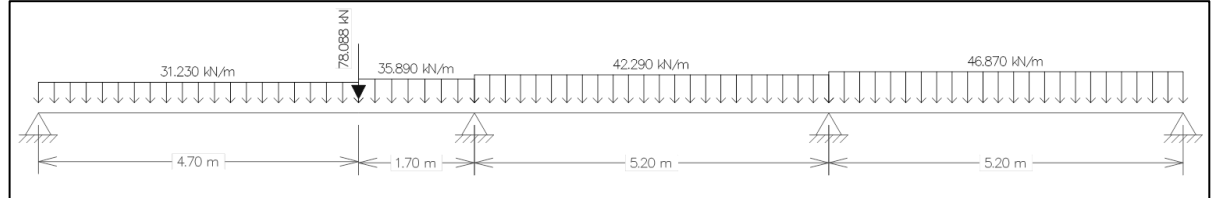
Fonte: a autora.

Figura 02 – Carregamento Viga V02 (Temperatura Ambiente)



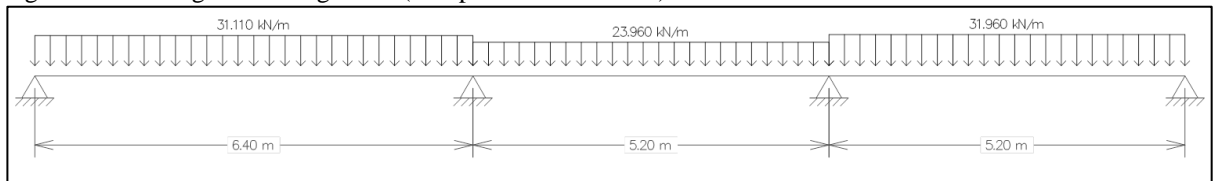
Fonte: a autora.

Figura 03 – Carregamento Viga V03 (Temperatura Ambiente)



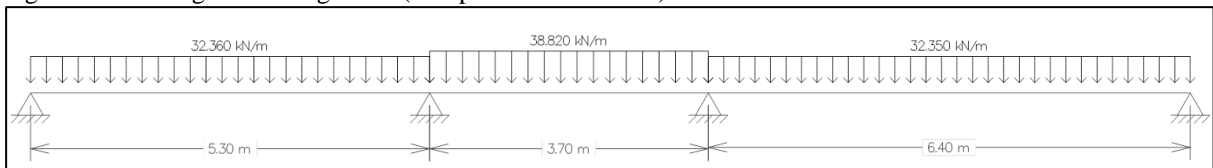
Fonte: a autora.

Figura 04 – Carregamento Viga V04 (Temperatura Ambiente)



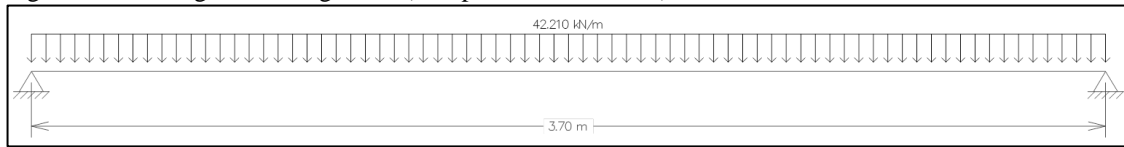
Fonte: a autora.

Figura 05 – Carregamento Viga V05 (Temperatura Ambiente)



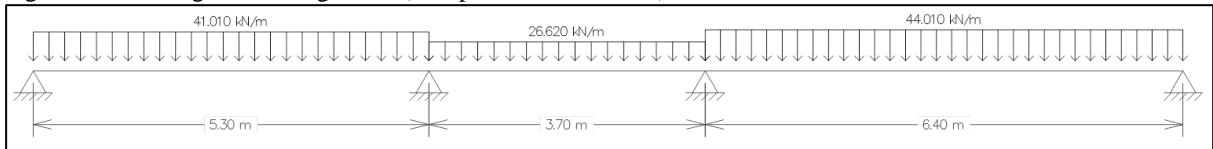
Fonte: a autora.

Figura 06 – Carregamento Viga V06 (Temperatura Ambiente)



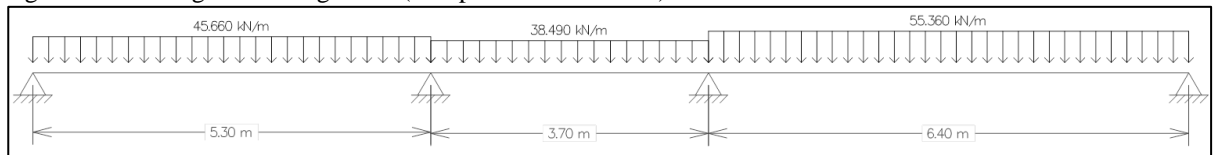
Fonte: a autora.

Figura 07 – Carregamento Viga V07 (Temperatura Ambiente)



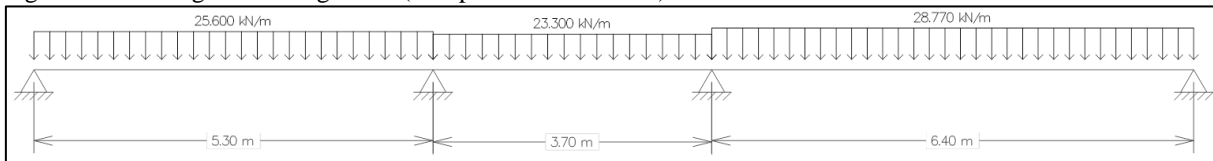
Fonte: a autora.

Figura 08 – Carregamento Viga V08 (Temperatura Ambiente)



Fonte: a autora.

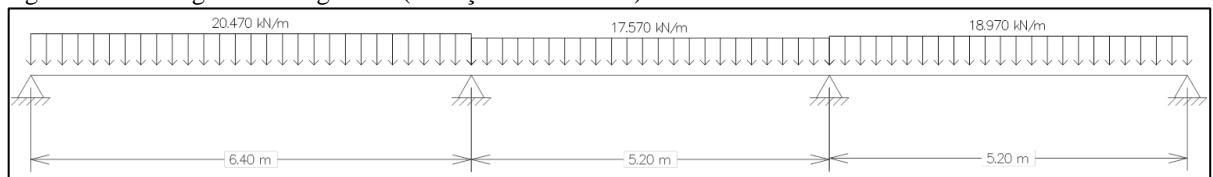
Figura 09 – Carregamento Viga V09 (Temperatura Ambiente)



Fonte: a autora.

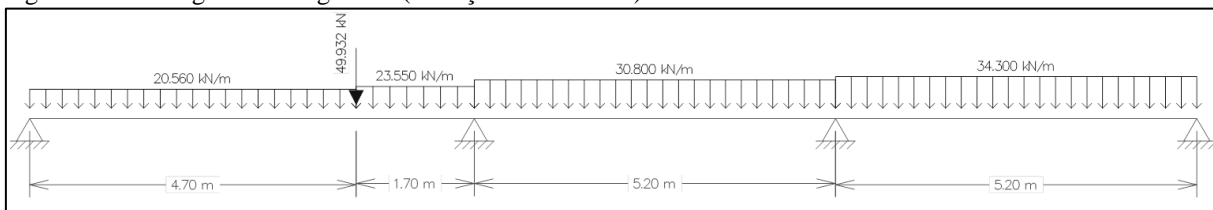
Situação de Incêndio:

Figura 10 – Carregamento Viga V01 (Situação de Incêndio)



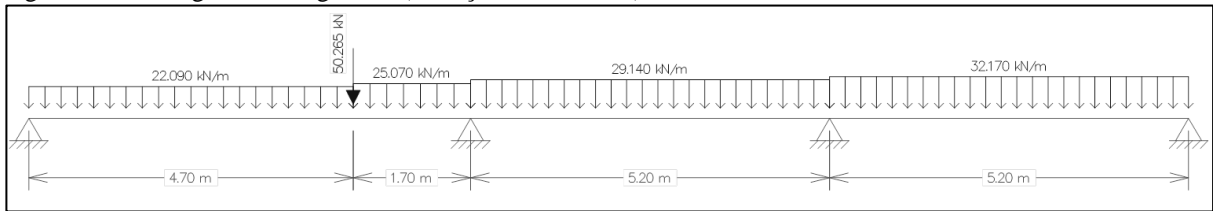
Fonte: a autora.

Figura 11 – Carregamento Viga V02 (Situação de Incêndio)



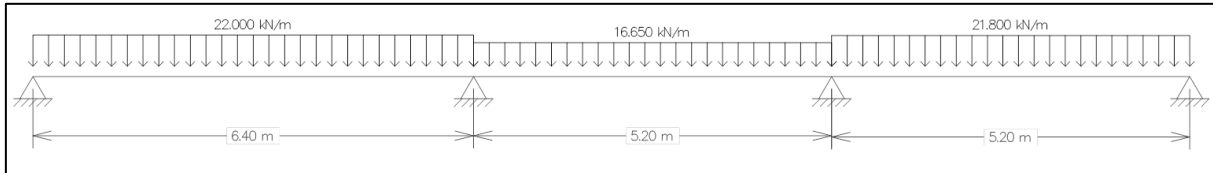
Fonte: a autora.

Figura 12 – Carregamento Viga V03 (Situação de Incêndio)



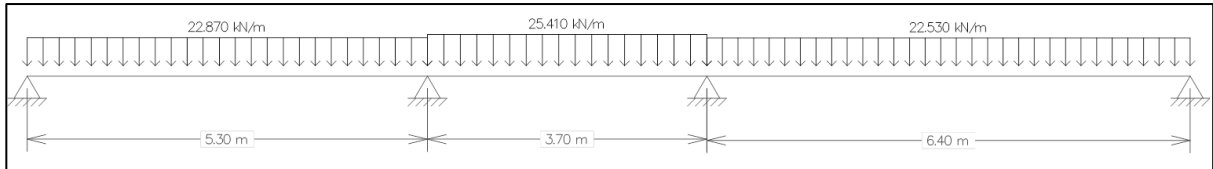
Fonte: a autora.

Figura 13 – Carregamento Viga V04 (Situação de Incêndio)



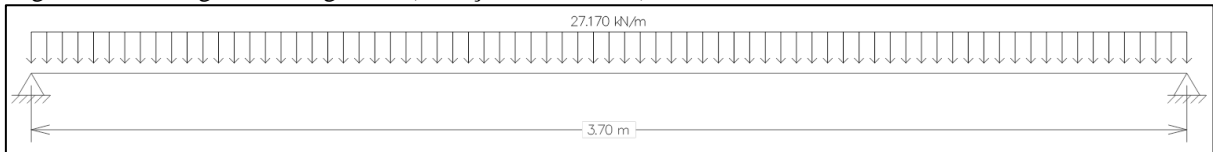
Fonte: a autora.

Figura 14 – Carregamento Viga V05 (Situação de Incêndio)



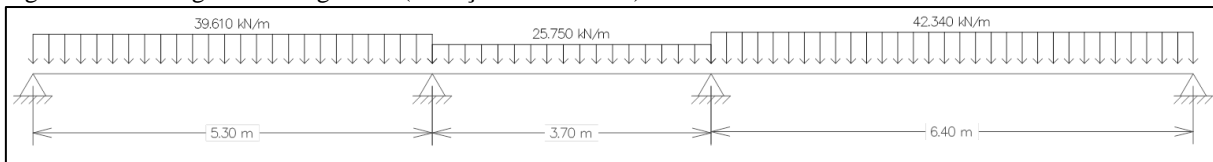
Fonte: a autora.

Figura 15 – Carregamento Viga V06 (Situação de Incêndio)



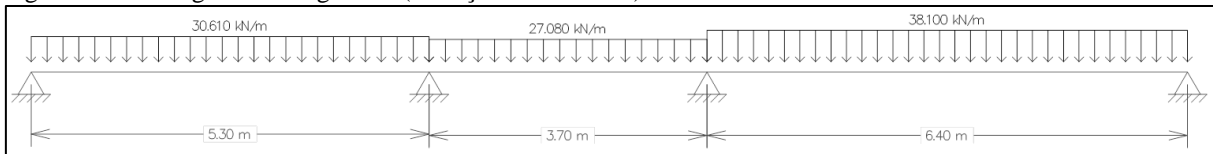
Fonte: a autora.

Figura 16 – Carregamento Viga V07 (Situação de Incêndio)



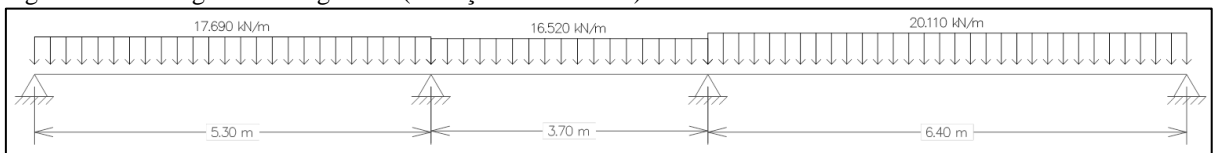
Fonte: a autora.

Figura 17 – Carregamento Viga V08 (Situação de Incêndio)



Fonte: a autora.

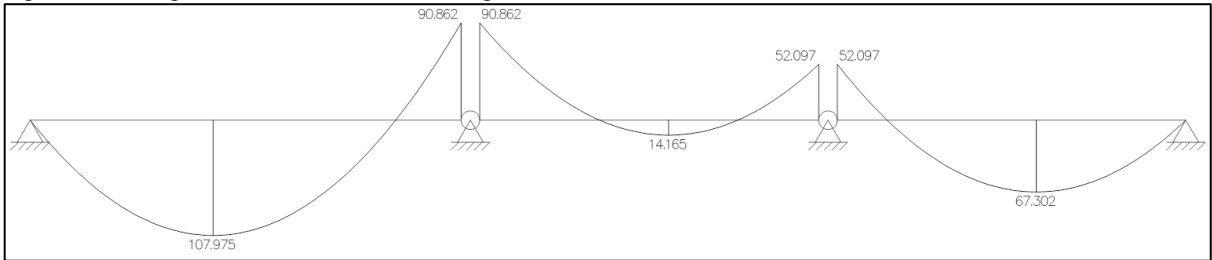
Figura 18 – Carregamento Viga V09 (Situação de Incêndio)



Fonte: a autora.

