

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Fábio Pereira Pojo

**DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO EM ESTRUTURA MISTA
AÇO - CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Santa Maria, RS

2019

Fábio Pereira Pojo

**DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO EM ESTRUTURA MISTA
AÇO - CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Larissa Degliuomini Kirchhof

Santa Maria, RS

2019

Fábio Pereira Pojo

**DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO EM ESTRUTURA MISTA
AÇO - CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil.**

Aprovado em 17 de Julho de 2019:

Larissa Degliuomini Kirchhof, Dra. (UFSM)
(Presidente/Orientadora)

André Lübeck, Dr. (UFSM)

Gabriela Dalfollo Brackmann, Eng^a. civil (UFSM)

Santa Maria, RS

2019

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Prof.^a Larissa, pela dedicação, disponibilidade, paciência e conhecimentos compartilhados durante o período de orientação e docência.

Agradeço à minha família, principalmente aos meus pais, César e Magali por todo apoio e incentivo dados durante toda minha jornada, e por conseguirem me manter firme durante toda a graduação em uma cidade afastada. Aos meus irmãos, Gabriel e Sabrina, que mesmo com certa distância, sempre estavam presentes em todos os momentos, dando todo o suporte que eu necessitava. Aos meus primos, Suiane, Rodrigo, Fernanda e Daniel, pela amizade, suporte e conselhos que sempre estavam dispostas a me oferecer.

Agradeço aos meus amigos de Porto Alegre, em especial as minhas grandes amigas Gabriela e Roberta que, nesses últimos meses, sempre estiveram ao meu lado e me mostraram o que realmente significa a palavra “amizade”.

Agradeço aos meus colegas e amigos de Santa Maria, em especial Paola, Caroline, Jordana, Fernanda, Bruna, Bruno, Luciano, Juliana, Mariana e Alana, por me acolherem quando eu estava longe de todos e por terem se tornado a minha família na graduação, me dando apoio e amizade.

Agradeço à Ana Vargas, pela disponibilidade de me auxiliar durante a realização deste trabalho.

RESUMO

DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO EM ESTRUTURA MISTA AÇO - CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

AUTOR: Fábio Pereira Pojo

ORIENTADORA: Larissa Degliomini Kirchhof

Estruturas mistas consistem na associação de elementos de aço (como fôrmas, no caso de lajes, e perfis, no caso de vigas) com concreto, de forma que ambos materiais trabalhem de forma conjunta na resistência às solicitações. A utilização do sistema misto, quando comparado às estruturas em aço e concreto armado, possuem diversas vantagens, tais como, redução do prazo de execução de obra, redução do peso próprio da estrutura, aumento da rigidez global, entre outros. Contudo, estando o aço presente de forma estrutural, torna-se necessário o dimensionamento em situação de incêndio, visto que há uma rápida degradação das propriedades mecânicas do elemento quando exposto a elevadas temperaturas. Com isso, este trabalho possui como objetivo principal dimensionar os componentes estruturais, vigas e lajes, que compõe um pavimento misto aço – concreto de um edifício exemplo, conforme a ABNT NBR 14323:2013, comparando-se os esforços solicitantes com os esforços resistentes, em situação de incêndio. Em caso de não atendimento será proposta a aplicação de revestimento contra o fogo nos perfis, e refeita a verificação. Com isso, inicialmente foram apresentadas as considerações de projeto, bem como o dimensionamento final realizado à temperatura ambiente, segundo ABNT NBR 8800:2008, no qual o pavimento foi considerado não escorado e as vigas mistas dimensionadas como biapoiadas. Na sequência, foram descritos os procedimentos para o dimensionamento em situação de incêndio, e realizada a verificação para todas as lajes e para a viga mais solicitada do pavimento. O dimensionamento das demais vigas foi apresentado em planilhas, no apêndice. Concluiu-se, dessa forma, que para o pavimento misto aço – concreto estudado, os elementos utilizados não atenderam os requisitos de resistência ao fogo prescritos pela norma, sendo necessária a aplicação de revestimento contra o fogo. A argamassa projetada utilizada, Monokote MK-6, aumentou em cerca de 15 vezes o valor do momento resistente, quando comparado ao valor sem revestimento, fazendo com que a maioria dos elementos estruturais atendessem às prescrições.

Palavras-chave: Estruturas mistas; Vigas mistas; Lajes mistas; Dimensionamento em situação de incêndio; Revestimento.

ABSTRACT

DESIGN OF STEEL - CONCRETE COMPOSITE FLOOR IN FIRE

AUTHOR: Fábio Pereira Pojo

ADVISOR: Larissa Degliuomini Kirchhof

Mixed structures consist of the association of steel (such as formwork, in the case of slabs, and profiles, in the case of beams) with concrete, so both materials work together in resistance to mechanical stress. The use of the mixed system, when compared to steel and reinforced concrete structures, has several advantages, such as reduction of the execution time of work, reduction of the weight of the structure, increase of overall rigidity, among others. However, since steel is structurally present, it is necessary to have a more accurate project in a fire situation, since there is a rapid degradation of the mechanical properties of the element when exposed to high temperatures. Therefore, the main objective of this work is to design the structural components, beams and slabs, which compose a steel - concrete mixed floor of an example building according to ABNT NBR 14323:2013, comparing the load efforts with the resistant efforts in the event of fire. In case of non-attendance, it will be proposed the application of coating against fire in the profiles and redone the verification. Consequently, the project considerations were presented, as well as the final design performed at room temperature, according to ABNT NBR 8800:2008, the floor was considered as not anchored and the mixed beams dimensioned as bi supported. As a result, the procedures for designing in a fire situation were described, verification was carried out for all slabs and for the most requested beam of the floor. The scaling of the remaining beams was presented in spreadsheets, in Appendix. It was concluded that, for the steel-concrete mixed pavement studied, the elements used did not meet the requirements prescribed by the standard, and it is necessary to apply a coating against fire. The projected mortar used, Monokote MK-6, added about 15 times the value of the resistance moment value when compared to uncoated, causing most of the structural elements meet the requirements.

Keywords: Mixed structures; Mixed beams; Mixed slabs; Scaling in situation of fire; Coating.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação do grande incêndio de Londres de 1666.....	17
Figura 2 – Laboratório em <i>Cardington</i> , Inglaterra: estrutura de oito pavimentos em escala real.	19
Figura 3 – Incêndios nacionais (a) Edifício Andraus (b) Edifício Joelma.	19
Figura 4 - Curva Temperatura x Tempo de um incêndio padrão.....	21
Figura 5 - Curvas de redução da resistência em função da temperatura.	23
Figura 6 - Curva redução do módulo de elasticidade em função da temperatura.	23
Figura 7 - Comportamento do aço sob incêndio padrão.	24
Figura 8 - Classificação quanto à morfologia: tipo contorno e tipo caixa.....	25
Figura 9 - Proteções térmicas com: (a) alvenaria (b) concreto.....	26
Figura 10 - Aplicação por jateamento.....	27
Figura 11 - Montagem das placas de gesso.	28
Figura 12 - Vista geral e detalhes da fixação da manta de fibra cerâmica em perfil soldado tipo I, por meio de pinos e arruelas de pressão.	29
Figura 13 - Etapas de aplicação da tinta intumescente: (a) limpeza e aplicação do prémer epóxi; (b) aplicação da tinta de proteção; (c) pintura de acabamento; (d) expansão do sistema em caso de incêndio.....	30
Figura 14 - Temperatura atingida na laje e viga mista nos TRRF de 30 e 60 min.....	30
Figura 15 - Temperatura atingida na laje e viga mista nos TRRF de 90 e 120 min...	31
Figura 16 - Curva temperatura tempo para alguns pontos da seção transversal da laje mista.....	32
Figura 17 - Perda da capacidade portante de vigas mistas sob altas temperaturas.	34
Figura 18 - Deslocamentos no meio do vão.	35
Figura 19 - Distorção na alma da viga.....	35
Figura 20 - Dimensões da seção transversal da laje.....	40
Figura 21 - Posição geométrica da armadura.	44
Figura 22 - Temperatura na seção transversal da laje.	47
Figura 23 - Seções do perfil para distribuição das temperaturas.	50
Figura 24 - Configuração de equilíbrio estático na seção mista.	55

Figura 25 - Possíveis posições da LNP na condição de equilíbrio estático: (a) linha neutra plástica na alma; (b) linha neutra plástica na mesa superior; (c) linha neutra plástica na laje de concreto.	56
Figura 26 - Distribuição das tensões na viga mista com LNP na viga de aço.	58
Figura 27 - Fluxograma para o coeficiente de redução R_g	60
Figura 28 - Parâmetros b_f e h_f	60
Figura 29 - Fluxograma para o coeficiente de redução R_p	61
Figura 30 - Parâmetro emh	61
Figura 31 - Gráfico comparativo de custos dos materiais de revestimento.	68
Figura 32 - Planta baixa do pavimento tipo.	69
Figura 33 - Modelo estrutural adotado para as vigas do pavimento misto.	70
Figura 34 - Lançamento dos pilares e vigas principais do pavimento tipo.	71
Figura 35 - Disposição das lajes do pavimento tipo.	71
Figura 36 - Lançamento das vigas secundárias no pavimento tipo.....	72
Figura 37 - Geometria escolhida para a fôrma da série MF – 75.	77
Figura 38 - Detalhamento e dimensões adotadas para a laje mista.....	82
Figura 39 - Dimensões e propriedades do perfil de aço (W610x113).	83
Figura 40 - Detalhamento e dimensões adotadas para a laje mista.....	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Modos de colapso e condição a ser atendida pelas lajes mistas.	41
Tabela 2 - Coeficientes para determinação da temperatura na armadura.	43
Tabela 3 - Coeficientes para determinação da temperatura dos elementos da fôrma de aço.	45
Tabela 4 - Coeficientes para determinação da temperatura limite.	46
Tabela 5 - Variação de temperatura na altura da laje.	52
Tabela 6 - Comparativo entre os materiais de proteção térmica.	65
Tabela 7 - Fator de massividade para elementos estruturais com material de revestimento.	66

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Coeficiente γ_{gi} para ações permanentes diretas consideradas separadamente.	37
Quadro 2 - Coeficiente γ_{gi} para ações permanentes diretas agrupadas.....	37
Quadro 3 - Altura efetiva mínima (h_{ef}) em função do TRRF.	40
Quadro 4 - Valores das relações $k_{s,\theta}$ e $k_{Es,\theta}$ para aços de armadura positiva.	42
Quadro 5 - Fatores de redução para o aço.	54
Quadro 6 - Fatores de redução para o concreto.	54
Quadro 7 - Fator de redução para a resistência ao escoamento de seções sujeitas à flambagem local.	62
Quadro 8 - Análise comparativa das características dos materiais.	68
Quadro 9 - Combinações e ações atuantes nas lajes em situação de incêndio.	74
Quadro 10 - Ações nominais nas vigas principais.....	75
Quadro 11 - Ações nominais nas vigas secundárias.....	75
Quadro 12 - Cortante e momento máximos atuantes nas vigas principais.	76
Quadro 13 - Cortante e momento máximos atuantes nas vigas secundárias.	76
Quadro 14 - Características da laje mista.	78
Quadro 15 - Dimensões e propriedades do perfil de aço (W610x113).....	83
Quadro 16 - Carta de cobertura para o produto Monokote MK-6, em mm, sob temperatura crítica de 550°C.....	89
Quadro 17 - Propriedades térmicas do Monokote MK-6.	89

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	12
1.2 OBJETIVOS	14
1.2.1 Objetivos gerais	14
1.2.2 Objetivos específicos	14
1.3 JUSTIFICATIVA	15
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	15
2 O INCÊNDIO E O COMPORTAMENTO TERMOESTRUTURAL DO PAVIMENTO MISTO AÇO – CONCRETO	17
2.1 CONTEXTO HISTÓRICO.....	17
2.2 TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF).....	21
2.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	22
2.4 MATERIAIS DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO	24
2.5 COMPORTAMENTO DO PAVIMENTO MISTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	30
2.5.1 Análise térmica	30
2.5.2 Análise mecânica	32
3 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO MISTO AÇO – CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DE ACORDO COM ABNT NBR 14323:2013	36
3.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	36
3.2 ESFORÇOS RESISTENTES DE CÁLCULO.....	38
3.3 ESFORÇOS SOLICITANTES DE CÁLCULO.....	38
3.4 LAJES MISTAS AÇO – CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	39
3.4.1 Critérios de isolamento, estanqueidade e estabilidade	39
3.4.2 Capacidade resistente	40
3.4.2.1 <i>Momento fletor positivo resistente de cálculo</i>	41
3.4.2.2 <i>Momento fletor negativo resistente de cálculo</i>	45
3.4.3 Lajes com material de revestimento contra fogo em sua face inferior	48
3.5 VIGAS MISTAS AÇO – CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	49
3.5.1 Elevação da temperatura dos gases	49
3.5.2 Elevação da temperatura do aço	49
3.5.3 Elevação da temperatura da laje de concreto	52
3.5.4 Momento fletor resistente de cálculo nas regiões de momentos positivos	53
3.5.5 Conectores de cisalhamento	59
3.5.6 Força cortante resistente de cálculo	62
3.6 DIMENSIONAMENTO DA PROTEÇÃO PASSIVA	64
4 ESTUDO DE CASO	69
4.1 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO	69
4.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	71
4.3 AÇÕES E COMBINAÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	72
4.3.1 Ações permanentes	73

4.3.2 Ações variáveis	73
4.3.3 Esforços solicitantes	74
5 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	77
5.1 LAJES MISTAS	77
5.1.1 Isolamento e estanqueidade	78
5.1.2 Determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo	78
5.1.3 Determinação do momento fletor negativo resistente de cálculo	80
5.1.4 Verificação de segurança	82
5.2 VIGAS MISTAS	83
5.2.1 Determinação da temperatura dos elementos estruturais	83
5.2.2 Verificação da viga mista à flexão	84
5.2.3 Verificação dos conectores de cisalhamento	85
5.2.4 Verificação da viga mista à força cortante	86
5.2.5 Verificação da laje ao cisalhamento	87
5.3 PROTEÇÃO PASSIVA	88
5.3.1 Verificação dos elementos estruturais revestidos	90
<i>5.3.1.1 Verificação da viga mista à flexão</i>	90
<i>5.3.1.2 Verificação dos conectores de cisalhamento</i>	91
<i>5.3.1.3 Verificação da viga mista à força cortante</i>	92
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
6.1 CONCLUSÕES	94
REFERÊNCIAS	95
ANEXO A – CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES E TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)	99
ANEXO B – CAPACIDADE RESISTENTE DAS VIGAS MISTAS À TEMPERATURA AMBIENTE	104
APÊNDICE A – FATOR DE MASSIVIDADE	105
APÊNDICE B – ANÁLISE ESTRUTURAL DOS ELEMENTOS MISTOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	108

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os sistemas estruturais consistem na reunião de elementos estruturais de concreto, aço, mistos e outros, de maneira que trabalhem de forma isolada ou conjunta para resistir às ações atuantes do edifício e garantir sua estabilidade. Dentro do sistema estrutural, encontra-se o sistema horizontal, constituído por vigas e lajes, que têm como funções a transmissão de ações gravitacionais aos pilares ou paredes estruturais e a distribuição das ações do vento aos sistemas verticais (ALVA, 2000). O uso do sistema misto, como sistema estrutural, traz diversas vantagens à estrutura final, Queiroz *et al.* (2012) elenca algumas delas em relação ao uso do concreto armado, tais como, a possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos, redução do prazo de execução da obra, redução do peso próprio da estrutura e, conseqüentemente a redução de custos de fundação. Além de outras em relação ao aço, tais como, a redução do consumo de aço estrutural, redução de proteção contra incêndio e corrosão e aumento da rigidez da estrutura final.

Os sistemas estruturais de aço e concreto são utilizados há cerca de 150 e 100 anos, respectivamente. Nas primeiras construções em sistema misto, o concreto era utilizado apenas como material de revestimento contra o fogo e corrosão do aço, sendo sua parcela de contribuição na resistência da estrutura ignorada. O sistema misto começou a ganhar espaço na metade do século XX, com o surgimento dos conectores de cisalhamento que fornecem aderência entre os materiais, de forma a garantir o comportamento conjunto entre eles (CARINI, 2014).

O sistema misto aço-concreto consiste na associação de um perfil ou fôrma de aço e concreto que, sob aderência necessária, trabalham em conjunto na resistência às solicitações, formando estruturas mistas como, pilares, vigas e lajes. A combinação dos materiais visa o aproveitamento das vantagens de cada um, a alta resistência a tração, leveza e esbeltez do aço e a alta resistência à compressão e robustez do concreto.

De acordo com Malite (1990) as primeiras construções em sistema misto, no Brasil, foram restringidas a alguns edifícios e pequenas pontes entre os anos 1950 e 1960. Contudo, com o constante aumento na demanda de projetos otimizados, tornou-se necessária a normatização para o dimensionamento do sistema, sendo criada em 1986 a ABNT NBR 8800:1986 - “ Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios”, com atualização em 2008. Essa norma estabelece os requisitos básicos que devem ser obedecidos no projeto à temperatura ambiente de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações.

Um aspecto importante a ser estudado em qualquer sistema estrutural utilizado é a verificação em situação de incêndio, visto que esta atua fragilizando progressivamente as estruturas por degradação mecânica dos materiais empregados e também são responsáveis pela introdução de esforços térmicos que compõem os carregamentos externos e o peso próprio de solicitação final da edificação (PIZA, 2008).

O incêndio sempre esteve presente ao longo da história provocando grandes acidentes, causando perdas materiais e humanas. Porém, a preocupação em projetar estruturas resistente ao fogo é bastante recente. Segundo Martins (2000), em âmbito mundial, essa preocupação iniciou após o grande incêndio ocorrido na cidade de Londres, Inglaterra, em 1666, o qual destruiu uma grande parte da cidade. No Brasil, segundo Spíndola (2002), os estudos e pesquisas referentes ao assunto deram-se início após a ocorrência de dois grandes incêndios na década de 70, em São Paulo. A partir dessas situações, a regulamentação da segurança contra incêndio evoluiu muito nos aspectos de prevenção, extinção, compartimentação e escape das pessoas.

De acordo com Piza (2008), as pesquisas que vêm sendo realizadas no Brasil e em outros países evidenciam que a resistência ao fogo de estruturas mistas é superior àquelas obtidas com os materiais isoladamente. Contudo, a maioria das normas referentes às exigências de resistência ao fogo de elementos estruturais desse sistema, em vigência, ainda utiliza métodos de dimensionamento baseados na resposta individual de cada elemento, sem levar em consideração a interação existente entre eles durante o incêndio.

No Brasil, o dimensionamento é baseado na ABNT NBR 14323: 2013 - “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio”, norma que estabelece os requisitos para o projeto das estruturas de aço e mistas aço - concreto em situação de incêndio das edificações cobertas pela ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010 – “Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio”, e conforme os requisitos de resistência ao fogo, prescritos pela ABNT NBR 14432:2001 - “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento” ou legislação vigente.

O dimensionamento em situação de incêndio, abrangido pela norma, consiste na verificação da estrutura nos estados-limites últimos aplicáveis em temperatura elevada, e no caso do presente trabalho, será dimensionado o pavimento misto aço - concreto em situação de incêndio. Segundo Piza (2008), quando a resistência ao fogo não satisfaz o tempo requerido pelas normas técnicas, há a necessidade de uso de proteção passiva estrutural.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos gerais

Dimensionar as lajes e vigas mistas aço – concreto do pavimento tipo de um edifício modelo, em situação de incêndio, de acordo com a ABNT NBR 14323:2013.