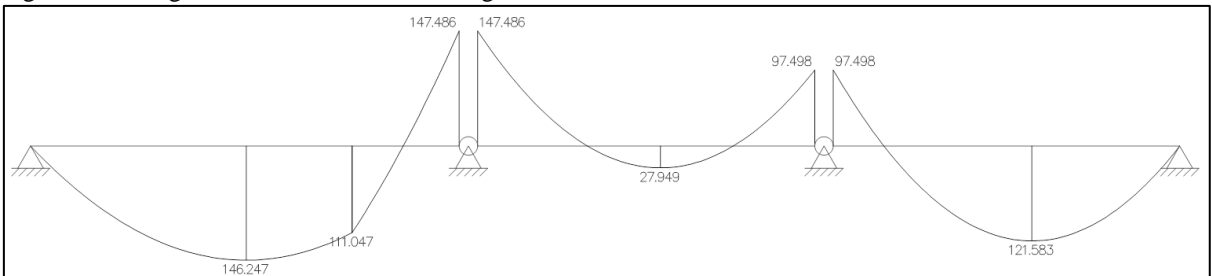
APÊNDICE E – Diagramas de Momento Fletor Vigas em Temperatura Ambiente com Redistribuição de Momentos

Figura 01 – Diagrama de Momento Fletor Viga V01



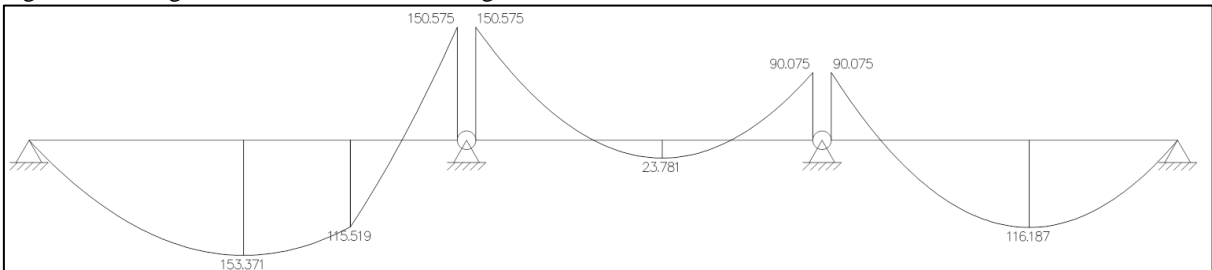
Fonte: a autora.

Figura 02 – Diagrama de Momento Fletor Viga V02



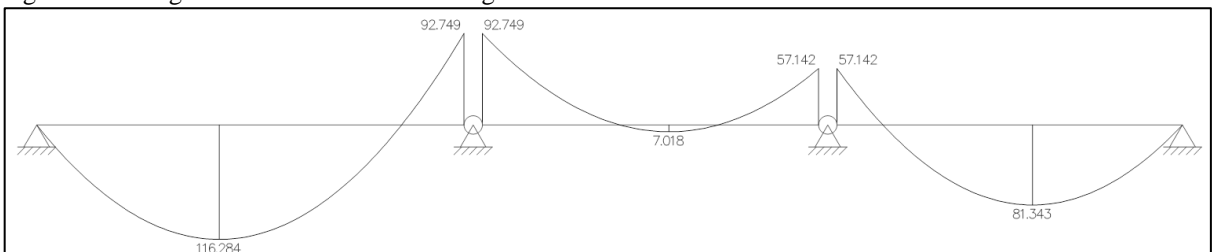
Fonte: a autora.

Figura 03 – Diagrama de Momento Fletor Viga V03



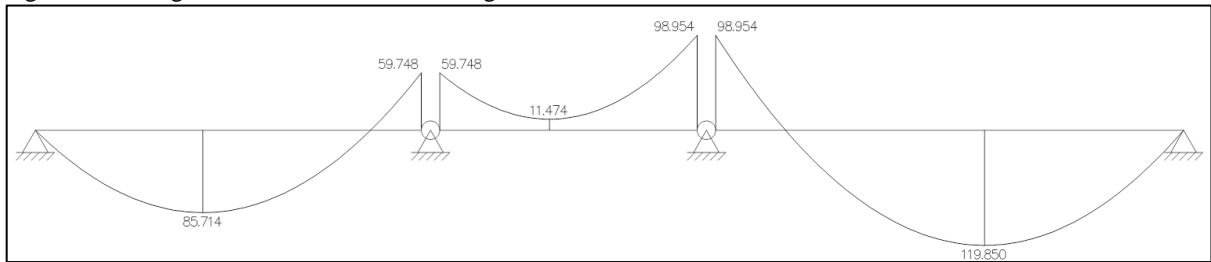
Fonte: a autora.

Figura 04 – Diagrama de Momento Fletor Viga V04



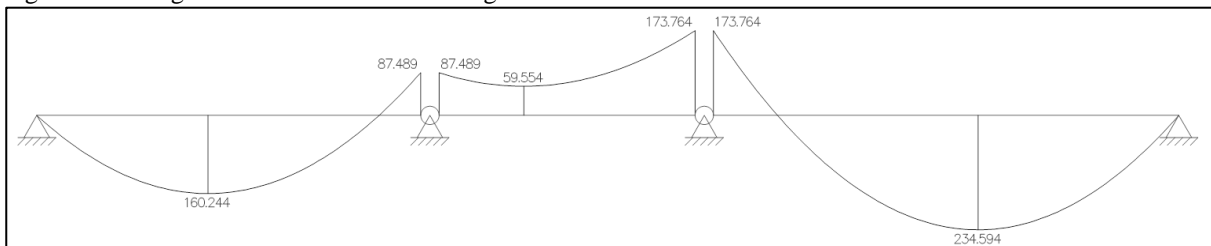
Fonte: a autora.

Figura 05 – Diagrama de Momento Fletor Viga V05



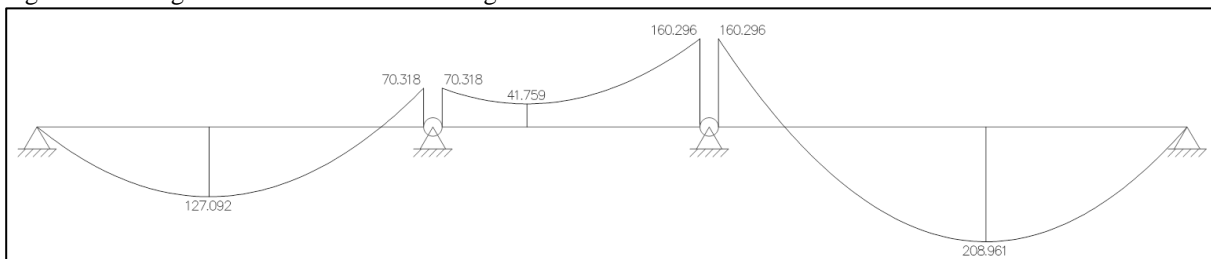
Fonte: a autora.

Figura 06 – Diagrama de Momento Fletor Viga V07



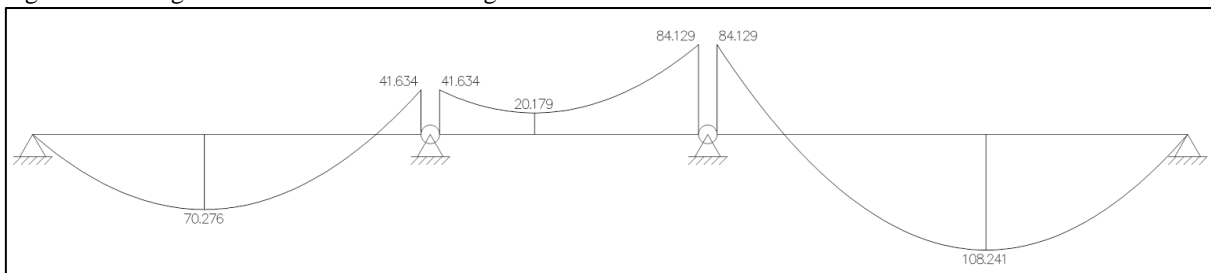
Fonte: a autora.

Figura 07 – Diagrama de Momento Fletor Viga V08



Fonte: a autora.

Figura 08 – Diagrama de Momento Fletor Viga V09

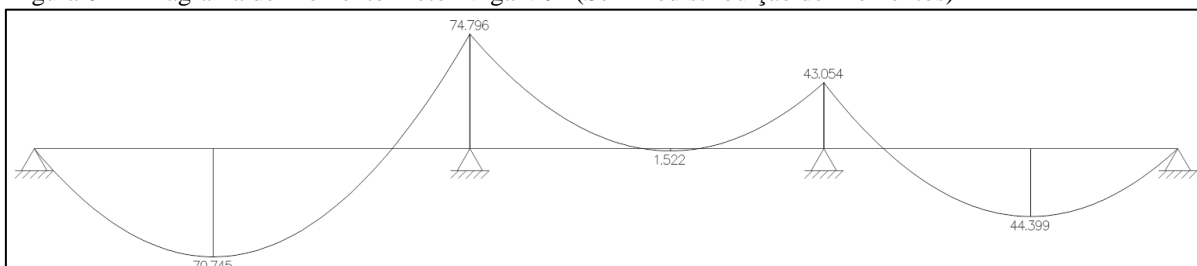


Fonte: a autora.

APÊNDICE F – Diagramas de Momento Fletor das Vigas em Situação de Incêndio, com e sem Redistribuição de Momentos

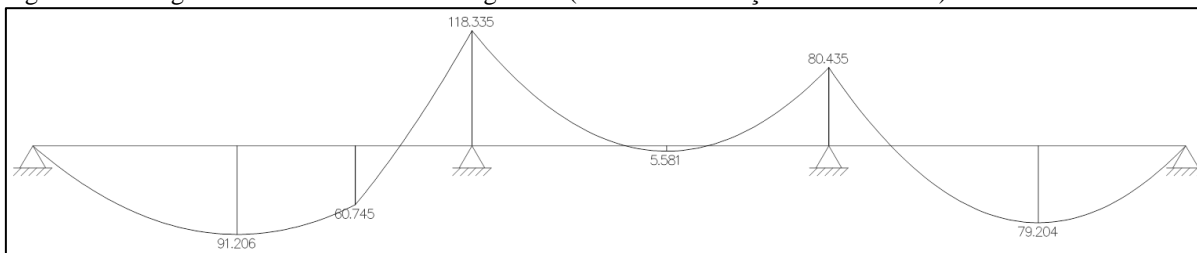
Diagramas fletores sem a redistribuição de momentos:

Figura 01 – Diagrama de Momento Fletor Viga V01 (Sem Redistribuição de Momentos)



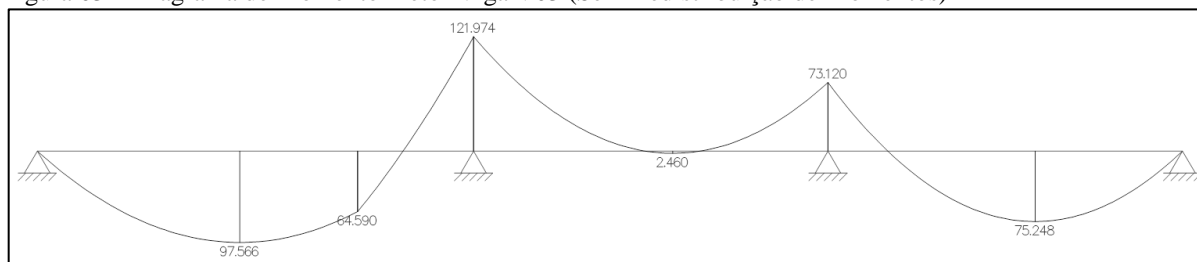
Fonte: a autora.

Figura 02 – Diagrama de Momento Fletor Viga V02 (Sem Redistribuição de Momentos)



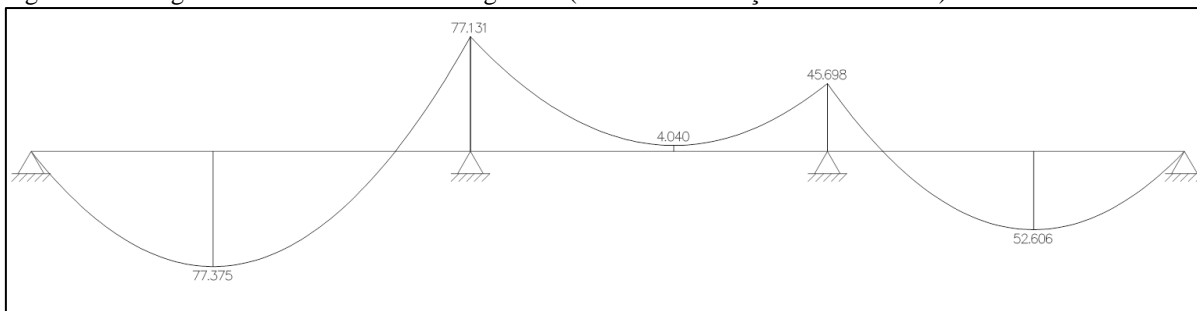
Fonte: a autora.

Figura 03 – Diagrama de Momento Fletor Viga V03 (Sem Redistribuição de Momentos)



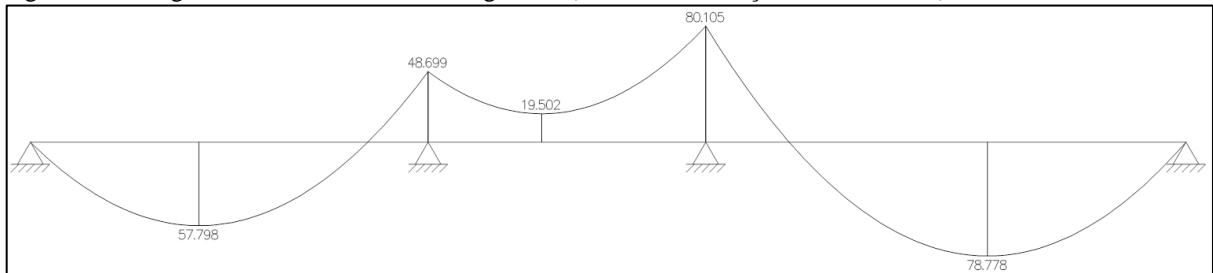
Fonte: a autora.

Figura 04 – Diagrama de Momento Fletor Viga V04 (Sem Redistribuição de Momentos)



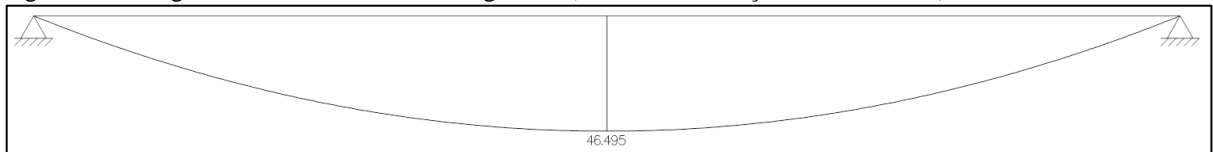
Fonte: a autora.

Figura 05 – Diagrama de Momento Fletor Viga V05 (Sem Redistribuição de Momentos)



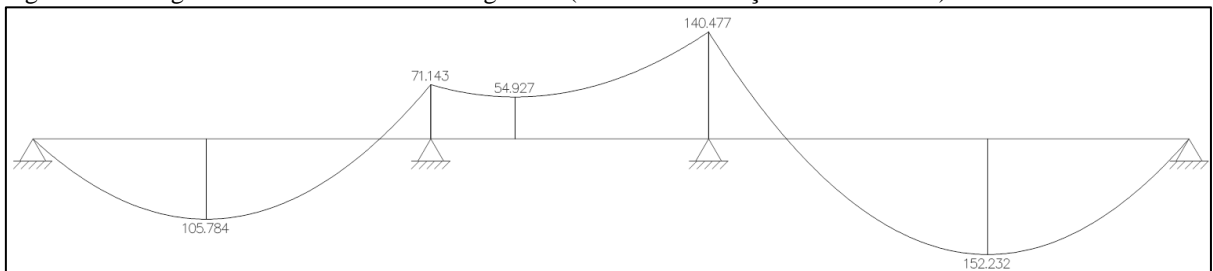
Fonte: a autora.