1.2.2 Objetivos específicos

- Comparar esforços solicitantes com esforços resistentes dos elementos estruturais em situação de incêndio, de um pavimento misto aço - concreto, que compõe o edifício exemplo;

- Realizar análises e verificações necessárias para o dimensionamento em situação de incêndio, visando atender as normativas referentes ao Estado Limite

Último (ELU), e em caso de não atendimento, aplicar revestimento contra o fogo e repetir o procedimento de cálculo.

1.3 JUSTIFICATIVA

Dentro da engenharia atual, busca-se a maior otimização possível dos métodos construtivos, sejam em questões de tempo, custo ou praticidade. Nesse âmbito, os sistemas em aço, e conseqüentemente misto aço - concreto ganham destaque.

Contudo, essas estruturas necessitam maior atenção quanto ao dimensionamento em situação de incêndio, visto que há uma rápida degradação das propriedades mecânicas dos elementos constituintes. Sendo assim, neste trabalho, buscou-se a realização da verificação de um pavimento misto em altas temperaturas, de acordo com os requisitos da ABNT NBR 14323:2013.

Além disso, devido à ocorrência de diversos eventos envolvendo incêndios, causando grandes perdas patrimoniais e humanas, as universidades estão incluindo em sua matriz curricular conteúdos referentes à prevenção e combate de incêndios.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho é composto de assuntos que abordam o comportamento e dimensionamento de lajes e vigas mistas aço - concreto em situação de incêndio, separados em 6 capítulos.

No capítulo 1, são realizadas as considerações iniciais sobre estruturas mistas, em temperatura ambiente e situação de incêndio, apresentam-se os objetivos e justificativas do trabalho.

O capítulo 2 apresenta um breve histórico dos grandes incêndios que ocorreram na humanidade, apresenta-se o conceito de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), além de abordar o comportamento dos materiais constituintes do sistema misto quando expostos a elevadas temperaturas. Além disso, apresenta os

materiais mais utilizados para revestimento térmico e o comportamento estrutural do pavimento misto em situação de incêndio.

No capítulo 3, são abordados os aspectos sobre o dimensionamento dos elementos que formam o pavimento misto aço - concreto em situação de incêndio prescritos na ABNT NBR 14323:2013, além do critério de escolha do material de revestimento a ser utilizado.

No capítulo 4, são apresentadas as considerações de projetos adotadas à temperatura ambiente, bem como as adaptações para situação de incêndio, além do lançamento estrutural e carregamentos considerados.

No capítulo 5, é realizada a verificação, em situação de incêndio, das lajes e vigas mistas previamente dimensionadas pela ABNT NBR 8800:2008, e a verificação das mesmas com a aplicação do revestimento.

Finalmente, no capítulo 6, são apresentadas as principais conclusões obtidas com o desenvolvimento do trabalho.

2. O INCÊNDIO E O COMPORTAMENTO TERMOESTRUTURAL DO PAVIMENTO MISTO AÇO – CONCRETO

Neste capítulo será apresentado um contexto histórico a respeito de grandes incêndios ocorridos em contexto mundial e nacional, conceitos relacionados ao tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), materiais utilizados para proteção térmica, bem como os principais trabalhos desenvolvidos para prever o comportamento do pavimento misto em situação de incêndio.

2.1 CONTEXTO HISTÓRICO

O fogo, devido as suas variadas e, muitas vezes, inesperadas formas de início, associado a uma extrema força destrutiva, pode resultar em grandes prejuízos financeiros e humanos. Situações de incêndio estiveram presentes desde a antiguidade, contudo, de acordo com Santos (2014), o primeiro caso a ser noticiado foi o Grande Incêndio ocorrido em Roma no ano de 64 d.C., que destruiu uma grande parte da cidade devido à rápida propagação pelas habitações de madeira da época.

No contexto mundial, no século XVII, o grande incêndio em Londres, ocorrido por volta do ano de 1666, ilustrado na Figura 1, foi o precursor para que houvessem maiores atenções com relação aos problemas causados pelo fogo. Porém, de acordo com Kirchhof (2004), o tema apenas começou a ser estudado em meados do século 19 e início do século 20.

Figura 1 - Representação do grande incêndio de Londres de 1666.



Fonte: KIMURA (2009).

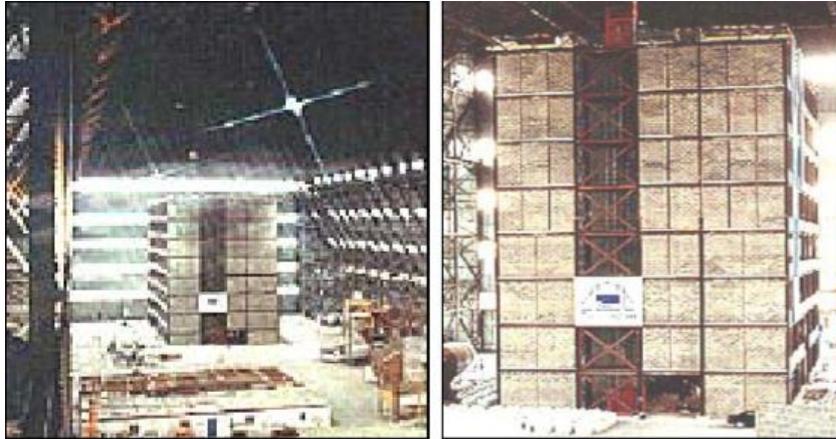
No século XIX, destacam-se outros dois grandes incêndios, o primeiro ocorrido em 1863 no Chile, em uma comemoração religiosa, deixando mais de 1800 vítimas fatais, provocado por um problema em uma luminária a base de gás hidrogênio e parafina. O segundo ocorreu em 1871, em Chicago, e teve início em um estábulo de uma fazenda, propagando-se através de faíscas carregadas pelo vento, com duração de dois dias, que resultou em 300 vitimais fatais (SANTOS, 2014).

A partir dessas ocorrências, é possível observar que, em todos os casos, houve um único foco de origem, porém as chamas propagaram-se de forma rápida, atingindo grandes áreas. Isso pode ser explicado pela falta de preocupação com medidas de segurança contra incêndios na época.

Como mencionado em Kirchof (2004), apenas no século XX, foram estabelecidas as primeiras normas para testes de resistência ao fogo pela ASTM – *American Society for Testing and Materials*, através da publicação da norma “*Standard tests for fireproof constructions*” em 1911. Em 1932, a *British Standard Institution*, publicou a norma BS 476 “*Fire tests on buildings materials and structures*, que passada por diversas revisões e ampliações, ainda é amplamente utilizada atualmente. No entanto, sabe-se que a maioria das normativas e regulamentações sobre o tema utilizam resultados de ensaios com base no comportamento isolado dos elementos, não considerando a interação existente entre eles, conseqüentemente acarretando em projetos, muitas vezes, antieconômicos (REGOBELLO, 2007).

Na década de 90, visando procedimentos mais econômicos e realísticos, foram realizados, pelas indústrias da construção metálica, ensaios enfatizando o comportamento conjunto dos materiais. No Reino Unido, no *Cardington Laboratory of the Building Research Establishment*, utilizou-se alguns modelos em escala real, conforme mostra a Figura 2, construídos em madeira, concreto e mistos aço – concreto, submetidos a elevadas temperaturas.

Figura 2 – Laboratório em *Cardington*, Inglaterra: estrutura de oito pavimentos em escala real.



Fonte: REGOBELLO (2007).

Em âmbito nacional, destacam-se a ocorrência de dois grandes desastres envolvendo situações de incêndio, que foram os precursores para o avanço de buscas para soluções de prevenção e minimização dos danos causados pelo fogo. O primeiro ocorreu no Edifício Andraus, localizado na cidade de São Paulo, no ano de 1972. De acordo com Kimura (2009), a causa mais aceita seria uma sobrecarga do sistema elétrico, porém os maiores danos foram devido à falta de dispositivos de segurança, como chuveiros automáticos, sinalização de saídas de emergência e alarmes de detecção automática. O segundo evento ocorreu no Edifício Joelma, em 1974, cujas características foram muito semelhantes ao anterior. A Figura 3 ilustra ambos acontecimentos.

Figura 3 – Incêndios nacionais (a) Edifício Andraus (b) Edifício Joelma.



(a)

(b)

Fonte: KIMURA (2009).

A partir de então, segundo Regobello (2007), foram desenvolvidos regulamentos para o assunto, baseados nas normas estrangeiras. Em 1980 foi publicada a ABNT NBR 5627:1980 - “Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo”, cancelada em 2001, por apresentar valores de cobertura e dimensões mínimas antieconômicas (MENDES, 2004).

Com relação as construções em aço, em 1999 foi publicada a primeira versão da norma ABNT NBR 14323:1999 - “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio”, com atualização em 2013, que engloba o dimensionamento de estruturas de aço e, após algumas ampliações, mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Com ela, é possível determinar a variação da temperatura do aço e do concreto que compõem a estrutura mista e, conseqüentemente, suas propriedades sob altas temperaturas, além das condições exigíveis para o dimensionamento dos perfis, elementos estruturais e ligações.

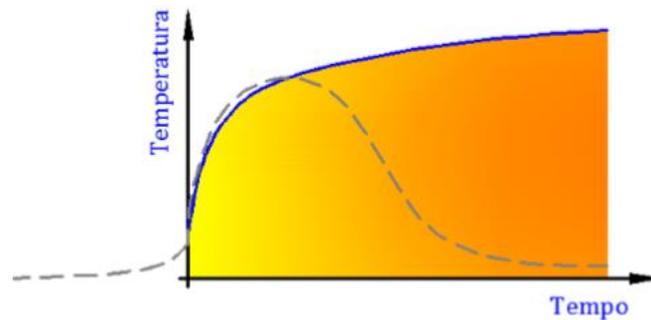
Em 2000, ocorreu a publicação da ABNT NBR 14432:2000 -“ Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações”, com atualização em 2001. Essa norma possibilita a determinação do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), que é o intervalo de tempo fictício que padroniza a ação térmica a ser utilizada no dimensionamento das estruturas em situação incêndio, quando submetidas ao modelo de incêndio - padrão, variando conforme o tipo de ocupação e características da estrutura (KIRCHHOF, 2004).

No estudo do comportamento das estruturas em situação de incêndio, uma das características principais do incêndio é a curva que fornece a variação da temperatura dos gases em função do tempo de incêndio. A partir dela, é possível determinar a máxima temperatura atingidas pelos elementos estruturais e avaliar seus comportamentos frente às altas temperaturas.

Dentro disso, é possível analisar três tipos de curvas de temperatura em função do tempo: a curva de incêndio real, incêndio natural e incêndio – padrão. Sendo as duas primeiras dependentes de inúmeras variáveis, a ABNT NBR 14323:2013 adota, por simplificação, para o dimensionamento, a curva incêndio – padrão.

Regobello (2007) afirma que o incêndio - padrão é a situação na qual os gases do ambiente em chamas entram em concordância com as curvas padronizadas para ensaios. As curvas desse modelo, de acordo com Silva (2001), apresentam apenas trecho ascendente, como mostrado na Figura 4, na qual não se considera redução de temperatura após o pico e também não existe dependência das características do ambiente nem da carga de incêndio.

Figura 4 - Curva Temperatura x Tempo de um incêndio padrão.



Fonte: SANTOS (2014).

A ISO 834 (1975), também conhecida como curva temperatura x tempo padrão, pode ser aplicada para ambientes cuja carga combustível são materiais celulósicos. É usada pela ABNT NBR 14432:2001 e também pela ABNT NBR 14323:2013 através da Equação 2.1 para determinar a temperatura dos gases.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (2.1)$$

Sendo:

θ_g - Temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C);

θ_0 - Temperatura do ambiente antes do início do aquecimento (20°C);

t - Tempo de exposição ao incêndio em minutos.

2.2 TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)

As normativas atuais, tanto em âmbito mundial quanto nacional, exigem que a resistência ao fogo das estruturas esteja conformidade com um tempo associado à curva incêndio - padrão. Esse tempo, segundo a ABNT NBR 14432: 2001, é

denominado tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) e é o tempo mínimo necessário que um elemento construtivo deve resistir ao fogo quando exposto ao incêndio - padrão.

Vale ressaltar, de acordo com Regobello (2007), que o TRRF não representa o tempo de duração do incêndio, evacuação ou intervenções. Consiste em um tempo fictício que padroniza as ações térmicas a serem utilizadas no dimensionamento das estruturas, assegurando sua integridade, estanqueidade e isolamento térmico.

A determinação do TRRF pode ser feita de duas maneiras: pelo método tabular ou pelo método do tempo equivalente. A ABNT NBR 14432:2001 recomenda a utilização do método tabular, devido sua maior praticidade, sendo obtido de maneira empírica, em função das dimensões e utilização da edificação.

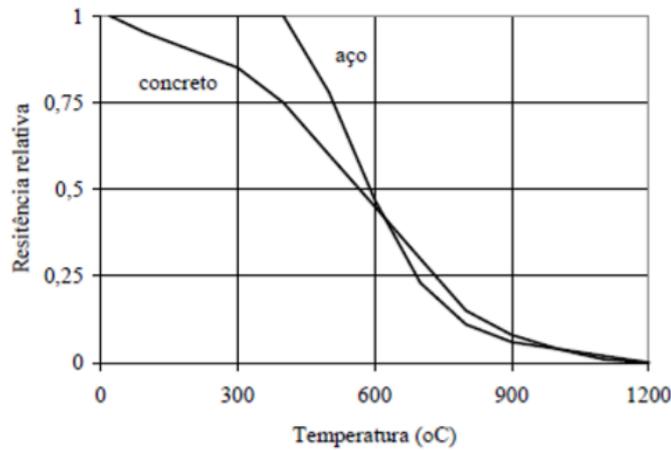
A classificação das edificações, bem como a determinação do TRRF serão apresentados no Anexo A deste trabalho, dando ênfase à Instrução Técnica nº 08 de 2019, legislação adotada pelo corpo de Bombeiros Militar do Rio Grande do Sul (CBMRS). Em âmbito nacional, os anexos A e B da ABNT NBR 14432:2001 apresentam os valores do TRRF e a classificação das edificações, respectivamente.

2.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O desempenho de uma estrutura em situação de incêndio está intimamente relacionado aos materiais constituintes da mesma, por isso torna-se indispensável o conhecimento de suas propriedades térmicas, bem como a distribuição de temperatura que ocorrerá durante o evento, podendo prever assim o possível comportamento da estrutura quando exposta ao fogo (FIGUEIREDO, 2014).

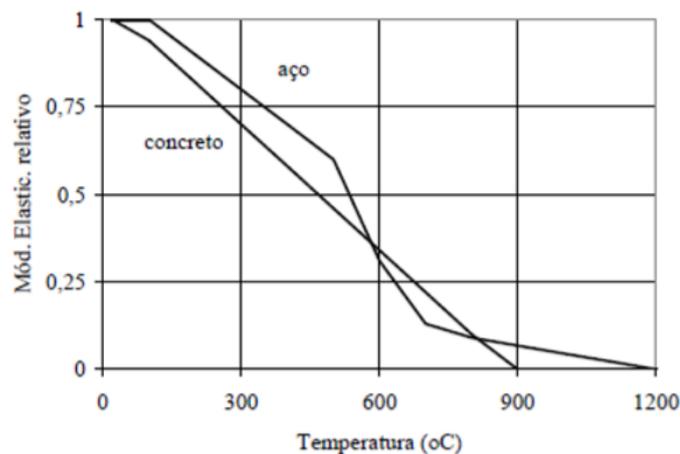
Nas estruturas mistas aço - concreto, a exposição do aço e do concreto a altas temperaturas causam modificações físicas e químicas, conseqüentemente, alterando suas propriedades tanto a nível macro quanto microestrutural (CALDAS, 2008). Dentre elas, pode-se destacar as propriedades mecânicas, que determinam o comportamento estrutural. As Figuras 5 e 6 ilustram, respectivamente, a influência da temperatura na resistência e rigidez dos elementos estruturais de aço e concreto.

Figura 5 - Curvas de redução da resistência em função da temperatura.



Fonte: FIGUEIREDO (2014).

Figura 6 - Curva da redução do módulo de elasticidade em função da temperatura.



Fonte: FIGUEIREDO (2014).

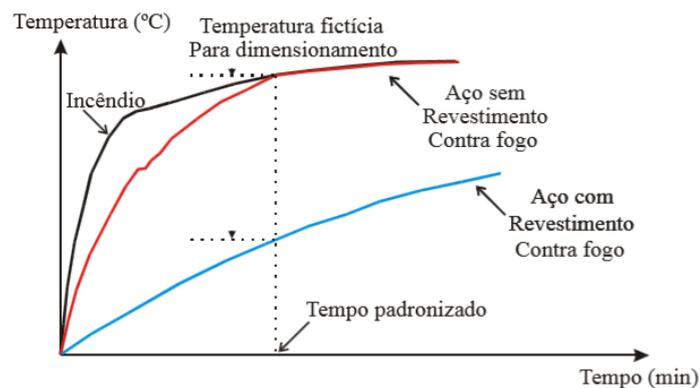
Deve-se ressaltar, segundo Romagnoli (2018), que devido à redução da rigidez, em estruturas hiperestáticas, são alterados os esforços solicitantes causados pelas deformações térmicas restringidas e efeitos de não linearidade geométrica.

É importante ressaltar, ainda, que as propriedades térmicas e mecânicas descritas nas normas brasileiras só são aplicáveis para os tipos de aço descritos na ABNT NBR 8800:2008 - "Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios", e na ABNT NBR 14762:2010 - "Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio". O mesmo vale para o concreto, onde só poderá ser aplicada a norma ABNT NBR 15200:2012 - "Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio" se os cálculos estruturais estiverem de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 - "Projeto de estruturas de concreto" (KIMURA, 2009).

2.4 MATERIAIS DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO

Como mencionado anteriormente, as propriedades mecânicas do aço e do concreto sofrem reduções significativas durante uma situação de incêndio, gerando riscos à vida humana devido uma alta probabilidade de colapso prematuro da estrutura. Busca-se, então, o dimensionamento de estruturas resistentes a altas temperaturas ou, como solução, materiais de proteção contra o fogo para proteger os elementos estruturais mais suscetíveis ao aumento da temperatura, como é o caso do aço, que possui uma alta condutividade térmica. A Figura 7 mostra, de forma representativa, o comparativo do comportamento de uma estrutura de aço sem e com revestimento contra o fogo.

Figura 7 - Comportamento do aço sob incêndio padrão.



Fonte: GUIMARÃES (2007).

Os materiais para revestimento térmico, segundo Mendes (2004) e Vargas e Silva (2003), devem apresentar algumas propriedades que permitam a proteção a altas temperaturas dos elementos estruturais, mantendo sua integridade durante o incêndio, sem causar aumento considerável no peso próprio da estrutura. Dentre elas pode-se destacar a baixa massa específica aparente, baixa condutividade térmica e calor específico elevado.