Figura 06 – Diagrama de Momento Fletor Viga V06 (Sem Redistribuição de Momentos)



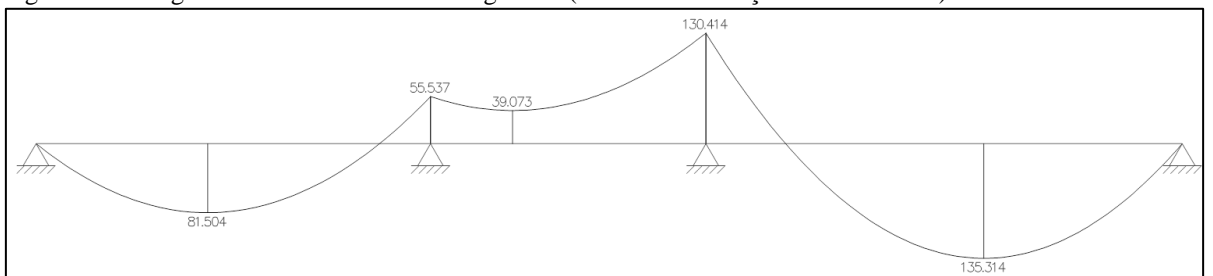
Fonte: a autora.

Figura 07 – Diagrama de Momento Fletor Viga V07 (Sem Redistribuição de Momentos)



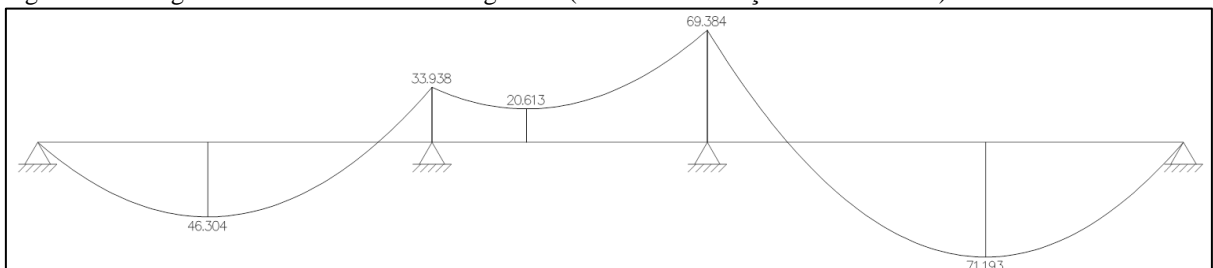
Fonte: a autora.

Figura 08 – Diagrama de Momento Fletor Viga V08 (Sem Redistribuição de Momentos)



Fonte: a autora.

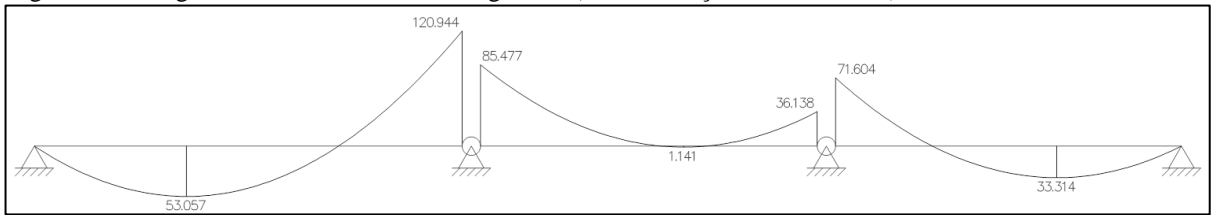
Figura 09 – Diagrama de Momento Fletor Viga V09 (Sem Redistribuição de Momentos)



Fonte: a autora.

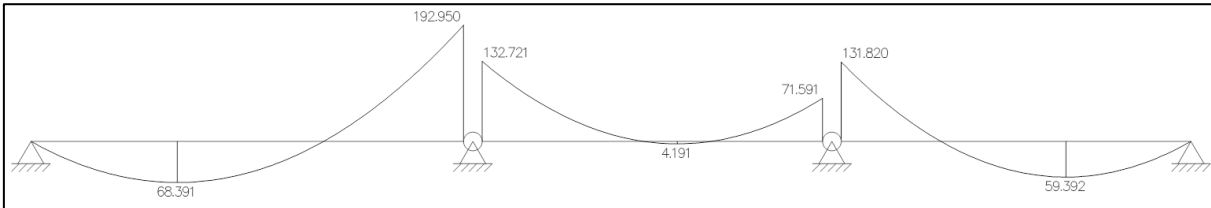
Diagramas fletores com a redistribuição de momentos:

Figura 10 – Diagrama de Momento Fletor Viga V01 (Redistribuição de Momentos)



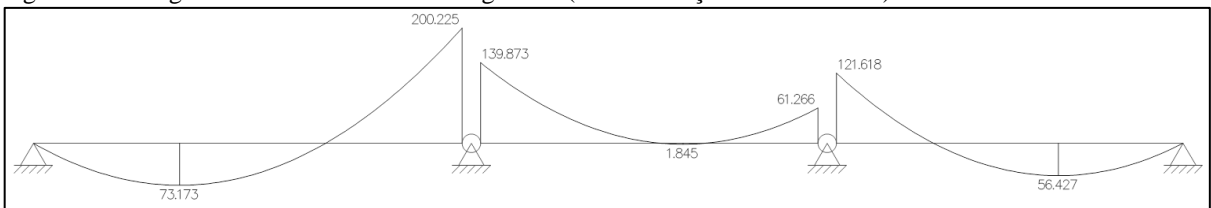
Fonte: a autora.

Figura 11 – Diagrama de Momento Fletor Viga V02 (Redistribuição de Momentos)



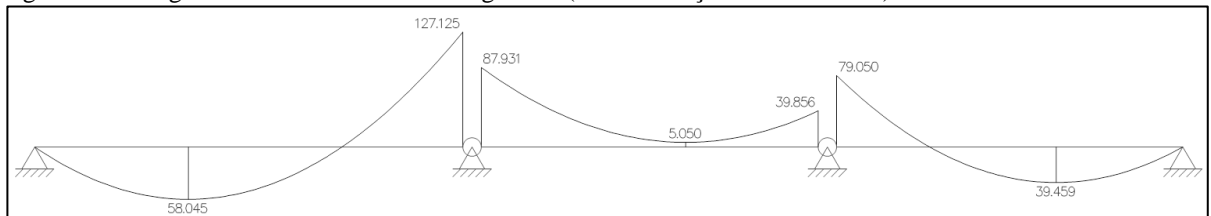
Fonte: a autora.

Figura 12 – Diagrama de Momento Fletor Viga V03 (Redistribuição de Momentos)



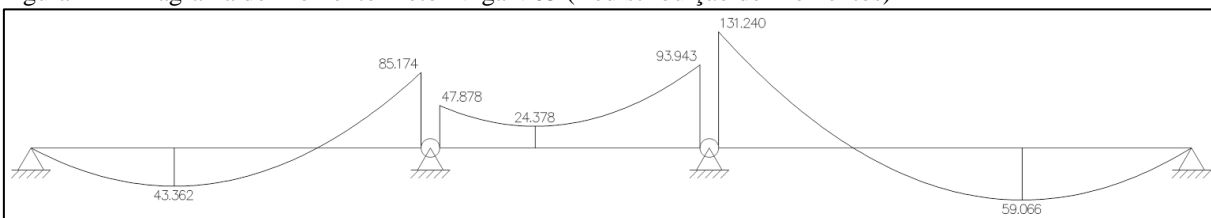
Fonte: a autora.

Figura 13 – Diagrama de Momento Fletor Viga V04 (Redistribuição de Momentos)



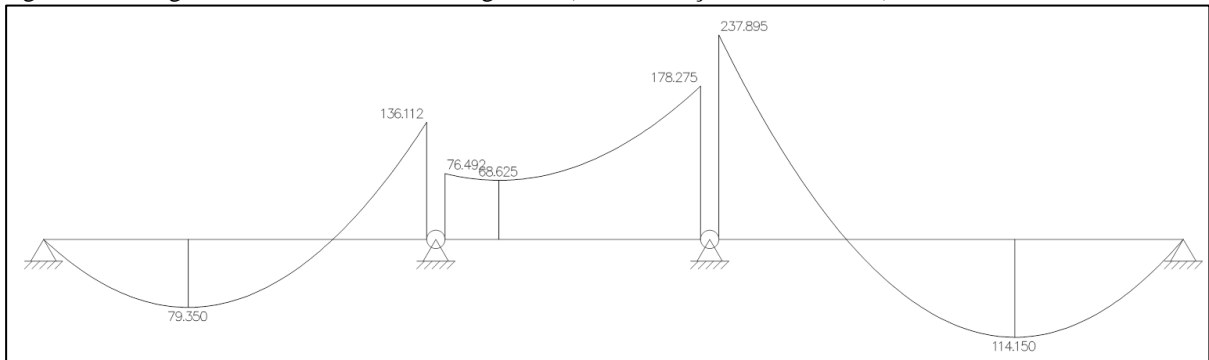
Fonte: a autora.

Figura 14 – Diagrama de Momento Fletor Viga V05 (Redistribuição de Momentos)



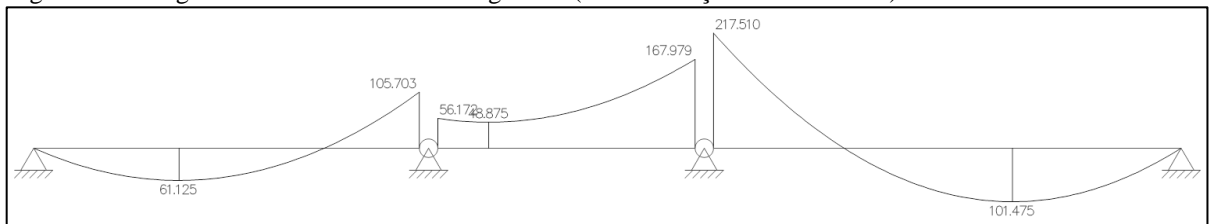
Fonte: a autora.

Figura 15 – Diagrama de Momento Fletor Viga V07 (Redistribuição de Momentos)



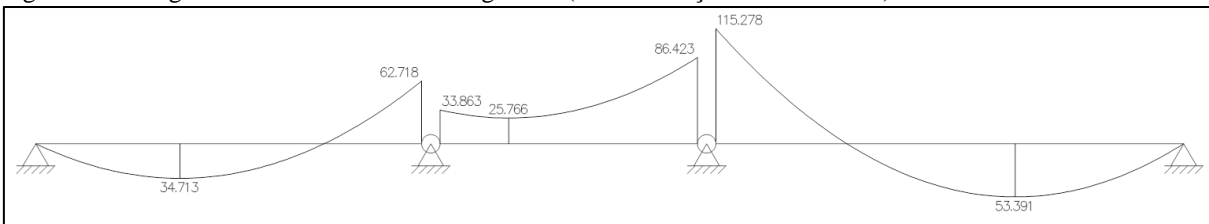
Fonte: a autora.

Figura 16 – Diagrama de Momento Fletor Viga V08 (Redistribuição de Momentos)



Fonte: a autora.

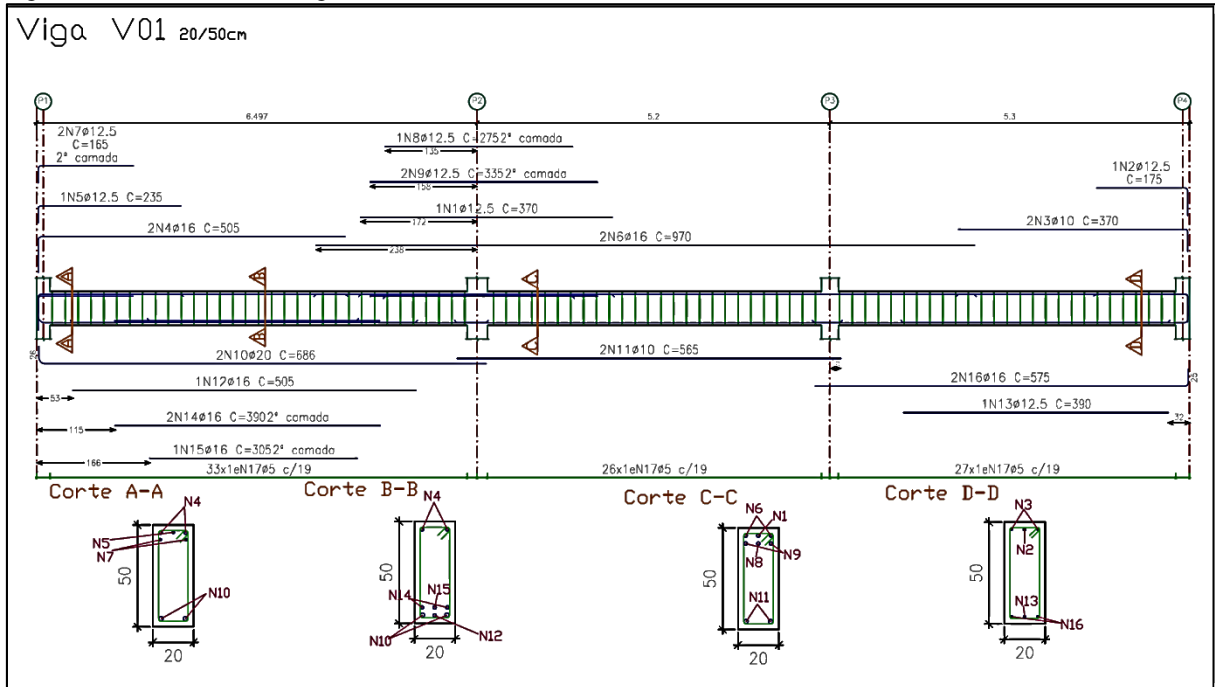
Figura 17 – Diagrama de Momento Fletor Viga V09 (Redistribuição de Momentos)



Fonte: a autora.