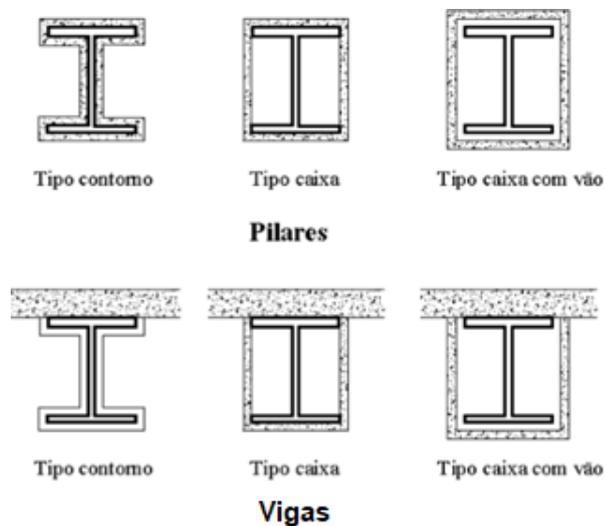
Esses materiais devem trabalhar de forma que acompanhem os movimentos da estrutura sem fissurar ou descolar em caso de ressecamento, devendo cobrir o elemento de forma uniforme e completa, não sendo permitido que eles possuam materiais nocivos à saúde. Durante o incêndio é imprescindível que o material seja incombustível, de forma que não propague as chamas e não ocorra liberação de gases tóxicos. (GUIMARÃES, 2007)

Ainda, na mesma referência é citado que a durabilidade do material deve ser compatível com a vida útil da estrutura em questão, e em casos de danos, devem ser de fácil recomposição. É fundamental que os materiais não absorvam umidade e não contenham vazios, evitando a proliferação de fungos e mantendo a integridade do aço.

Os materiais de proteção contra o fogo possuem três funcionalidades na atuação em situação de incêndio: isolantes, proteção (anteparos) contra chamas e absorventes (*heat sinks*) de calor, visando a redução de transferência de calor para os elementos estruturais. Segundo Fakury (1999) podem ser classificados em três grupos:

- **Quanto ao material constituinte:** alvenaria, concreto de cimento Portland, argamassas, fibras minerais, tintas intumescentes, entre outros.
- **Quanto a morfologia:** tipo contorno, caixa com ou sem vãos, como mostrado na Figura 8;
- **Quanto à técnica de colocação:** moldados, manuais, projetados ou fixados.

Figura 8 - Classificação quanto à morfologia: tipo contorno e tipo caixa.

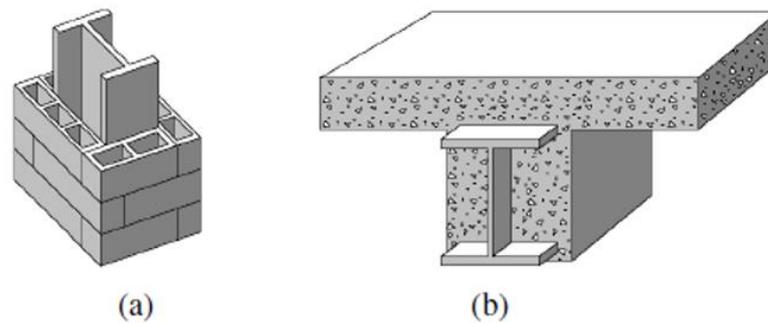


Fonte: REGOBELLO (2007).

A proteção de estruturas metálicas, inicialmente, era realizada com execução de alvenarias contornando pilares ou envolvendo-os com concreto, como mostra a Figura 9. De acordo com Kirchhof (2010), o concreto apresenta um bom desempenho em situação de incêndio, por resistir à elevação da temperatura, mantendo a integridade estrutural, não liberar gases tóxicos, associado à fácil obtenção e ser

usado em larga escala na construção civil, torna-se um excelente material a ser utilizado como proteção térmica.

Figura 9 - Proteções térmicas com: (a) alvenaria (b) concreto.



Fonte: RIBEIRO (2004).

A seguir serão apresentados os materiais mais usados, atualmente, na construção civil, para proteção de perfis metálicos contra fogo.

- Argamassas e fibras

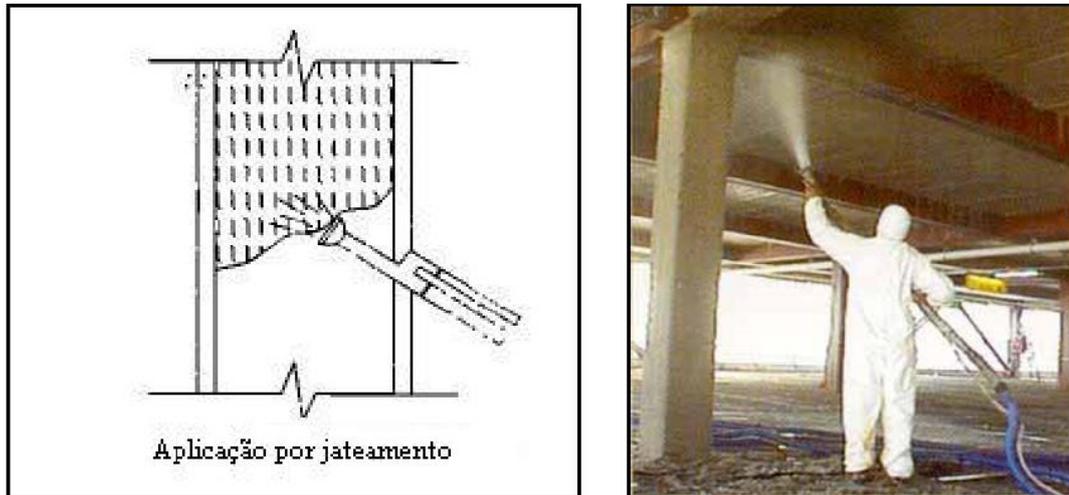
São materiais projetados, aplicados por jateamento, conforme mostrado na Figura 10, na superfície do elemento, constituindo proteção do tipo contorno. São econômicos, mas são considerados sem acabamento adequado (SOARES, 2014).

As argamassas cimentícias são compostas por materiais aglomerantes como gesso e cimento, em grande quantidade, e resinas acrílicas. A composição dos aglomerantes variam de acordo com a utilização, podendo ser de baixa, média ou alta densidade. Argamassas de baixa densidade, em torno de 250kg/m^3 , são indicadas para o interior de edificações, podendo ser expostas ou sob o forro, tem sua composição básica de 80% de gesso e 20% cimento. Argamassas de média e alta densidade possuem como aglomerante básico o cimento Portland, com densidade de 350kg/m^3 e 650kg/m^3 , respectivamente, e são indicadas para ambientes externos ou locais que necessitem de boa resistência contra impactos e umidade (VARGAS E SILVA, 2003).

As fibras são compostas por lã de rocha e material aglomerante, possuem baixa densidade, em torno de 240kg/m^3 . São indicadas para uso interno e externo, podendo estar expostas ou não (em caso de forros).

Todos esses tipos de materiais, segundo Mendes (2004), podem ser aplicados diretamente sobre o aço devido a elevada aderência, não necessitando de pinos ou telas para fixação.

Figura 10 - Aplicação por jateamento.



Fonte: FAKURY (1999).

Segundo Ribeiro (2004), também se encontra no mercado a argamassa à base de vermiculita, cimento hidráulico e aglomerantes minerais. A vermiculita é um agregado mineral encontrado sob forma de flocos que é misturada, direto na obra, com os demais materiais e posteriormente ocorre a adição de água. A aplicação desse material deve ser realizada durante a etapa de montagem das estruturas, visto que é necessária limpeza após essa aplicação. Devido à baixa aderência natural são utilizados pinos e telas para fixação adequada. Possuem grande resistência mecânica e são amplamente utilizadas em indústrias petroquímicas e plataformas de petróleo.

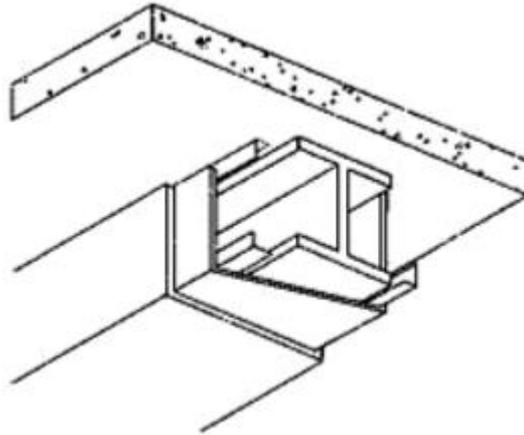
- Placas rígidas

São elementos rígidos que envolvem a estrutura, fixados através de pinos ou perfis leves de aço. Apresentam acabamento satisfatório (superfície lisa) e podem ser encontradas em três formas: placas de gesso acartonado, placas de lâ de rocha e os painéis silicato autoclavados.

Segundo Mendes (2004), as placas de gesso acartonado são semelhantes às placas de gesso convencional, porém possuem, em sua composição, fibras de vidro e vermiculita. A Figura 11, mostra, de forma representativa, a montagem dessas

placas. Devido ao seu custo ser um pouco superior, é utilizado em situações específicas, onde se busca bom acabamento.

Figura 11 - Montagem das placas de gesso.



Fonte: FAKURY (1999).

As placas também podem ser compostas por materiais fibrosos, como por exemplo, a lã de rocha. São largamente utilizadas em reformas devido a menor geração de sujeira. Possuem baixa resistência mecânica, por isso não podem ficar expostas ao intemperismo (SOARES, 2014). Os painéis de silicato autoclavados, por sua vez, apresentam elevada resistência mecânica e à abrasão, possuem acabamento semelhante ao gesso acartonado, além da possibilidade de aplicação de massas e tintas, tornando-se uma boa possibilidade para uso em interiores.

- Mantas

São materiais flexíveis, sendo compostas por aglomerados de fibra cerâmica ou material fibroso, apresentam baixa densidade, em torno de 64kg/m^3 . Sua aplicação é feita no entorno, envolvendo a estrutura, e a fixação é feita por meio de pinos metálicos soldados à estrutura (RIBEIRO, 2004). A Figura 12 mostra a vista geral e detalhes da fixação da manta de fibra cerâmica. Assim como as placas de lã de rocha, as mantas não podem ficar expostas ao intemperismo pois apresentam baixa resistência mecânica.