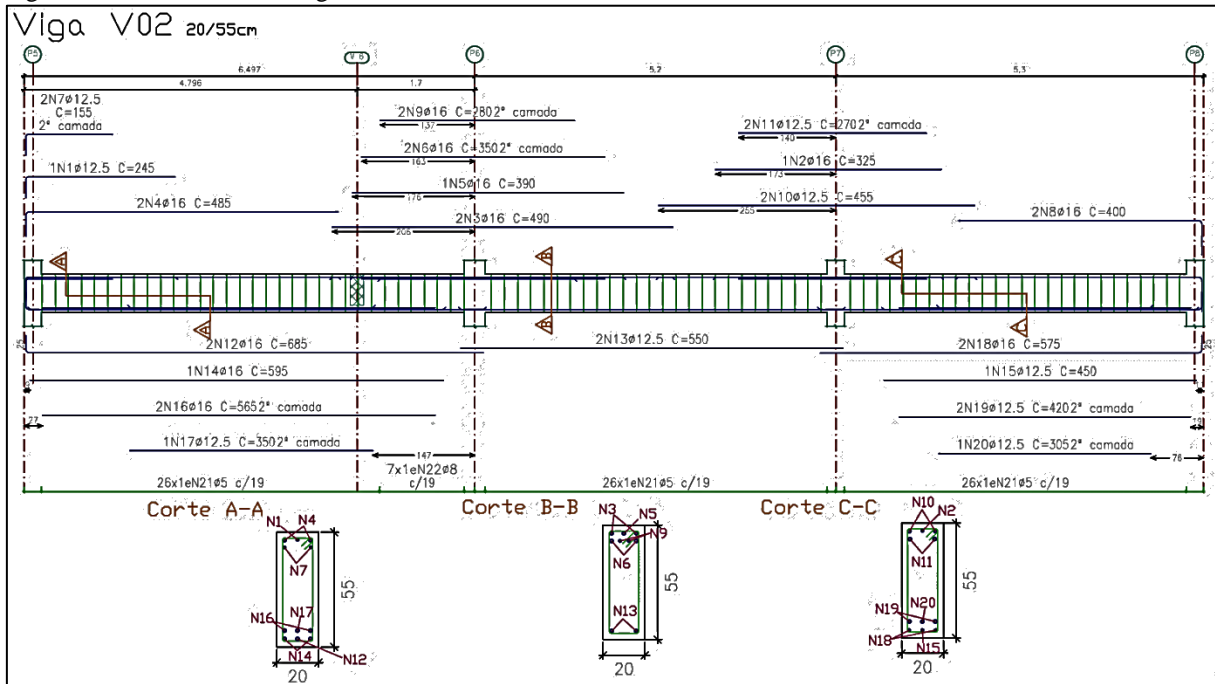
APÊNDICE G – Detalhamentos e Quadros de Ferro das Vigas com Verificação para Situação de Incêndio pelo Método Gráfico

Figura 01 – Detalhamento Viga V01



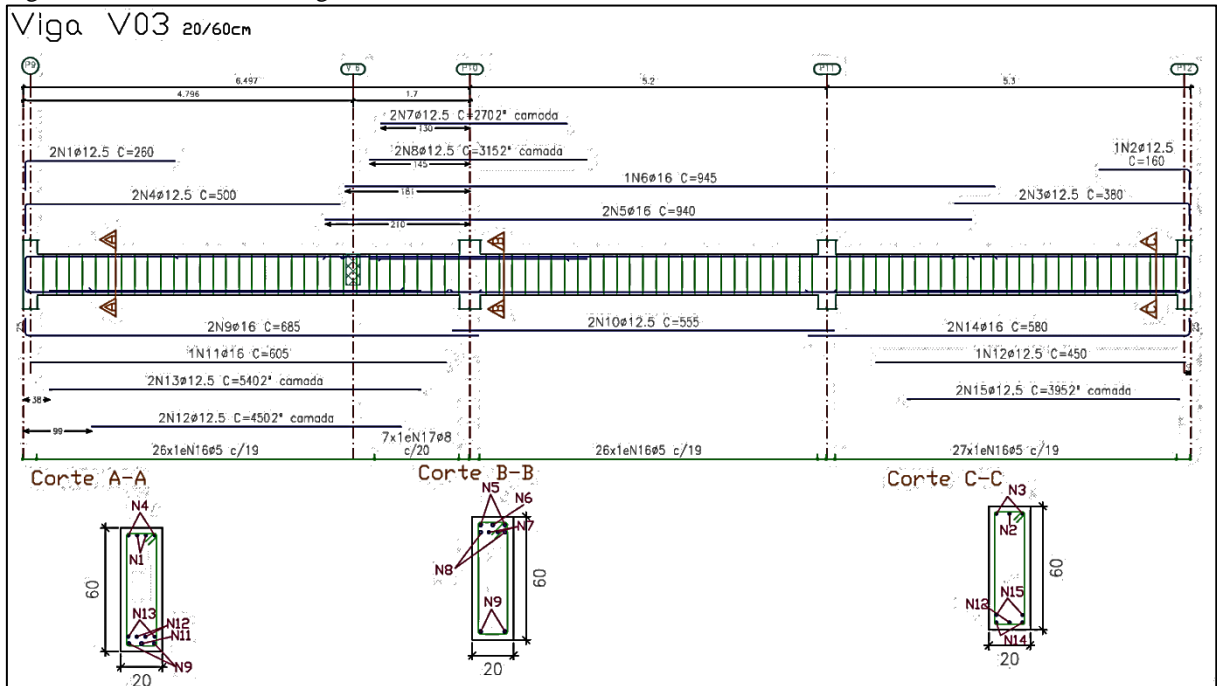
Fonte: a autora.

Figura 02 – Detalhamento Viga V02



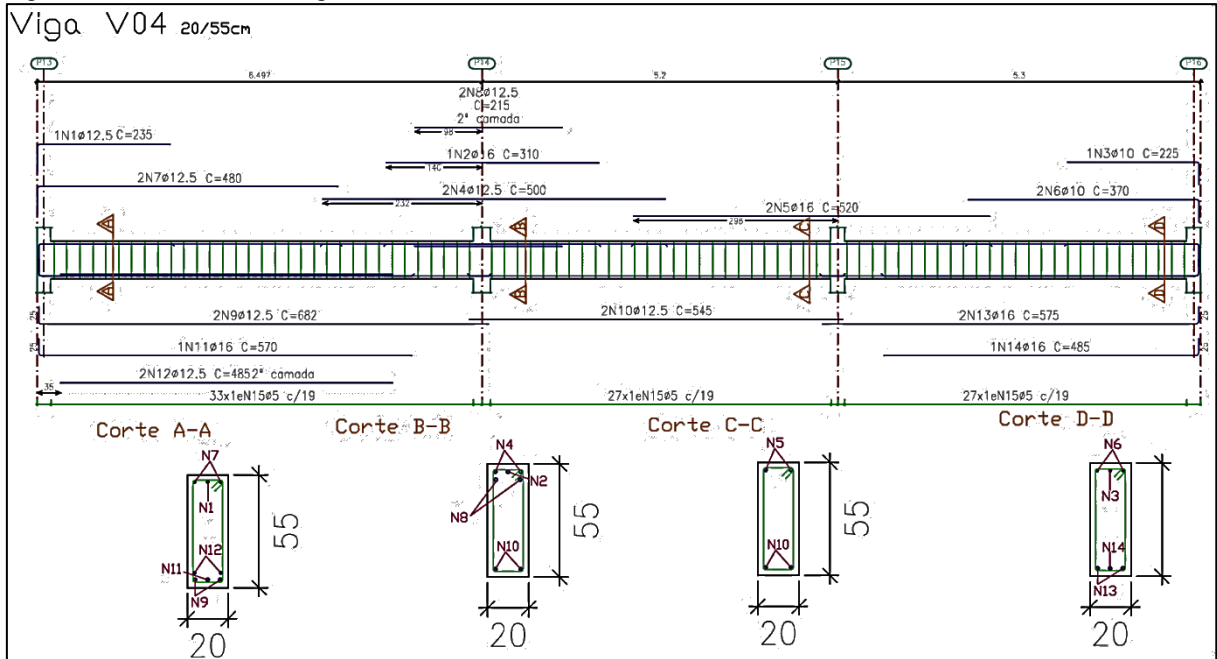
Fonte: a autora.

Figura 03 – Detalhamento Viga V03



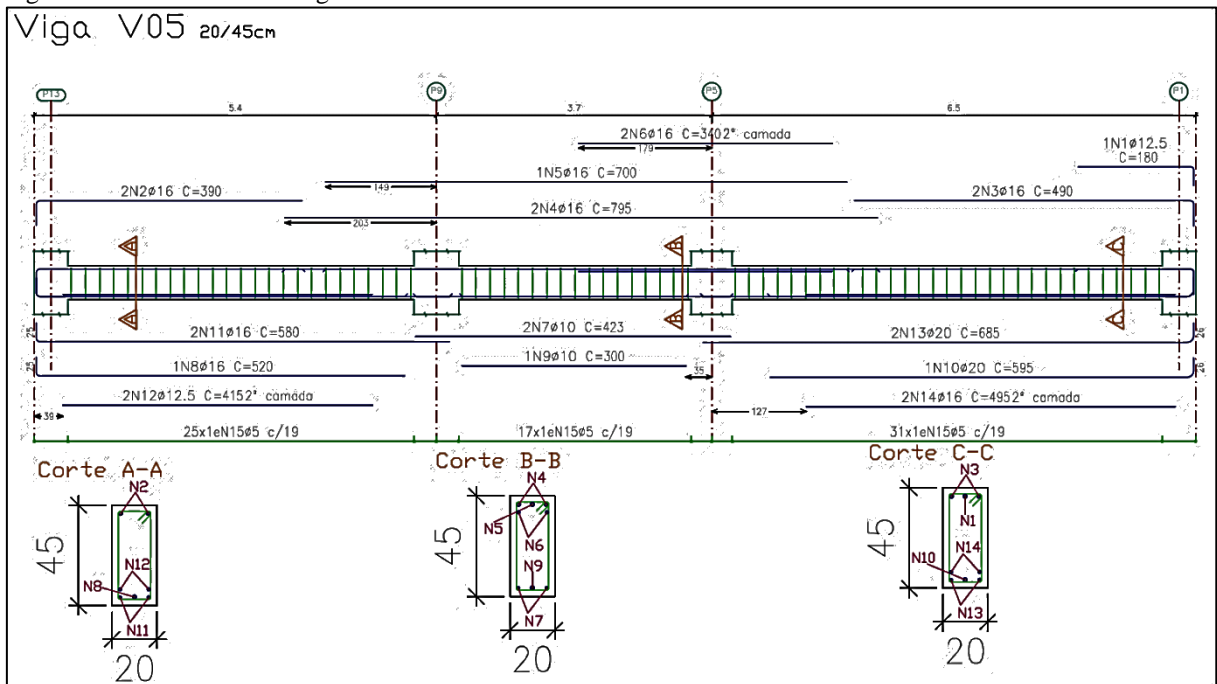
Fonte: a autora.

Figura 04 – Detalhamento Viga V04



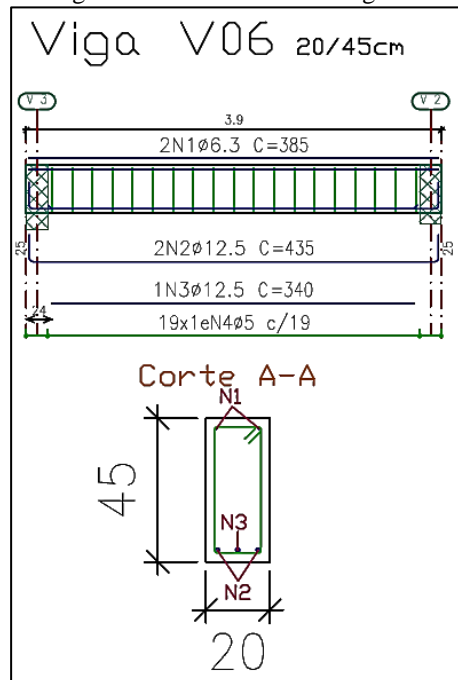
Fonte: a autora.

Figura 05 – Detalhamento Viga V05



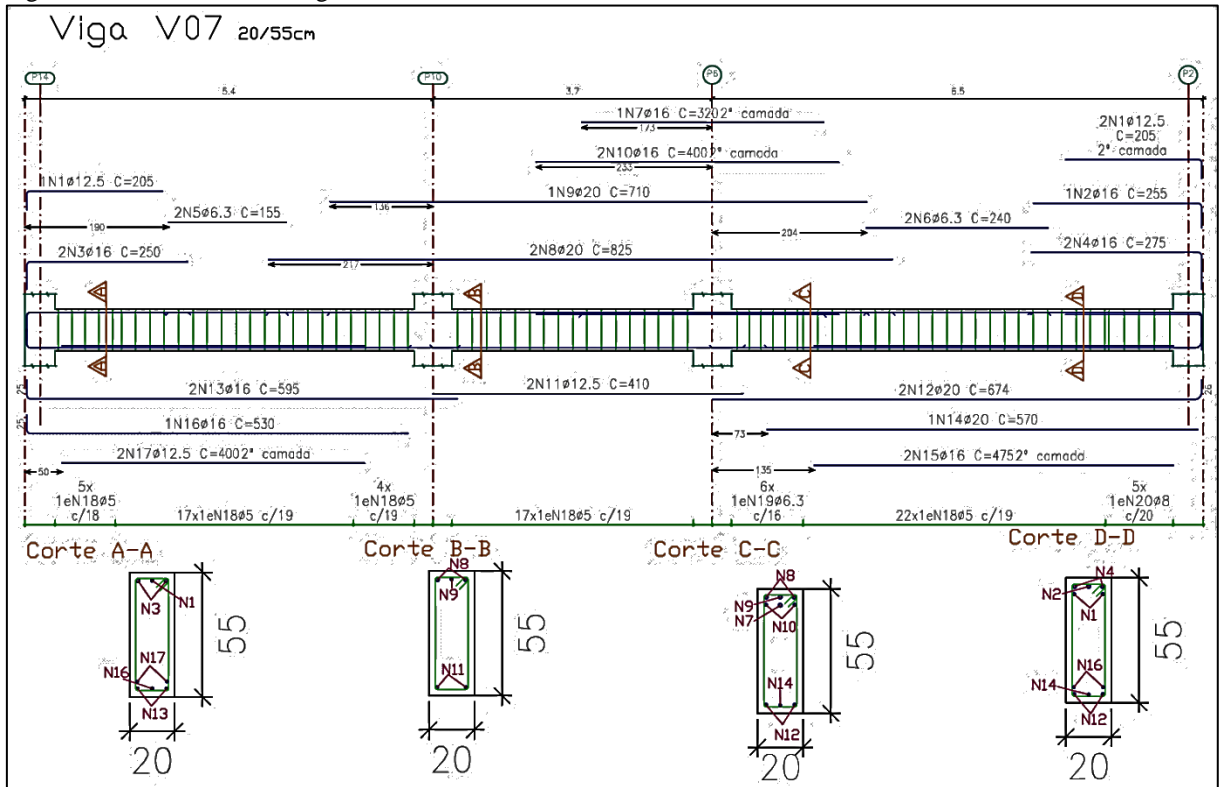
Fonte: a autora.