Figura 12 - Vista geral e detalhes da fixação da manta de fibra cerâmica em perfil soldado tipo I, por meio de pinos e arruelas de pressão.



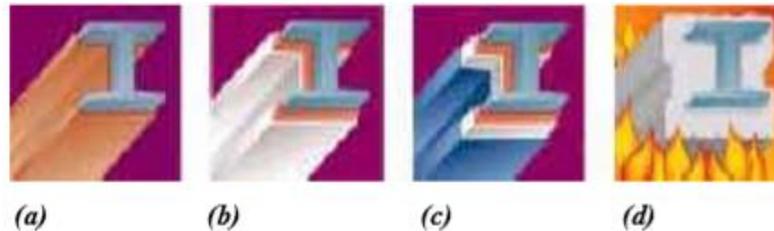
Fonte: DIAS (2002) apud MENDES (2004).

- Tintas intumescentes

É um material de proteção passiva que permanece inativo na estrutura até que a temperatura atinja valor superior a 200°C. Atingido esse nível, inicia-se um processo de expansão volumétrica, na qual a tinta torna-se uma espuma rígida com poros preenchidos por gases atóxicos (RIBEIRO, 2004).

A aplicação inicia-se com a preparação da superfície, eliminando qualquer tipo de substância indesejada, após aplica-se uma demão de primer epóxi compatível. A tinta intumescente é aplicada em várias demãos até atingir a espessura necessária para a proteção (MENDES, 2004). A Figura 13 mostra, de forma representativa, as etapas de aplicação.

Figura 13 - Etapas de aplicação da tinta intumescente: (a) limpeza e aplicação do prémer epóxi; (b) aplicação da tinta de proteção; (c) pintura de acabamento; (d) expansão do sistema em caso de incêndio.



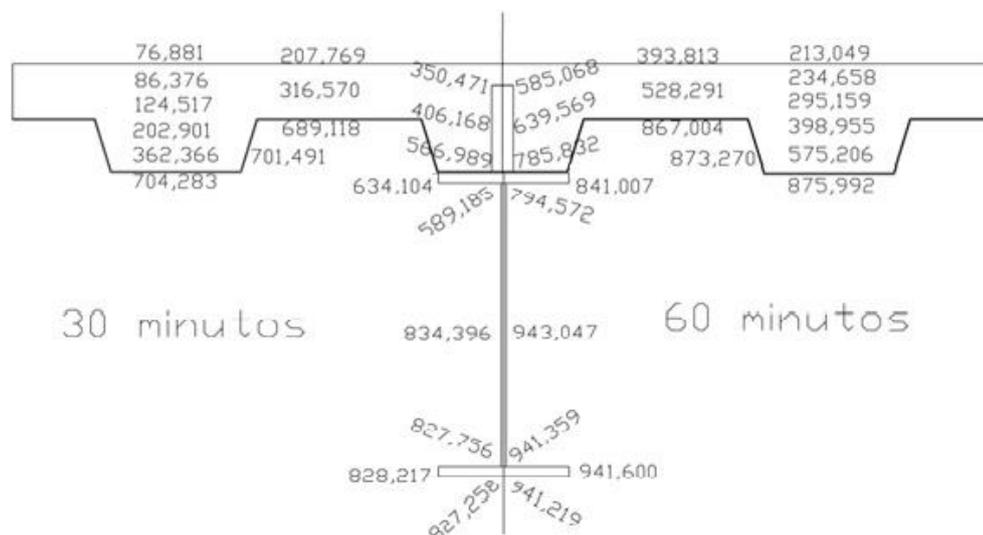
Fonte: REFRASOL (2001) apud MENDES (2004).

2.5 COMPORTAMENTO DO PAVIMENTO MISTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

2.5.1 Análise térmica

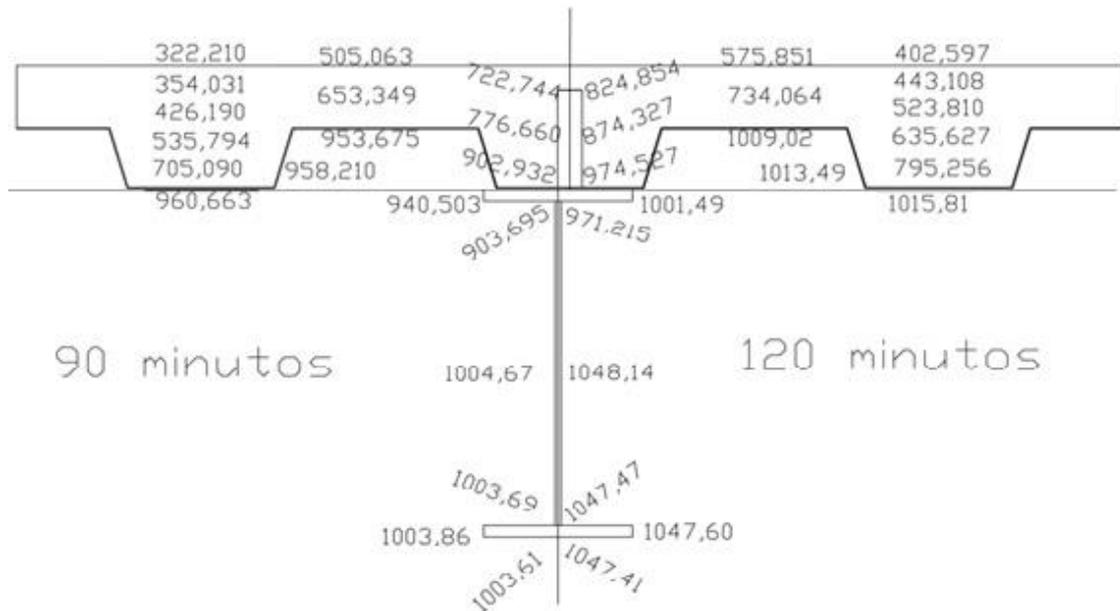
Para observar o comportamento térmico de um pavimento misto, Pitanga (2004) utilizou a associação de lajes e vigas mistas através de conectores do tipo “*stud bolt*”. A partir de programas computacionais, foram testadas as temperaturas que os elementos atingiriam de acordo com o TRRF considerado, como mostrado nas Figuras 14 e 15.

Figura 14 - Temperatura atingida na laje e viga mista nos TRRF de 30 e 60 min.



Fonte: PITANGA (2004).

Figura 15 - Temperatura atingida na laje e viga mista nos TRRF de 90 e 120 min.

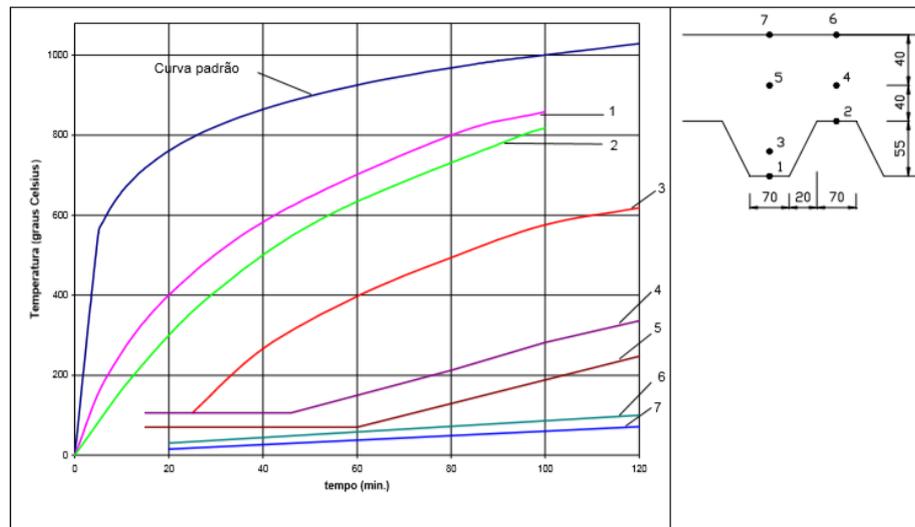


Fonte: PITANGA (2004).

Pitanga (2004) observou na laje mista uma rápida elevação da temperatura da fôrma de aço, cujo calor é transferido da face inferior para o restante da seção. Além disso, verifica-se que o campo de temperatura varia conforme a geometria da fôrma bem como quando há presença de conectores de cisalhamento, ou seja, a temperatura não é uniforme ao longo da largura efetiva da laje, comportamento observado nas lajes maciças.

Com relação às vigas mistas, Pitanga utilizou de perfis de diferentes fatores de massividade (relação entre o perímetro exposto ao fogo pela área da seção transversal do elemento estrutural), e observou que os perfis mais esbeltos (menor massa específica e maior fator de massividade) sofreram aquecimento mais rapidamente nos primeiros 30 minutos de incêndio. Os detalhes serão apresentados no Apêndice A deste trabalho,

Figura 16 - Curva temperatura tempo para alguns pontos da seção transversal da laje mista.



Fonte: ALVA (2000).

A Figura 16 apresenta o resultado do estudo térmico realizado por Alva (2000), no qual verificou-se a variação da temperatura no interior da laje mista em quatro regiões: a fôrma de aço (pontos 1 e 2), armadura positiva (ponto 3), armadura de distribuição (pontos 4 e 5) e face não exposta (pontos 6 e 7). Foi possível observar que a armadura positiva sofreu menor variação de temperatura quando comparada à fôrma de aço, tornando-se importante na resistência das lajes mistas (ALVA, 2000). Através de estudos referentes à análise térmica, torna-se possível a determinação do comportamento mecânico do material sob altas temperaturas.

2.5.2 Análise mecânica

De acordo com Santos (2014), o comportamento estrutural das lajes mistas é definido a partir da análise de três critérios: estabilidade, sendo esta a capacidade das lajes de resistir às cargas a que são submetidas; isolamento térmico, como a capacidade de impedir que a face não exposta do elemento atinja temperaturas muito elevadas e; estanqueidade, como a capacidade de impedir a passagem de gases e chamas através da estrutura.