Figura 06 – Detalhamento Viga V06



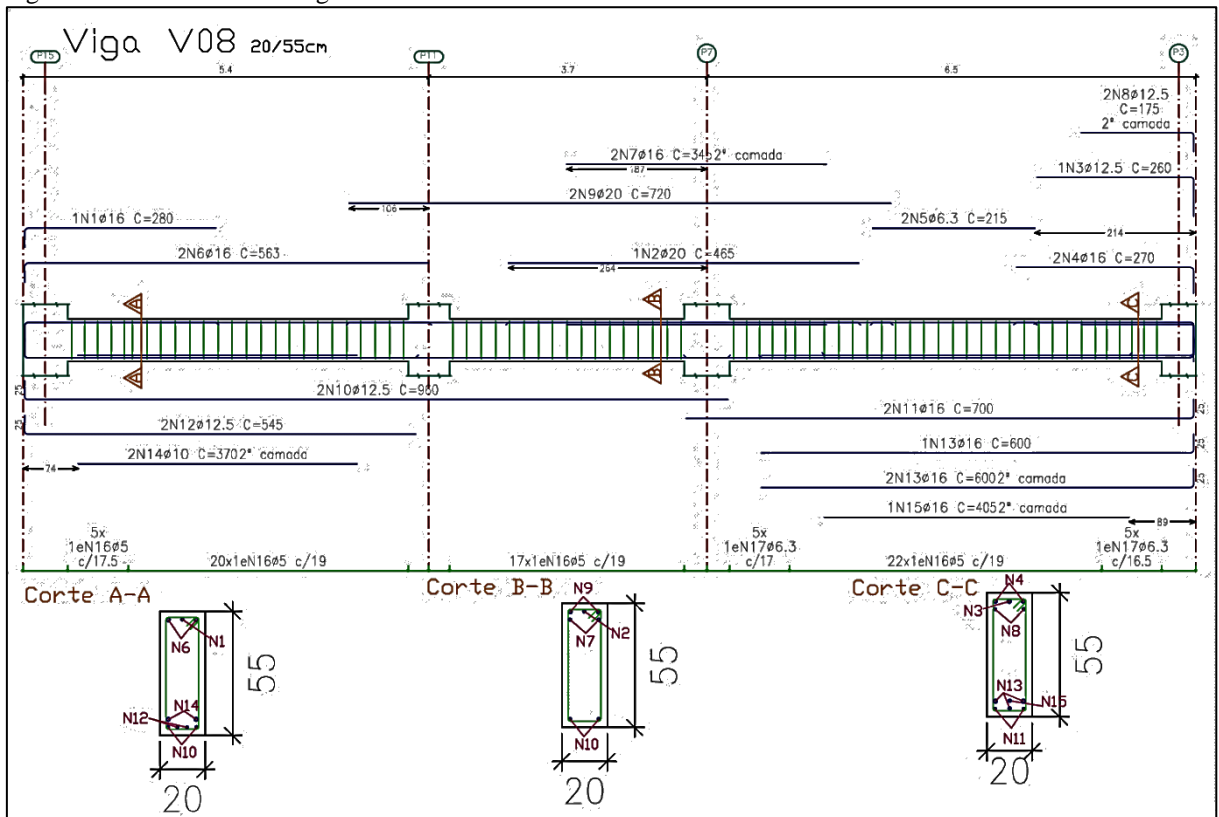
Fonte: a autora.

Figura 07 – Detalhamento Viga V07



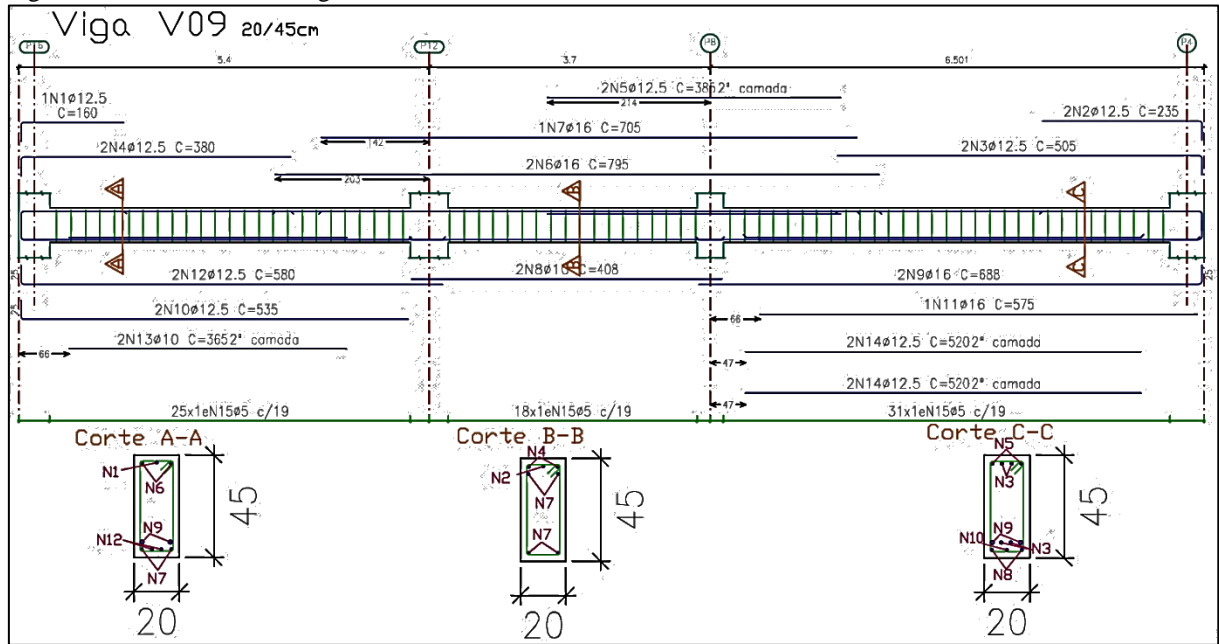
Fonte: a autora.

Figura 08 – Detalhamento Viga V08



Fonte: a autora.

Figura 09 – Detalhamento Viga V09



Fonte: a autora.

Tabela 01: Quadro de Ferro Vigas

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)
V1	1	Ø12,5	1		370		370	370	3,6
	2	Ø12,5	1		134,2	40,8	175	175	1,7
	3	Ø10	2		337,7	32,3	370	740	4,6
	4	Ø16	2	52,6	452,4		505	1010	15,9
	5	Ø12,5	1	25	210		235	235	2,3
	6	Ø16	2		970		970	1940	30,6
	7	Ø12,5	2	25	140		165	330	3,2
	8	Ø12,5	1		275		275	275	2,6
	9	Ø12,5	2		335		335	670	6,5
	10	Ø20	2	26	659,7		686	1372	33,8
	11	Ø10	2		565		565	1130	7,0
	12	Ø16	1		505		505	505	8,0
	13	Ø12,5	1		390		390	390	3,8
	14	Ø16	2		390		390	780	12,3
	15	Ø16	1		305		305	305	4,8
	16	Ø16	2		550	25	575	1150	18,2
	17	Ø5	86	5	118		5	128	11008
Total +10%:								193,8	
V2	1	Ø12,5	1	30	215		245	245	2,4
	2	Ø16	1		325		325	325	5,1
	3	Ø16	2		490		490	980	15,5
	4	Ø16	2	35	450		485	970	15,3
	5	Ø16	1		390		390	390	6,2
	6	Ø16	2		350		350	700	11,1
	7	Ø12,5	2	30	125		155	310	3,0
	8	Ø16	2		350,6	49,4	400	800	12,6
	9	Ø16	2		280		280	560	8,8
	10	Ø12,5	2		455		455	910	8,8
	11	Ø12,5	2		270		270	540	5,2
	12	Ø16	2	25	659,7		685	1370	21,6
	13	Ø12,5	2		550		550	1100	10,6

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 01: Quadro de Ferro Vigas

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)
V2	14	Ø16	1		595		595	595	9,4
	15	Ø12,5	1		450		450	450	4,3
	16	Ø16	2		565		565	1130	17,8
	17	Ø12,5	1		350		350	350	3,4
	18	Ø16	2		550	25	575	1150	18,2
	19	Ø12,5	2		420		420	840	8,1
	20	Ø12,5	1		305		305	305	2,9
	21	Ø5	78	5	128	5	138	10764	16,9
	22	Ø8	7	8	126,8	8	143	1001	4,0
Total +10%:								232,3	
V3	1	Ø12,5	2	42,3	217,7		260	520	5,0
	2	Ø12,5	1		131,3	28,7	160	160	1,5
	3	Ø12,5	2		341,6	38,4	380	760	7,3
	4	Ø12,5	2	42,3	457,7		500	1000	9,6
	5	Ø16	2		940		940	1880	29,7
	6	Ø16	1		945		945	945	14,9
	7	Ø12,5	2		270		270	540	5,2
	8	Ø12,5	2		315		315	630	6,1
	9	Ø16	2	25	659,7		685	1370	21,6
	10	Ø12,5	2		555		555	1110	10,7
	11	Ø16	1		605		605	605	9,6
	12	Ø12,5	3		450		450	1350	13,0
	13	Ø12,5	2		540		540	1080	10,4
	14	Ø16	2		555	25	580	1160	18,3
	15	Ø12,5	2		395		395	790	7,6
	16	Ø5	79	5	138	5	148	11692	18,4
	17	Ø8	7	8	136,8	8	153	1071	4,2
Total +10%:								212,4	
V4	1	Ø12,5	1	41	194		235	235	2,3
	2	Ø16	1		310		310	310	4,9
	3	Ø10	1		192	33	225	225	1,4
	4	Ø12,5	2		500		500	1000	9,6
	5	Ø16	2		520		520	1040	16,4
	6	Ø10	2		337	33	370	740	4,6
	7	Ø12,5	2	41	439		480	960	9,2
	8	Ø12,5	2		215		215	430	4,1
	9	Ø12,5	2	25	657,2		682	1364	13,1
	10	Ø12,5	2		545		545	1090	10,5
	11	Ø16	1	25	545		570	570	9,0
	12	Ø12,5	2		485		485	970	9,3
	13	Ø16	2		550	25	575	1150	18,2
	14	Ø16	1		460	25	485	485	7,7
	15	Ø5	87	5	128	5	138	12006	18,8
Total +10%:								153,0	
V5	1	Ø12,5	1		155	25	180	180	1,7
	2	Ø16	2	33,2	356,8		390	780	12,3
	3	Ø16	2		455,8	34,2	490	980	15,5
	4	Ø16	2		795		795	1590	25,1
	5	Ø16	1		700		700	700	11,1
	6	Ø16	2		340		340	680	10,7
	7	Ø10	2		422,5		423	846	5,2
	8	Ø16	1	25	495		520	520	8,2
	9	Ø10	1		300		300	300	1,8
	10	Ø20	1		569	26	595	595	14,7
	11	Ø16	2	25	555		580	1160	18,3

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 01: Quadro de Ferro Vigas

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)
V5	12	Ø12,5	2		415		415	830	8,0
	13	Ø20	2		659	26	685	1370	33,8
	14	Ø16	2		495		495	990	15,6
	15	Ø5	73	5	108	5	118	8614	13,5
Total +10%:								215,1	
V6	1	Ø6,3	2		385		385	770	1,9
	2	Ø12,5	2	25	385	25	435	870	8,4
	3	Ø12,5	1		340		340	340	3,3
	4	Ø5	19	5	108	5	118	2242	3,5
Total +10%:								18,8	
V7	1	Ø12,5	3	25	180		205	615	5,9
	2	Ø16	1		222,4	32,6	255	255	4,0
	3	Ø16	2	37,1	212,9		250	500	7,9
	4	Ø16	2		225,5	49,5	275	550	8,7
	5	Ø6,3	2		155		155	310	0,8
	6	Ø6,3	2		240		240	480	1,2
	7	Ø16	1		320		320	320	5,1
	8	Ø20	2		825		825	1650	40,7
	9	Ø20	1		710		710	710	17,5
	10	Ø16	2		400		400	800	12,6
	11	Ø12,5	2		410		410	820	7,9
	12	Ø20	2		647,5	26	674	1348	33,2
	13	Ø16	2	25	570		595	1190	18,8
	14	Ø20	1		570		570	570	14,1
	15	Ø16	2		475		475	950	15,0
	16	Ø16	1	25	505		530	530	8,4
	17	Ø12,5	2		400		400	800	7,7
	18	Ø5	65	5	128	5	138	8970	14,1
	19	Ø6,3	6	6,3	127,5	6,3	140	840	2,1
	20	Ø8	5	8	126,8	8	143	715	2,8
Total +10%:								251,4	
V8	1	Ø16	1	25,7	254,3		280	280	4,4
	2	Ø20	1		465		465	465	11,5
	3	Ø12,5	1		208,2	51,8	260	260	2,5
	4	Ø16	2		235,6	34,4	270	540	8,5
	5	Ø6,3	2		215		215	430	1,1
	6	Ø16	2	25,7	537,5		563	1126	17,8
	7	Ø16	2		345		345	690	10,9
	8	Ø12,5	2		150	25	175	350	3,4
	9	Ø20	2		720		720	1440	35,5
	10	Ø12,5	2	25	935		960	1920	18,5
	11	Ø16	2		675	25	700	1400	22,1
	12	Ø12,5	2	25	520		545	1090	10,5
	13	Ø16	3		575	25	600	1800	28,4
	14	Ø10	2		370		370	740	4,6
	15	Ø16	1		405		405	405	6,4
	16	Ø5,0	64	5	128	5	138	8832	13,9
	17	Ø6,5	10	6,3	127,5	6,5	140	1400	3,4
Total +10%:								223,7	
V9	1	Ø12,5	1	25	135		160	160	1,5
	2	Ø12,5	2		210	25	235	470	4,5
	3	Ø12,5	2		480	25	505	1010	9,7
	4	Ø12,5	2	25	355		380	760	7,3
	5	Ø12,5	2		385		385	770	7,4
	6	Ø16	2		795		795	1590	25,1
	7	Ø16	1		705		705	705	11,1

Fonte: a autora.

Continuação Tabela 01: Quadro de Ferro Vigas

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)
	8	Ø10	2		407,5		408	816	5,0
	9	Ø12,5	2		662,6	25	688	1376	21,7
	10	Ø16	2	25	510		535	1070	10,3
	11	Ø5	1		575		575	575	9,1
	12	Ø12,5	2	25	555		580	1160	11,2
	13	Ø10	2		365		365	730	4,5
	14	Ø12,5	4		520		520	2080	20,0
	15	Ø5	74	5	108	5	118	8732	13,7
								Total +10%:	178,3
Total:								1898,7	1526,2
Total + 10%:								2088,6	1678,8

Fonte: a autora.

Tabela 02 – Resumo de Aço Vigas

Por Pavimento (+10%)			Total do Edifício (+10%)		
Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)	Barras	Comprimento Total (m)	Peso (kg)
Ø5,0 mm	911,46	143	Ø5,0 mm	4557,3	715
Ø6,3 mm	46,53	11	Ø6,3 mm	232,65	55
Ø8,0 mm	30,69	12	Ø8,0 mm	153,45	60
Ø10,0 mm	68,97	42	Ø10,0 mm	344,85	210
Ø12,5 mm	407,44	392	Ø12,5 mm	2037,2	1960
Ø16,0 mm	518,76	819	Ø16,0 mm	2593,8	4095
Ø20,0 mm	104,72	258	Ø20,0 mm	523,6	1290

Fonte: a autora.