As lajes com fôrma de aço incorporada, além de sua função de compartimentação, desempenham um importante papel quando as vigas mistas aço-concreto perdem sua capacidade resistente, pois as cargas são progressivamente transferidas para as lajes. Com isso, as novas tensões, geralmente de tração, são resistidas pela fôrma ou, se utilizada, pela armadura positiva (CORDEIRO, 2014).

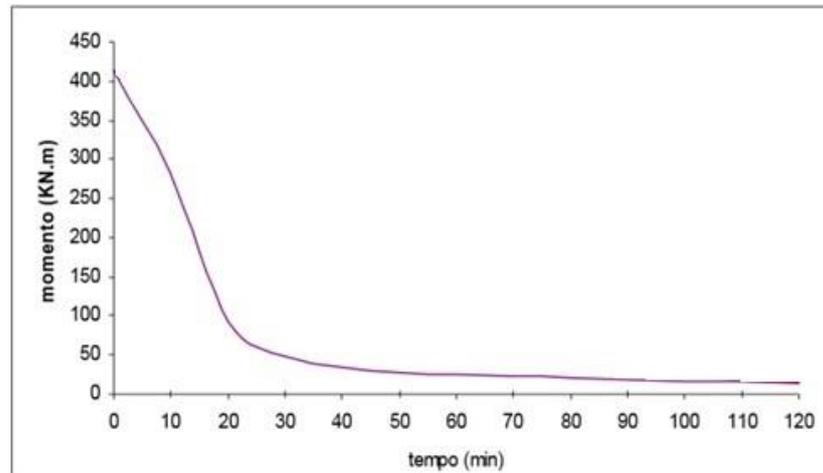
Santos e Neto (2013), a partir do uso de modelos numéricos, estudaram a influência das armaduras positivas, negativas e de distribuição no comportamento do momento fletor resistente (positivo e negativo) de lajes mistas aço - concreto em situação de incêndio. Para isso, utilizaram fôrma com resistência ao escoamento de 280 MPa, armadura positiva e negativa com resistência ao escoamento de 500 MPa e armadura de distribuição de tela eletrossoldada de 5 mm de diâmetro com resistência de 600 MPa.

A partir da análise, observou-se que a armadura positiva, nos primeiros 60 minutos teve pouca influência na redução do momento fletor resistente positivo, essa redução ocorreu apenas devido ao aquecimento da fôrma de aço. Esse fato pode ser explicado pela grande resistência térmica na interface aço - concreto que dificulta a transferência de calor por condução, provocando menor temperatura nas armaduras e aumento do momento resistente. Concluiu-se também que a posição da armadura positiva pode ser estratégica, pois quando colocada mais afastada da fôrma, menor é a variação de sua temperatura (SANTOS e NETO, 2013).

Sobre o momento fletor negativo resistente, percebeu-se que este sofre poucos danos durante a situação de incêndio, fato que pode ser explicado pela grande proteção de concreto no entorno. As reduções observadas deveram-se, principalmente, pela perda da capacidade de resistência à compressão do concreto dentro da nervura (SANTOS e NETO 2013).

Em relação às vigas mistas, o estudo de Pitanga (2004) apresentou resultados referentes à perda da capacidade portante, conforme mostra a Figura 17. Para a análise, foi considerada uma viga mista sem material de revestimento, simplesmente apoiada. Ainda, foi simulada a curva de incêndio padrão durante o TRRF de 120 minutos. O autor concluiu que a capacidade resistente das vigas sofria uma redução de, aproximadamente 95% do valor dimensionado à temperatura ambiente.

Figura 17 - Perda da capacidade portante de vigas mistas sob altas temperaturas.

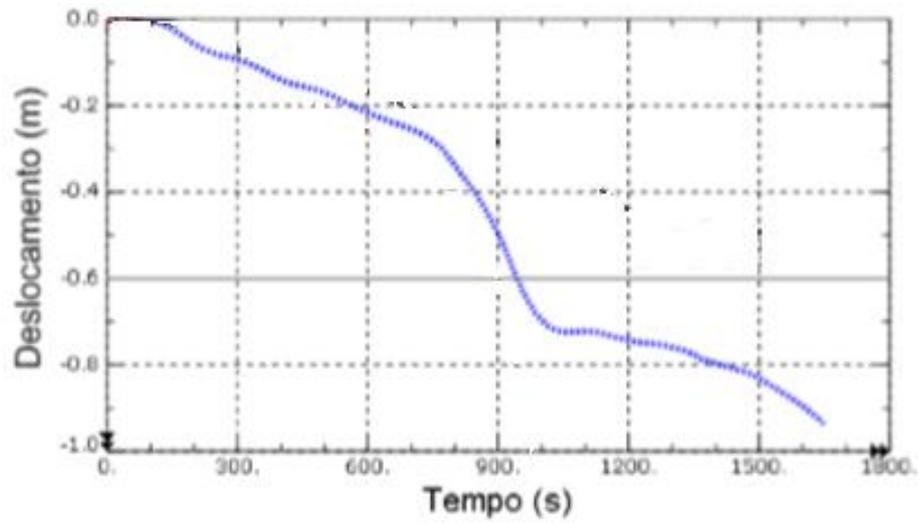


Fonte: adaptado de PITANGA (2004).

Em complemento, Alva (2000) apresenta três possibilidades de colapso em vigas mistas causadas pela perda da capacidade portante: a existência de um grande deslocamento vertical da viga; a ruptura dos conectores de cisalhamento, especialmente em casos de ligação parcial, devido ao aumento do esforço cisalhante causado pelas diferentes deformações térmicas entre o aço e o concreto; e o esmagamento do concreto na zona comprimida da laje, em especial quando a viga de aço é protegida, pois as deformações na laje são maiores que as deformações na seção do aço.

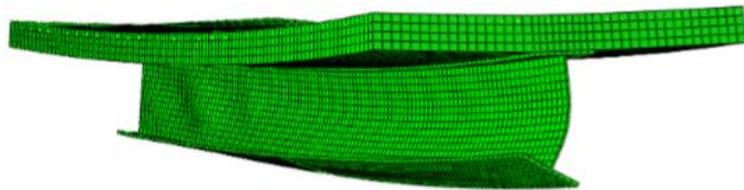
Em Romagnoli (2018) foi observado o deslocamento no meio do vão (Figura 18) de uma viga mista aço - concreto em situação de incêndio. O autor observou, ainda que o colapso é caracterizado quando o deslocamento atinge valores superiores a $L/20$, sendo L o vão da viga mista. Também foi possível observar as deformações ocorridas na alma do perfil, conforme mostra a Figura 19. Essas deformações induziram a ocorrência de instabilidade por distorção da alma do perfil, assim que o módulo de elasticidade do aço sofre redução.

Figura 18 - Deslocamentos no meio do vão.



Fonte: ROMAGNOLI (2018).

Figura 19 - Distorção na alma da viga.



Fonte: ROMAGNOLI (2018).

3. DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO MISTO AÇO – CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DE ACORDO COM ABNT NBR 14323:2013

Neste capítulo será abordado o dimensionamento do pavimento misto, composto por lajes e vigas mistas aço - concreto, em situação de incêndio, por meio do método simplificado normatizado pela ABNT NBR 14323:2013 - “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio”, o qual está previsto nas normativas referentes às estruturas de aço ABNT NBR 8800:2008 - “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios” e ABNT NBR 14762:2010 - “Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio”, bem como às de concreto ABNT NBR 6118:2014 - “Projeto de estruturas de concreto” e ABNT NBR 15200:2012 - “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio” .

3.1 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

A ABNT NBR 14323:2013, considera que as combinações de ações para os estados limites últimos, em situação de incêndio, sejam obtidas como combinações excepcionais a partir da ABNT NBR 8681:2003 - “Ações e segurança nas estruturas”. Isso deve-se ao fato de ser um evento com pequeno tempo de atuação e baixas chances de ocorrência. Com isso, as combinações excepcionais consideradas por norma são:

- Em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações residenciais, de acesso restrito):

$$F_d = \sum Y_i \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exec} + 0,21 \cdot F_{Q,k} \quad (3.1)$$

- Em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo ou de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações comerciais, de escritórios e de acesso público):

$$F_d = \sum Y_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exec} + 0,28 \cdot F_{Q,k} \quad (3.2)$$

- Em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

$$F_d = \gamma_{gj} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exec} + 0,42 \cdot F_{Q,k} \quad (3.3)$$

Sendo:

$F_{Gi,k}$ - Valor característico das ações permanentes diretas;

$F_{Q,exec}$ - Valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;

$F_{Q,k}$ - Valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação;

γ_{gj} - Coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas, igual a 1,0 para as ações permanentes favoráveis à estrutura e dado pelo Quadro 1 ou Quadro 2, para as ações permanentes desfavoráveis à segurança.

Quadro 1 - Coeficiente γ_{gi} para ações permanentes diretas consideradas separadamente.

Ações permanentes diretas	γ_g
Peso próprio de estruturas metálicas	1,10
Peso próprio de estruturas pré-moldadas, estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos	1,15
Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,20
Peso próprio de elementos construtivos em geral e	1,30

Fonte: adaptado de ABNT NBR 14323:2013.

Quadro 2 - Coeficiente γ_{gi} para ações permanentes diretas agrupadas.

Ações permanentes diretas	γ_g
Edificações onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação superam 5kN/m ²	1,15
Edificações onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação não superam 5kN/m ²	1,20

Fonte: adaptado de ABNT NBR 14323:2013.

3.2 ESFORÇOS RESISTENTES DE CÁLCULO

A ABNT NBR 14323:2013, para os estados limites últimos em situação de incêndio, considera que o esforço resistente de cálculo ($R_{fi,d}$) deve ser determinado utilizando coeficiente de ponderação unitário, conseqüentemente ficando com o mesmo valor do esforço resistente nominal correspondente ($R_{fi,k}$).