APÊNDICE H – Detalhamentos e Quadros de Ferro dos Pilares que Sofreram Alterações com a Verificação para Situação de Incêndio pelo Método Tabular

Figura 01 – Detalhamento pilares alterados do 1º pavimento

P3 30/35cm 					P6 35/40cm 					P7 30/40cm 				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø16	8	470	3760	2	ø20	2	470	940	1	ø20	6	470	2820
2	ø6.3	19	119	2261	3	ø6.3	18	139	2502	2	ø6.3	19	139	2641
3	ø6.3	19	37	703	4	ø6.3	18	43	774	3	ø6.3	19	38	722
P8 30/40 cm 					P11 30/35 cm 					P12 30/40 cm 				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø20	4	500	2000	1	ø20	4	470	1880	1	ø16	8	470	3760
2	ø16	2	470	940	2	ø16	2	445	890	2	ø6.3	19	129	2451
3	ø6.3	23	129	2967	3	ø6.3	19	119	2261	3	ø6.3	19	37	703
4	ø6.3	23	37	851	4	ø6.3	19	37	703					
P13 30/40cm 					P14 30/40cm 									
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)					
1	ø16	4	470	1880	1	ø16	6	470	2820					
2	ø16	4	410	1640	2	ø6.3	19	129	2451					
3	ø6.3	23	129	2967	3	ø6.3	19	37	703					
4	ø6.3	23	37	851										
P15 30/40cm 					P16 25/40 cm 									
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)					
1	ø20	6	500	3000	1	ø16	6	470	2820					
2	ø6.3	19	129	2451	2	ø12.5	2	445	890					
3	ø6.3	19	38	722	3	ø6.3	23	119	2737					
					4	ø6.3	23	32	736					

Fonte: a autora.

Figura 02 - Detalhamento pilares alterados do 2º pavimento

P3 30/35cm						P6 35/40cm						P7 30/40cm					
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)		Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)		Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	
1	Ø16	4	445	1780		1	Ø16	4	470	1880		1	Ø20	4	500	2000	
2	Ø16	2	410	820		2	Ø16	2	470	940		2	Ø16	2	470	940	
3	Ø6.3	29	139	4031		3	Ø16	1	410	410		3	Ø6.3	23	139	3197	
4	Ø6.3	29	37	1073		4	Ø16	1	410	410		4	Ø6.3	23	42	966	
5	Ø6.3	19	119	2261		5	Ø6.3	19	119	2261							
6	Ø6.3	19	37	703		6	Ø6.3	19	37	703							
P8 30/40 cm						P11 30/35 cm						P13 30/40 cm					
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)		Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)		Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	
1	Ø20	4	500	2000		1	Ø16	4	470	1880		1	Ø16	4	370	1480	
2	Ø16	2	410	820		2	Ø12.5	2	400	800		2	Ø16	4	180	720	
3	Ø6.3	23	129	2967		3	Ø12.5	2	470	940		3	Ø16	4	390	1560	
4	Ø6.3	23	37	851		4	Ø6.3	29	119	3451		4	Ø12.5	4	145	580	
						5	Ø6.3	29	37	1073		5	Ø6.3	23	129	2967	
						6	Ø6.3	29	37	1073		6	Ø6.3	46	37	1702	
P12 30/40cm						P14 30/40cm											
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)		Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)							
1	Ø16	2	370	740		1	Ø20	2	380	760							
2	Ø16	4	470	1880		2	Ø20	2	470	940							
3	Ø16	1	470	470		3	Ø20	2	470	940							
4	Ø16	1	390	390		4	Ø16	2	180	360							
5	Ø16	3	180	540		5	Ø6.3	19	129	2451							
6	Ø6.3	19	129	2451		6	Ø6.3	19	38	722							
7	Ø6.3	19	37	703													
P15 30/40cm						P16 25/40 cm											
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)		Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)							
1	Ø16	3	370	1110		1	Ø16	2	370	740							
2	Ø16	2	470	940		2	Ø16	2	470	940							
3	Ø16	2	180	360		3	Ø16	2	180	360							
4	Ø12.5	1	365	365		4	Ø16	2	470	940							
5	Ø12.5	1	360	360		5	Ø6.3	19	129	2451							
6	Ø16	1	385	385		6	Ø6.3	19	37	703							
7	Ø12.5	2	145	290													
8	Ø6.3	23	119	2737													
9	Ø6.3	23	32	736													

Fonte: a autora.

Figura 03 - Detalhamento pilares alterados do 3º pavimento

P6 30/35cm					P7 30/45cm					P8 30/40 cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø20	4	470	1880	1	ø12.5	4	445	1780	1	ø20	4	500	2000
2	ø16	2	470	940	2	ø12.5	2	400	800	2	ø6.3	19	109	2071
3	ø6.3	23	119	2737	3	ø5	29	119	3451					
4	ø6.3	23	37	851	4	ø5	29	42	1218					
P11 30/30 cm					P14 30/30cm					P15 25/30cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø16	6	470	2820	1	ø16	6	470	2820	1	ø16	4	470	1880
2	ø6.3	19	109	2071	2	ø6.3	19	109	2071	2	ø16	2	410	820
										3	ø6.3	19	99	1881

Fonte: a autora.

Figura 04 – Detalhamento pilares alterados do 4º pavimento

P6 30/35cm					P7 30/45cm					P8 30/40 cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø20	4	470	1880	1	ø12.5	4	445	1780	1	ø20	4	500	2000
2	ø16	2	470	940	2	ø12.5	2	400	800	2	ø6.3	19	109	2071
3	ø6.3	23	119	2737	3	ø5	29	119	3451					
4	ø6.3	23	37	851	4	ø5	29	42	1218					
P11 30/30 cm					P14 30/30cm					P15 25/30cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø16	6	470	2820	1	ø16	6	470	2820	1	ø16	6	470	2820
2	ø6.3	19	109	2071	2	ø6.3	19	109	2071	2	ø6.3	19	99	1881

Fonte: a autora.

Figura 05 – Detalhamento pilares alterados do 5º pavimento

P6 30/35cm					P7 30/45cm					P8 30/40 cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø10	6	348	2088	1	ø12.5	6	348	2088	1	ø20	4	348	1392
2	ø5	29	119	3451	2	ø5	29	119	3451	2	ø6.3	19	109	2071
3	ø5	29	37	1073	3	ø5	29	37	1073					
P11 30/30 cm					P14 30/30cm					P15 25/30cm				
Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)	Pos.	Diam.	Q.	Comp. (cm)	Total (cm)
1	ø16	6	348	2088	1	ø16	6	348	2088	1	ø16	6	348	2088
2	ø6.3	19	109	2071	2	ø6.3	19	109	2071	2	ø6.3	19	99	1881
										3	ø6.3	19	32	608

Fonte: autora.

ANEXO A – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo, minutos

Tabela 01: Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (minutos)

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

Fonte: (ABNT NBR 14432, 2001)

ANEXO B – Valores de Cargas de Incêndio Específicas

Tabela 01 - Valores de Cargas de Incêndio Específicas

Ocupação/uso	Descrição	Divisão	Carga de incêndio (q_n) MJ/m ²
Residencial	Alojamentos estudantis	A-1	300
	Apartamentos	A-2	300
	Casas térreas ou sobrados	A-1	300
	Pensionatos	A-3	300
Serviços de hospedagem	Hotéis	B-1	500
	Motéis	B-1	500
	Apert-hotéis	B-2	300
Comercial varejista	Açougues	C-1/C-2	40
	Antiguidades	C-1/C-2	700
	Aparelhos domésticos	C-1/C-2	500
	Artigos de bijouteria, metal ou vidro	C-1/C-2	300
	Artigos de couro, borracha, esportivos	C-1/C-2	800
	Automóveis	C-1/C-2	200
	Bebidas destiladas	C-1/C-2	700
	Brinquedos	C-1/C-2	500
	Cabeleireiro	C-1/C-2	300
	Calçados	C-1/C-2	500
	Drogarias (incluindo depósitos)	C-1/C-2	1 000
	Ferragens	C-1/C-2	300
	Floricultura	C-1/C-2	80
	Galeria de quadros	C-1/C-2	200
	Livrarias	C-1/C-2	1 000
	Lojas de departamento ou centro de compras	C-2	600
	Máquinas de costura ou de escritório	C-1/C-2	300
	Materiais fotográficos	C-1/C-2	300
	Móveis	C-1/C-2	500
	Papelarias	C-1/C-2	700
	Perfumarias	C-1/C-2	400
	Produtos têxteis	C-1/C-2	600
	Relojoarias	C-1/C-2	300
	Supermercados	C-1/C-2	800
	Tapetes	C-2	1 000
	Tintas	C-1/C-2	200
	Verduras	C-1/C-2	200
	Vinhos	C-1/C-2	200
Vulcanização	C-1/C-2	1 000	
Serviços profissionais, pessoais e técnicos	Agências bancárias	D-2	300
	Agências de correios	D-1	400
	Centrais telefônicas	D-1	100
	Consultórios médicos ou odontológicos	D-1	200
	Copiadora	D-3	400
	Encadernadoras	D-3	1 000
	Escritórios	D-1	700
	Estúdios de rádio ou de televisão ou de fotografia	D-1	300
	Lavanderias	D-1	300
	Oficinas elétricas	D-3	600
	Oficinas hidráulicas ou mecânicas	D-3	200
	Pinturas	D-3	500
	Processamentos de dados	D-1	400
Educativa e cultura física	Academias	E-3	300
	Creches	E-5	400
	Escolas	E-1/E2/E4	300
Locais de reunião pública	Bibliotecas	F-1	2 000
	Cinemas ou teatros	F-5	600
	Igrejas	F-2	200
	Museus	F-1	300
	Restaurantes	F-8	300
Serviços automotivos	Estacionamentos	G-1/G-2	200
	Oficinas de conserto de veículos	G-4	300
Serviços de saúde e institucionais	Asilos	H-2	350
	Hospitais	H-1	300

Fonte: (ABNT NBR 14432, 2001)

ANEXO C – Alternativas à Compartimentação Vertical

Tabela 01 - Alternativas à Compartimentação Vertical

Uso/Ocupação	Altura de incêndio em metro			
	12m < h ≤ 23m	23m < h ≤ 30m	30m < h ≤ 60m	h > 60m
A – Residencial	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1
B – Serviços de hospedagem (por exemplo, hotéis)	Nota 5	Nota 5	Nota 5	Nota 6
C – Comercial (por exemplo, lojas, shoppings, supermercados)	Nota 4	Nota 5	Nota 5	Nota 6
D – Serviços profissionais (por exemplo, escritórios, bancos)	Nota 4	Nota 5	Nota 5	Nota 6
E – Educacional e cultural (por exemplo, escolas)	Nota 2	Nota 2	Nota 5	Nota 6
F1 – Reunião pública – onde há objetos de valor inestimável (por exemplo, museus, bibliotecas)	Nota 3	Nota 4	Nota 5	Nota 6
F2 – Reunião pública – religioso e velório (por exemplo, igrejas, salas de funerais)	Nota 2	Nota 4	Nota 5	Nota 6
F3/F9 – Reunião pública (por exemplo, centros esportivos, recreação pública, zoológicos, parques)	Nota 2	Nota 2	Nota 8	Nota 8
F4 – Reunião pública (por exemplo, terminais de passageiros)	Nota 2	Nota 5	Nota 8	Nota 8
F5/F6/F8 – Reunião pública (por exemplo, auditórios, boates, clubes, restaurantes)	Nota 4	Nota 4	Nota 8	Nota 8
G1 a G4 – Serviço automotivo e semelhantes (por exemplo, garagens sem ou com abastecimentos, oficinas)	Nota 2	Nota 2	Nota 2	Nota 2
H2 – Saúde – que exigem cuidados especiais (por exemplo, asilos, hospitais psiquiátricos)	Nota 4	Nota 5	Nota 5	Nota 6
H3 – Saúde (por exemplo, hospitais)	Obs. Entre 6m e 12m Ver nota 7			Nota 6
H5 – Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições (por exemplo, manicômios, prisão)	Nota 8	Nota 8	Nota 8	Nota 8
H6 – Saúde (por exemplo, clínicas, consultórios)	Nota 4	Nota 5	Nota 5	Nota 6
I1 a I2 – Edifícios industriais com carga de incêndio específica inferior a 1200 MJ/m ²	Nota 8	Nota 8	Nota 8	Nota 8
J1 – Depósitos de material incombustível	Nota 2	Nota 2	Nota 8	Nota 8
J2 a J4 – Depósitos em geral	Nota 5	Nota 5	Nota 8	Nota 8

Nota 1 – pode ser substituída por sistema de controle de fumaça somente nos átrios.

Nota 2 – somente a compartimentação de fachadas e selagem de shafts e dutos de instalações.

Nota 3 – pode ser substituída por sistema de chuveiros automáticos, exceto para as compartimentações das fachadas e selagens dos shafts e dutos de instalações.

Nota 4 – pode ser substituída por sistema de detecção de incêndio e chuveiros automáticos, exceto para as compartimentações das fachadas e selagens dos shafts e dutos de instalações; deve haver controle de fumaça nos átrios.

Nota 5 – pode ser substituída por sistema de controle de fumaça, detecção de incêndio e chuveiros automáticos, exceto para a compartimentação de fachadas e selagem de shafts e dutos de instalações.

Nota 6 – pode ser substituída por sistema de controle de fumaça, detecção de incêndio e chuveiros automáticos e demais soluções contidas na IT9, exceto para as compartimentações das fachadas e selagens dos shafts e dutos de instalações.

Nota 7 – exigido para selagens dos shafts e dutos de instalações.

Nota 8 – não é permitida qualquer substituição.

Fonte: (CBPMESP, 2011 apud SILVA, 2012, p.26-27)

**ANEXO D – Dispositivos que permitem substituir a Compartimentação Horizontal,
segundo Decreto N° 56.819**

Tabela 01 - Dispositivos que permitem substituir a Compartimentação Horizontal

Uso/Ocupação	Térreo	Altura de incêndio em metro				
		$h \leq 6m$	$6m < h \leq 12m$	$12m < h \leq 23m$	$23m < h \leq 30m$	$h > 30m$
B – Serviços de hospedagem (por exemplo, hotéis)	Nota 3	Nota 1	Nota 1	Nota 2	Nota 2	Nota 4
C – Comercial (por exemplo, lojas, shoppings, supermercados)	Nota 1	Nota 1	Nota 2	Nota 2	Nota 2	Nota 2
D – Serviços profissionais (por exemplo, escritórios, bancos)	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 2	Nota 2	Nota 4
F5/F6 – Reunião pública (por exemplo, auditórios, boates, clubes)	Nota 2	Nota 2	Nota 2	Nota 2	Nota 4	Nota 4
F8 – Reunião pública (por exemplo, restaurantes)	Nota 3	Nota 3	Nota 3	Nota 2	Nota 2	Nota 4
F10 – Reunião pública (por exemplo, centro de exposições)	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 4	Nota 4
G4 – Serviço automotivo e assemelhados (por exemplo, oficinas)	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 4	Nota 4
H3 – Saúde (por exemplo, hospitais)	Nota 3	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 4
H6 – Saúde (por exemplo, clínicas, consultórios)	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 2	Nota 2	Nota 4
I1 a I2 – Edifícios industriais	Nota 3	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1
I3 – Edifícios industriais	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 4	Nota 4
J2 a J4 – Depósitos em geral	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 1	Nota 4

Nota 1 – pode ser substituída por sistema de chuveiros automáticos.

Nota 2 – pode ser substituída por sistema de detecção de incêndio e chuveiros automáticos.

Nota 3 – compartimentação horizontal não exigida.

Nota 4 – não é permitida qualquer substituição.

Fonte: (SÃO PAULO, 2011 apud SILVA, 2012, p.30).

ANEXO E – Áreas máximas para compartimentos, segundo IT9

Tabela 01 - Áreas máximas para compartimentos

GRUPO Tipo	TIPO DE EDIFICAÇÕES					
	I	II	III	IV	V	VI
Denominação Altura	Térrea Um pavimento	Baixa H ≤ 6 m	Baixa- média altura 6 m < H ≤ 12 m	Média altura 12m < H ≤ 23 m	Medianamente alta 23 m < H ≤ 30 m	Alta Acima de 30m
A-1, A-2, A-3	-	-	-	-	-	-
B-1, B-2	-	5000	4000	3000	2000	1500
C-1, C-2	5000	3000	2000	2000	1500	1500
C-3	5000	2500	1500	1000	2000	2000
D-1, D-2, D-3, D-4	5000	2500	1500	1000	800	2000
E-1, E-2, E-3, E-4, E-5, E-6	-	-	-	-	-	-
F-1, F-2, F-3, F-4, F-7, F-9	-	-	-	-	-	-
F-5, F-6	5000	4000	3000	2000	1000	800
F-8	-	-	-	2000	1000	800
F-10	5000	2500	1500	1000	1000	800
G-1, G-2, G-3, G-5	-	-	-	-	-	-
G-4	10000	5000	3000	2000	1000	1000
H-1, H-2, H-4, H-5	-	-	-	-	-	-
H-3	-	5000	3000	2000	1500	1000
H-6	5000	2500	1500	1000	800	2000
I-1, I-2	-	10000	5000	3000	1500	2000
I-3	7500	5000	3000	1500	1000	1500
J-1	-	-	-	-	-	-
J-2	10000	5000	3000	1500	2000	1500
J-3	4000	3000	2000	2500	1500	1000
J-4	2000	1500	1000	1500	750	500
M-2	1000	500	500	300	300	200
M-3	5000	3000	2000	1000	500	500

Fonte: (CBPMESP, 2011 apud SILVA, 2012).

ANEXO F – Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos

Tabela 01 - Valores da relação $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_{ck}$ para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos

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

Fonte: (ABNT NBR 15200, 2012).

**ANEXO G – Método tabular geral para dimensionamentos de pilares retangulares ou
circulares**

Tabela 01 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{máx} = 10mm$ (para $b \leq 400mm$) e
 $e_{máx} = 0,025b$ (para $b > 400mm$)

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

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 02 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 100mm$ (para $b > 400mm$)

TRRF (min)	$\lambda_{\bar{n}}$	b_{\min}/c_1			
		$v_{\bar{n}}=0,15$	$v_{\bar{n}}=0,30$	$v_{\bar{n}}=0,50$	$v_{\bar{n}}=0,70$
30	30	150/25	150/25	200/30 : 250/25	300/30 : 350/25
	40	150/25	150/30 : 200/25	300/25	500/40 : 550/25
	50	150/25	200/40 : 250/25	350/40 : 500/25	550/25
	60	150/25	300/25	550/25	600/30
	70	200/25	350/40 : 500/25	550/30 : 600/25	(a)
	80	250/25	550/25	(a)	(a)
60	30	150/30 : 200/25	200/40 : 300/25	300/40 : 500/25	500/25
	40	200/30 : 250/25	300/35 : 350/25	450/50 : 550/25	550/40 : 600/25
	50	200/40 : 300/25	350/45 : 550/25	550/30 : 600/30	600/55
	60	250/35 : 400/25	450/50 : 550/25	600/35	(a)
	70	300/40 : 500/25	550/30 : 600/25	600/80	(a)
	80	400/40 : 550/25	600/30	(a)	(a)
90	30	200/40 : 250/25	300/40 : 400/25	500/50 : 550/25	550/40 : 600/25
	40	250/40 : 350/25	350/50 : 550/25	550/35 : 600/25	600/50
	50	300/40 : 500/25	500/60 : 550/25	600/40	(a)
	60	300/50 : 550/25	550/45 : 600/25	(a)	(a)
	70	400/50 : 550/25	600/45	(a)	(a)
	80	500/60 : 600/25	(a)	(a)	(a)
120	30	250/50 : 350/25	400/50 : 550/25	550/25	550/60 : 600/45
	40	300/50 : 500/25	500/50 : 550/25	550/50 : 600/25	(a)
	50	400/50 : 550/25	550/50 : 600/25	600/60	(a)
	60	500/50 : 550/25	550/55 : 600/50	(a)	(a)
	70	500/60 : 600/25	600/60	(a)	(a)
	80	550/50 : 600/25	(a)	(a)	(a)
180	30	400/50 : 500/25	500/60 : 550/25	550/60 : 600/30	(a)
	40	500/50 : 550/25	550/50 : 600/25	600/80	(a)
	50	550/25	600/60	(a)	(a)
	60	550/50 : 600/25	600/80	(a)	(a)
	70	600/55	(a)	(a)	(a)
	80	600/70	(a)	(a)	(a)

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 03 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,1$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 200mm$ (para $b > 400mm$)

TRRF (min)	$\lambda_{\bar{n}}$	b_{\min}/c_1			
		$v_{\bar{n}}=0,15$	$v_{\bar{n}}=0,30$	$v_{\bar{n}}=0,50$	$v_{\bar{n}}=0,70$
30	30	150/25	400/40 : 550/25	500/25	(a)
	40	200/25	550/25	550/35 : 600/30	(a)
	50	250/30 : 300/25	550/30 : 600/25	(a)	(a)
	60	300/40 : 550/25	600/25	(a)	(a)
	70	400/40 : 550/25	(a)	(a)	(a)
	80	550/25	(a)	(a)	(a)
60	30	300/35 : 500/25	500/50 : 550/25	550/50 : 600/40	(a)
	40	350/40 : 550/25	550/40 : 600/30	(a)	(a)
	50	450/50 : 550/25	550/50 : 600/40	(a)	(a)
	60	550/30	600/80	(a)	(a)
	70	550/35	(a)	(a)	(a)
	80	550/40	(a)	(a)	(a)
90	30	350/50 : 550/25	550/45 : 600/40	600/80	(a)
	40	500/60 : 600/30	550/60 : 600/50	(a)	(a)
	50	550/40	600/80	(a)	(a)
	60	550/50 : 600/45	(a)	(a)	(a)
	70	550/60 : 600/50	(a)	(a)	(a)
	80	600/70	(a)	(a)	(a)
120	30	550/40 : 600/30	550/50	(a)	(a)
	40	550/50 : 600/45	600/70	(a)	(a)
	50	550/55 : 600/50	(a)	(a)	(a)
	60	550/60 : 600/50	(a)	(a)	(a)
	70	600/70	(a)	(a)	(a)
	80	(a)	(a)	(a)	(a)
180	30	550/50	600/80	(a)	(a)
	40	550/60	(a)	(a)	(a)
	50	600/70	(a)	(a)	(a)
	60	(a)	(a)	(a)	(a)
	70	(a)	(a)	(a)	(a)
	80	(a)	(a)	(a)	(a)

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 04 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 10mm$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 0,025b$ (para $b > 400mm$)

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

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 05 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 100mm$ (para $b > 400mm$)

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

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 06 - Dimensões para pilares com $\omega = 0,5$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 200mm$ (para $b > 400mm$)

TRRF (min)	$\lambda_{\bar{n}}$	b_{\min}/c_1			
		$v_{\bar{n}}=0,15$	$v_{\bar{n}}=0,30$	$v_{\bar{n}}=0,50$	$v_{\bar{n}}=0,70$
30	30	150/25	150/25	250/35 : 300/25	500/40 : 550/2
	40	150/25	150/30 : 200/25	300/35 : 450/25	550/30
	50	150/25	200/30 : 250/25	400/40 : 500/25	550/50 : 600/40
	60	150/25	200/35 : 300/25	450/50 : 550/25	(a)
	70	150/25	250/40 : 400/25	500/40 : 600/30	(a)
	80	150/25	300/40 : 500/25	550/50 : 600/40	(a)
60	30	150/30 : 200/25	200/40 : 450/25	450/50 : 550/30	550/50 : 600/40
	40	150/35 : 250/25	250/40 : 500/25	500/40 : 550/35	600/60
	50	200/35 : 300/25	300/45 : 550/25	500/55 : 550/40	(a)
	60	200/40 : 500/25	400/40 : 600/30	550/50 : 600/45	(a)
	70	200/40 : 550/25	500/40 : 550/35	600/60	(a)
	80	250/40 : 600/25	500/45 : 600/35	(a)	(a)
90	30	250/40 : 450/25	300/50 : 500/25	500/55 : 600/40	600/80
	40	200/50 : 500/25	350/50 : 550/35	550/60 : 600/50	(a)
	50	250/45 : 550/25	500/45 : 550/40	600/60	(a)
	60	250/50 : 550/30	500/50 : 550/45	600/80	(a)
	70	300/50 : 550/35	550/50 : 600/45	(a)	(a)
	80	350/50 : 600/35	550/60 : 600/50	(a)	(a)
120	30	250/50 : 550/25	500/50 : 550/40	550/50	(a)
	40	300/50 : 600/25	500/55 : 550/45	550/60 : 600/55	(a)
	50	400/50 : 550/35	500/60 : 600/45	600/80	(a)
	60	450/50 : 600/40	550/50	(a)	(a)
	70	500/50 : 550/45	550/60 : 600/55	(a)	(a)
	80	550/60 : 600/45	600/70	(a)	(a)
180	30	500/45 : 550/30	550/55	600/75	(a)
	40	500/50 : 600/40	550/60	(a)	(a)
	50	500/60 : 550/50	600/70	(a)	(a)
	60	550/50	600/75	(a)	(a)
	70	550/60	(a)	(a)	(a)
	80	600/60	(a)	(a)	(a)

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 07 - Dimensões para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 10mm$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 0,025b$ (para $b > 400mm$)

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

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 08 - Dimensões para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,25b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 100mm$ (para $b > 400mm$)

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

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

Tabela 09 - Dimensões para pilares com $\omega = 1,0$ e $e_{m\acute{a}x} = 0,5b$ (para $b \leq 400mm$) e $e_{m\acute{a}x} = 200mm$ (para $b > 400mm$)

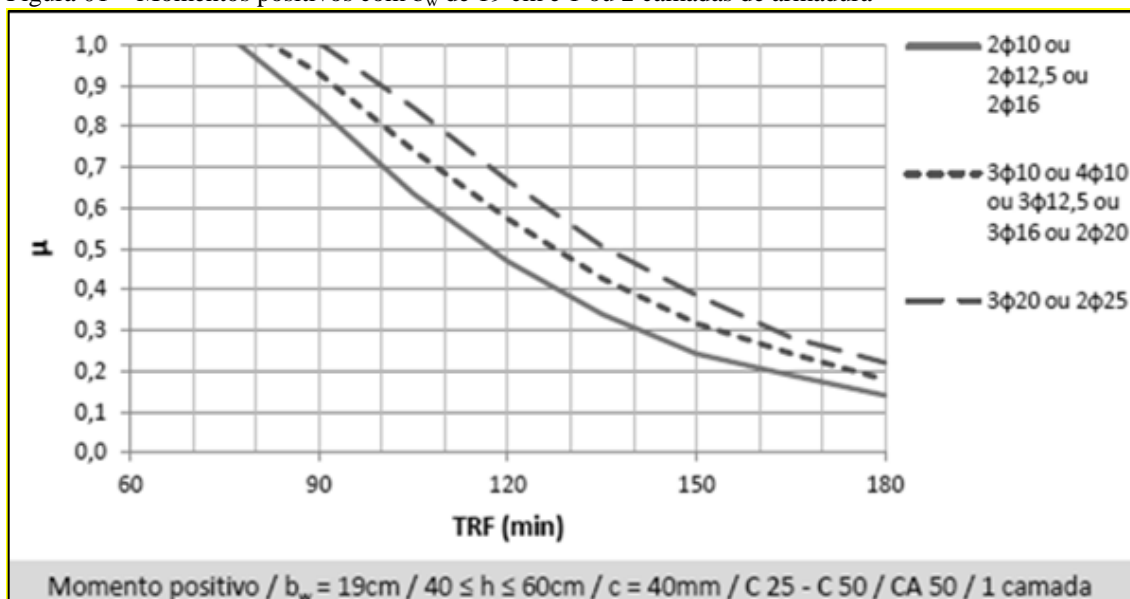
TRRF (min)	$\lambda_{\bar{n}}$	b_{\min}/c_1			
		$v_{\bar{n}}=0,15$	$v_{\bar{n}}=0,30$	$v_{\bar{n}}=0,50$	$v_{\bar{n}}=0,70$
30	30	150/25	150/25	200/30 : 300/25	500/30 : 550/25
	40	150/25	150/25	250/30 : 450/25	500/40 : 600/30
	50	150/25	150/30 : 200/25	300/35 : 500/25	550/35
	60	150/25	200/30 : 250/25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

(a) Requer largura superior a 600 mm. Avaliação específica é requerida.

Fonte: (ANBT NBR 15200, 2012).

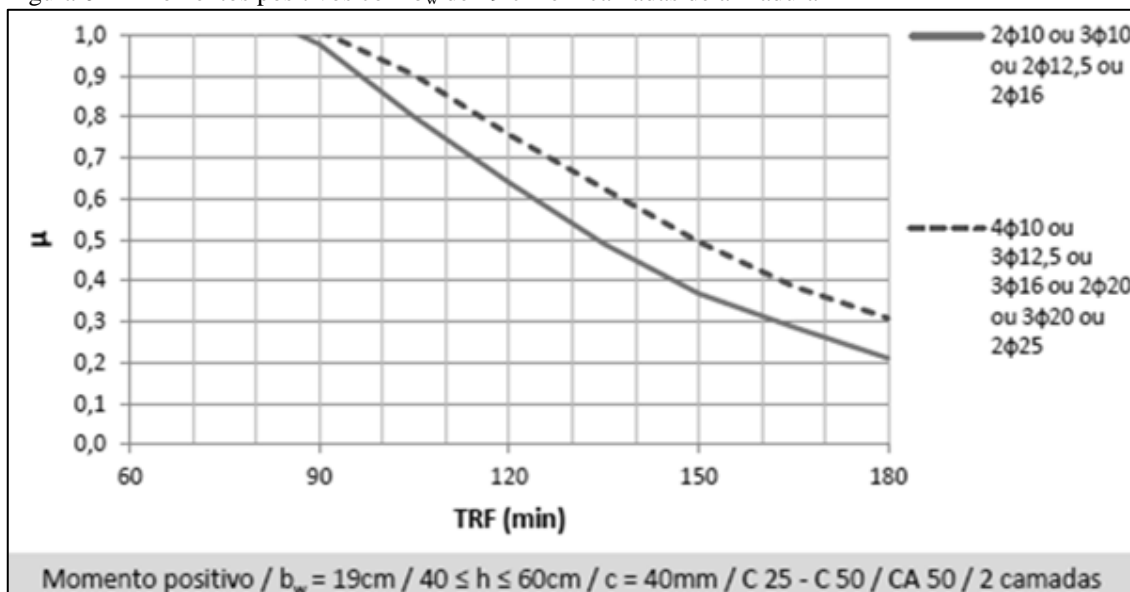
ANEXO H – Método gráfico para dimensionamento de vigas de concreto armado

Figura 01 – Momentos positivos com b_w de 19 cm e 1 ou 2 camadas de armadura



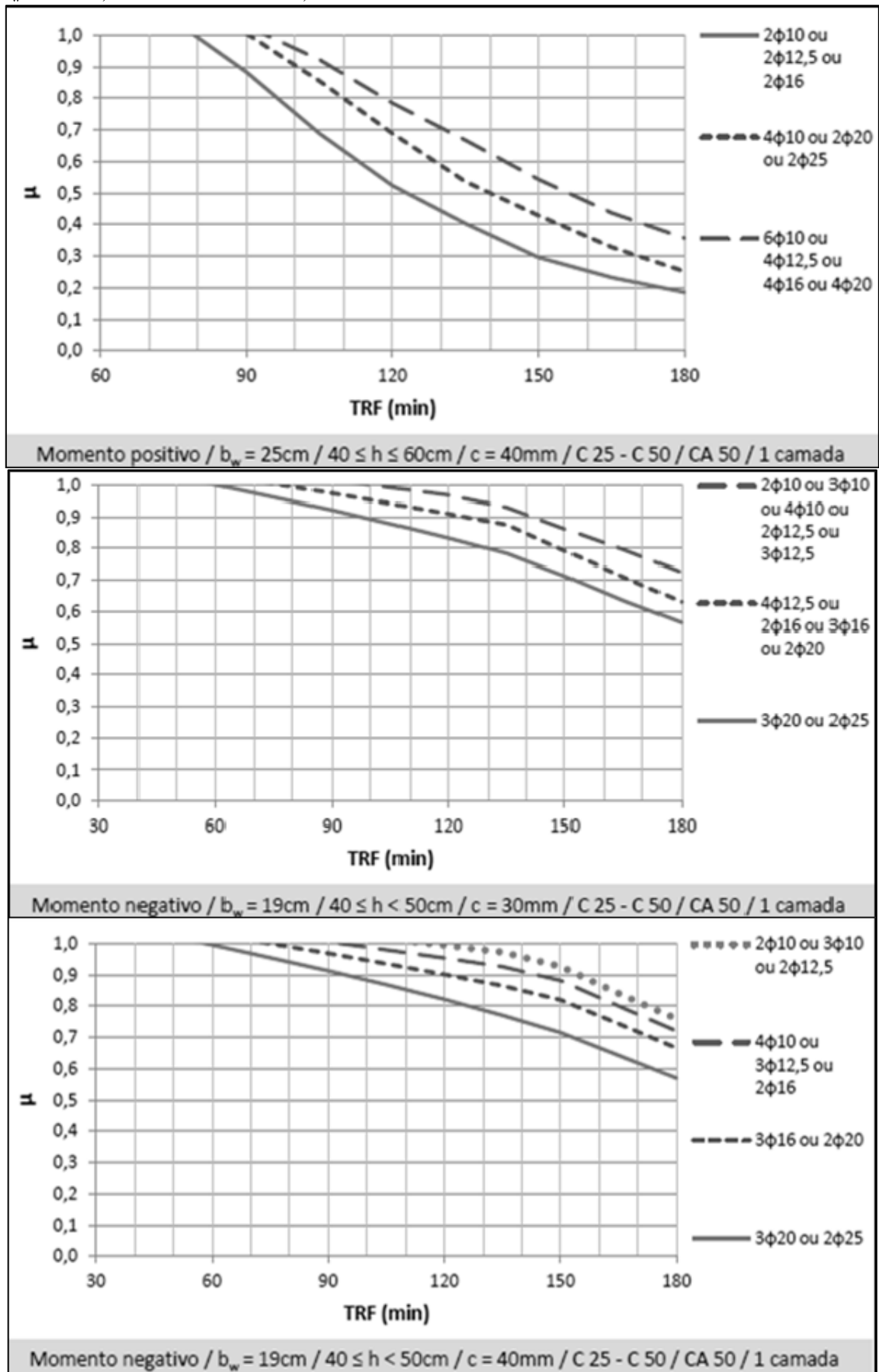
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.207)

Figura 02 – Momentos positivos com b_w de 19 cm e 2 camadas de armadura



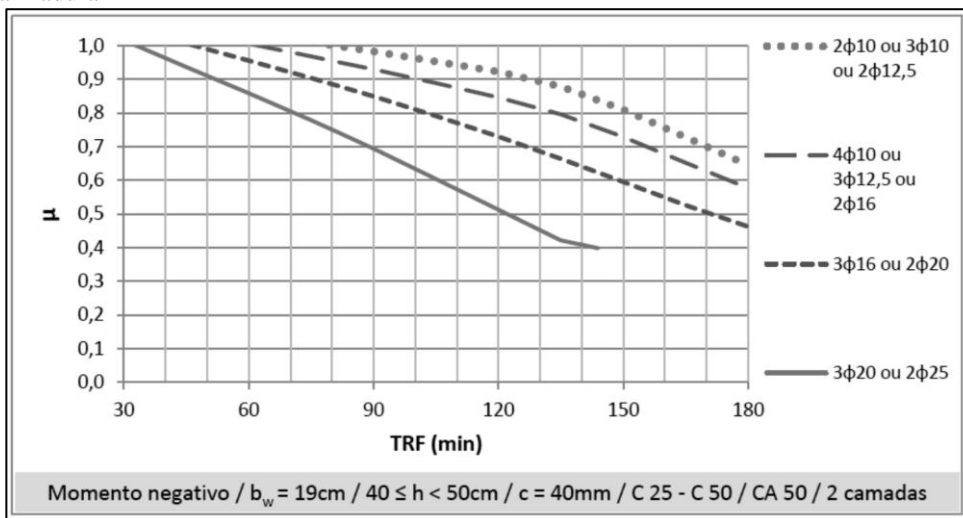
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.212)

Figura 03 – Momentos positivos com b_w de 25 cm e 1 camada de armadura e Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura entre 40 e 50 cm, e 1 camada de armadura



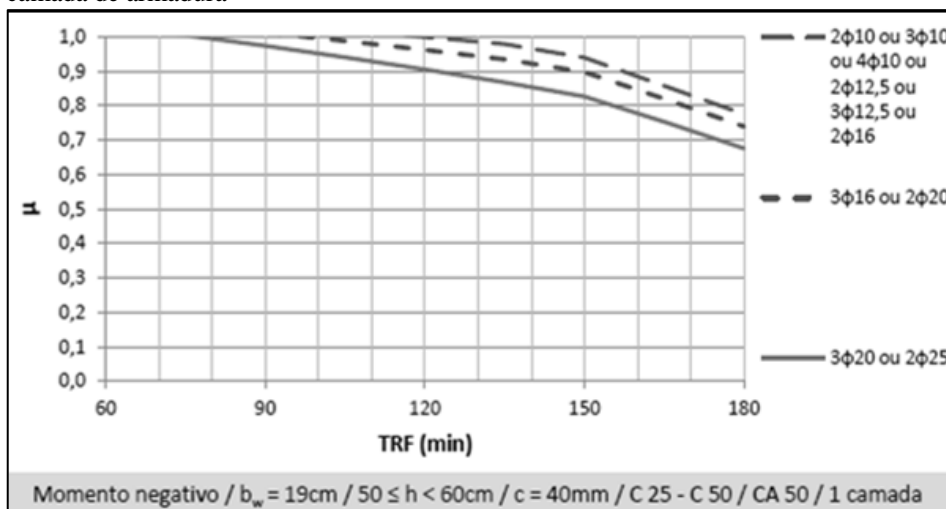
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.208 e 216)

Figura 04 – Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura entre 40 e 50 cm, e 2 camada de armadura



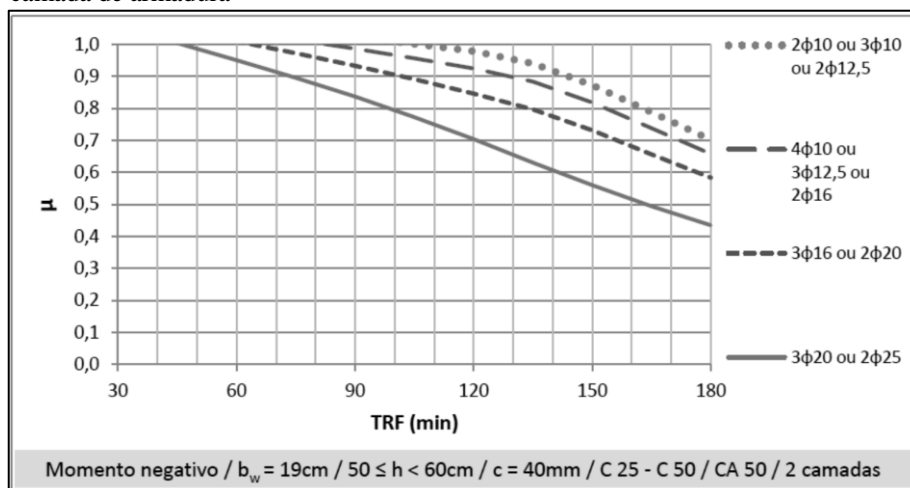
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.232)

Figura 05 – Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura entre 50 e 60 cm, e 1 ou 2 camada de armadura



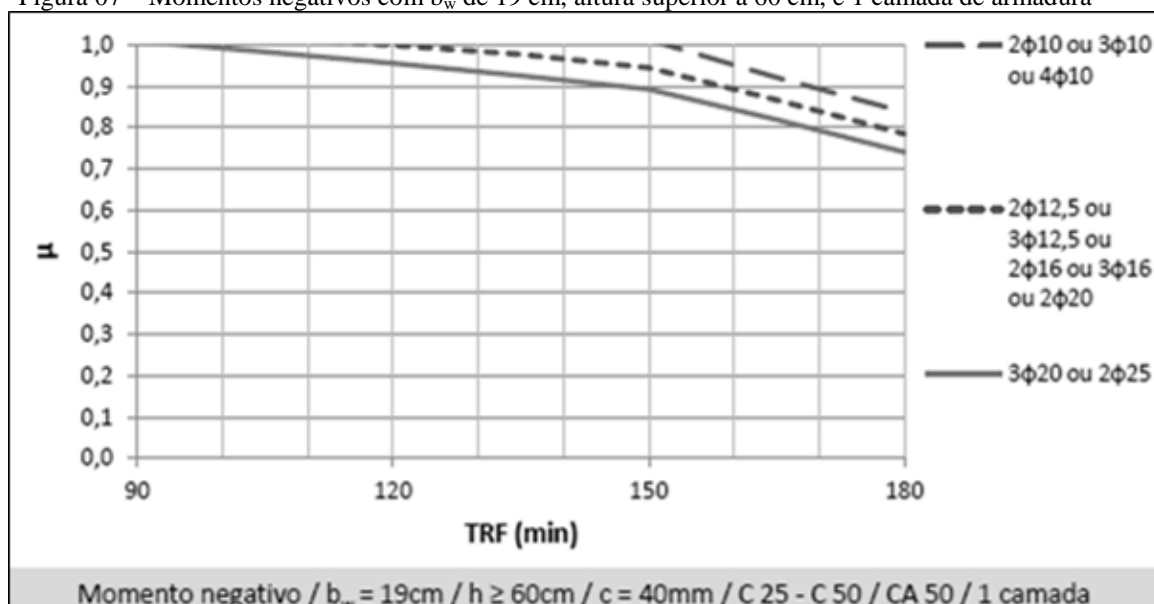
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.218)

Figura 06 – Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura entre 50 e 60 cm, e 2 camada de armadura



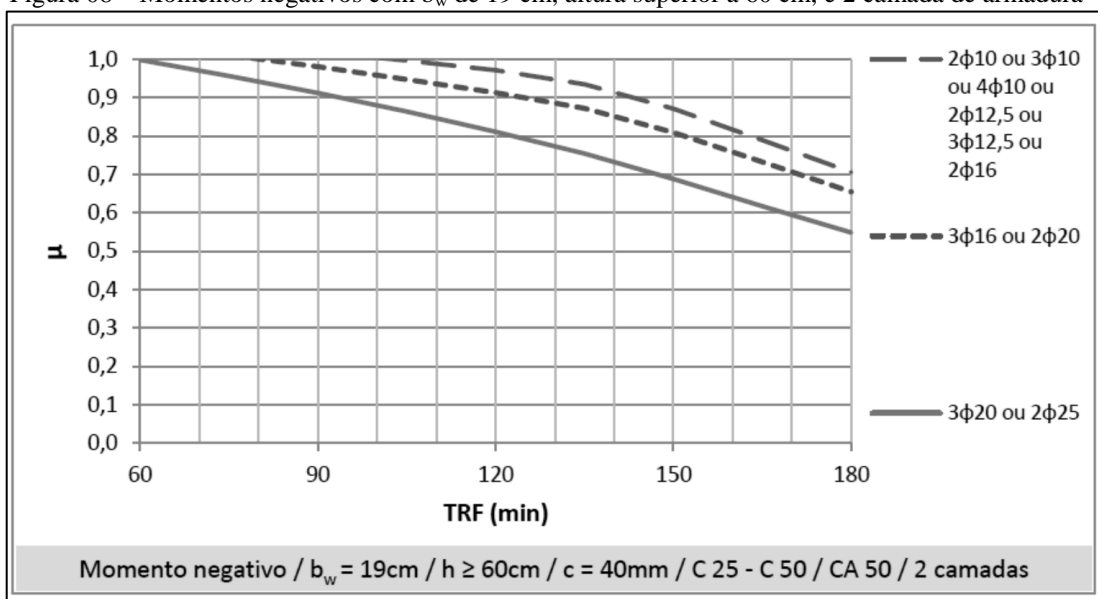
Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.233)

Figura 07 – Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura superior a 60 cm, e 1 camada de armadura



Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.220)

Figura 08 – Momentos negativos com b_w de 19 cm, altura superior a 60 cm, e 2 camada de armadura



Fonte: (ALBUQUERQUE, 2012, p.234)