3.3 ESFORÇOS SOLICITANTES DE CÁLCULO

Para a determinação dos esforços solicitantes, a ABNT NBR 14323:2013 separa as estruturas em dois grupos: as de pequena e média deslocabilidade e as estruturas de grande deslocabilidade. Nas estruturas de pequena e média deslocabilidades, os esforços solicitantes de cálculo, em situação de incêndio, podem ser adotados como 70% dos esforços empregados no dimensionamento à temperatura ambiente, conforme a ABNT NBR 8800:2008.

Nas estruturas de grande deslocabilidade, os esforços solicitantes de cálculo são obtidos através da combinação última excepcional correspondente, conforme item 3.1, caso a exposição seja ao incêndio padrão. Adicionalmente, as deformações térmicas resultantes dos gradientes térmicos ao longo da altura da seção das barras podem ser desprezadas caso o TRRF seja igual ou inferior a 30 min, além disso, os efeitos de expansões térmicas devem ser desprezados.

A classificação das estruturas quanto às deslocabilidades são obtidas através de análises à temperatura ambiente, conforme o item 4.9.4 da ABNT NBR 8800:2008. A seguir, será apresentado os requisitos necessários para o dimensionamento de lajes mistas e vigas mistas aço-concreto, de acordo com a ABNT NBR 14323:2013.

3.4 LAJES MISTAS AÇO - CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.4.1 Critérios de isolamento térmico, estanqueidade e estabilidade

As lajes mistas, para terem resistência ao fogo por determinado intervalo de tempo, devem satisfazer três critérios básicos: estanqueidade, isolamento térmico e estabilidade.

- **Critério de estanqueidade**

Segundo a ABNT NBR 14323:2013, o critério de estanqueidade é satisfeito pela presença da fôrma de aço incorporada ao concreto.

- **Critério de isolamento térmico**

A altura efetiva da laje mista (h_{ef}) pode ser definida através das Equações 3.4 ou 3.5, e para atender ao critério de isolamento, deve ser igual ou superior ao valor apresentado no Quadro 3, dado em função do TRRF. As dimensões características da laje mista são obtidas conforme a Figura 20.

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_f}{2} \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right), \text{ para } \frac{h_f}{t_c} \leq 1,5 \text{ e } t_c > 40 \text{ mm} \quad (3.4)$$

$$h_{ef} = t_c \left(1 + 0,75 \times \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right) \right), \text{ para } \frac{h_f}{t_c} > 1,5 \text{ e } t_c > 40 \text{ mm} \quad (3.5)$$

Sendo:

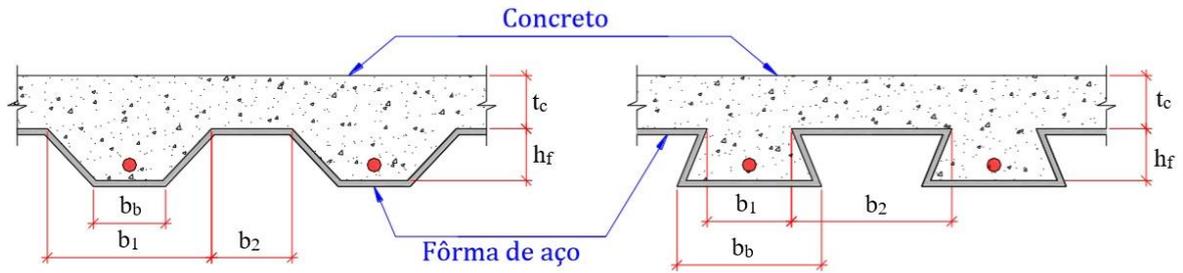
h_{ef} - Altura efetiva da laje com fôrma de aço incorporada (mm);

h_f - Altura da fôrma (mm);

t_c - Altura maciça de concreto (mm);

b_b , b_1 e b_2 - Dimensões características da fôrma metálica (mm).

Figura 20 - Dimensões da seção transversal da laje.



Fonte: adaptado de ABNT NBR 14323:2013.

Quadro 3 - Altura efetiva mínima (h_{ef}) em função do TRRF.

TRRF (min)	Altura Efetiva Mínima (mm)
30	60
60	80
90	100
120	120
180	150

Fonte: adaptado de ABNT NBR 14323:2013.

A ABNT NBR 14323:2013 considera que as lajes mistas, quando expostas ao incêndio padrão, se atendido o critério de isolamento térmico, possuem um tempo de resistência ao fogo de no mínimo 30 minutos.

Quando for utilizado concreto de baixa densidade, os valores do Quadro 3 devem ser multiplicados por 0,9.

- **Critério de estabilidade**

Esse critério é atendido pelo dimensionamento efetivo das lajes mistas aço - concreto de forma que esta permaneça íntegra pelo tempo mínimo requerido.

3.4.2 Capacidade resistente

O dimensionamento da capacidade resistente das lajes mistas é baseado no mecanismo de ruptura plástica, através da redistribuição dos momentos positivos ($M_{fi,Rd}^+$) e negativos ($M_{fi,Rd}^-$). Para a análise plástica, é necessário considerar-se os

possíveis modos de colapsos na estrutura, apresentados na Tabela 1, dependentes da presença de armadura positiva, dentro da nervura, e armadura negativa, no interior do concreto.

Tabela 1 - Modos de colapso e condição a ser atendida pelas lajes mistas.

Sistema estático e modo de colapso	Condição necessária
Laje sem armadura negativa (colapso por rótula plástica sob momento positivo na seção central)	$M_{fi,Rd}^+ \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$
Laje com armadura negativa apenas em um apoio e armadura positiva	$M_{fi,Rd}^+ + 0,45M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$
Laje com armaduras negativas nos dois apoios e armadura positiva	$M_{fi,Rd}^+ + M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$
Lajes com armaduras negativas nos dois apoios e sem armadura positiva	$M_{fi,Rd}^- \geq q_{fi,d} \frac{L^2}{8}$

Fonte: adaptado de ABNT NBR 14323:2013.

Na Tabela 1 considera-se o maior vão da laje (L), ou seja, a distância entre duas vigas de apoio da laje, atuando sobre ela uma carga uniformemente distribuída ($q_{fi,d}$), em uma determinada largura de influência. Cordeiro (2014) afirma que a ruptura por flexão é a mais comum, principalmente devido à redução das propriedades mecânicas dos elementos, como resistência e rigidez, além do aumento das deformações, provenientes de tensões e curvaturas térmicas, conforme discutido no item 2.3.

3.4.2.1 Momento fletor positivo resistente de cálculo

O momento fletor positivo resistente de cálculo da laje ($M_{fi,Rd}^+$) corresponde ao momento de plastificação, obtido através do diagrama de tensões na seção da laje. Para tal, considera-se a largura de influência igual à anteriormente utilizada na carga uniformemente distribuída ($q_{fi,d}$).

Ressalta-se, na ABNT NBR 14323:2013, que como fator a favor da segurança, as contribuições do concreto à tração, bem como a resistência do aço à elevada temperatura são desprezadas. Além disso, deve-se adotar telas soldadas junto ao concreto para evitar fissuração por secagem e retração.

Para a determinação do momento resistente, devem ser conhecidas as forças de tração proporcionadas pelos elementos de aço (armadura positiva, mesa superior, alma e mesa inferior), bem como a força de compressão proporcionada pelo concreto, devendo essas estarem em equilíbrio. A força resistida pela armadura positiva é igual ao produto de sua área pela resistência ao escoamento do aço à temperatura θ_s .

$$N_s^+ = A_s^+ \cdot f_{yd} \cdot k_{s,\theta} \quad (3.6)$$

Sendo:

N_s^+ - Força axial resistida pela armadura positiva;

A_s^+ - Soma das áreas das barras da armadura positiva;

f_{yd} – Resistência de cálculo ao escoamento do aço;

$k_{s,\theta}$ – Fator de redução da resistência ao escoamento do aço da armadura positiva em temperatura elevada (θ_s) relativo ao valor à temperatura ambiente, conforme Quadro 4.

Quadro 4 - Valores das relações $k_{s,\theta}$ e $k_{E_s,\theta}$ para aços de armadura positiva.

Temperatura do aço	$k_{s,\theta} = f_{yk,\theta}/f_{yk}$			$k_{E_s,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$	
	Tração		Compressão CA - 50 ou CA - 60	CA - 50	CA - 60
	CA - 50	CA - 60			
1	2	3	4	5	6
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

A temperatura θ_s pode ser determinada pela expressão

$$\theta_s = c_0 + c_1 \frac{\mu_{f3}}{h_f} + c_2 \cdot z + c_3 \cdot \frac{A}{L_r} + c_4 \cdot \alpha + \frac{c_5}{b_2} \quad (3.7)$$

Sendo:

$c_0, c_1, c_2, c_3, c_4, c_5$ – Coeficientes dados pela Tabela 2 em função do TRRF e do tipo de concreto utilizado.

Tabela 2 - Coeficientes para determinação da temperatura na armadura.

Tipo de concreto	TRRF min	c_0 °C	c_1 °C	c_2 °C.mm ^{0,5}	c_3 °C/mm	c_4 °C/°	c_5 °C.mm
Densidade normal	60	1 191	- 250	- 240	- 5,01	1,04	- 925
	90	1 342	- 256	- 235	- 5,30	1,39	- 1 267
	120	1 387	- 238	- 227	- 4,79	1,68	- 1 326
Baixa densidade	30	809	- 135	- 243	- 0,70	0,48	- 315
	60	1 336	- 242	- 292	- 6,11	1,63	- 900
	90	1 381	- 240	- 269	- 5,46	2,24	- 918
	120	1 397	- 230	- 253	- 4,44	2,47	- 906

Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

A temperatura e, conseqüentemente, a resistência da armadura, dependem da sua posição no interior das nervuras, pois há variação das distâncias efetivas das superfícies aquecidas, representada por z , que é calculada segundo a expressão:

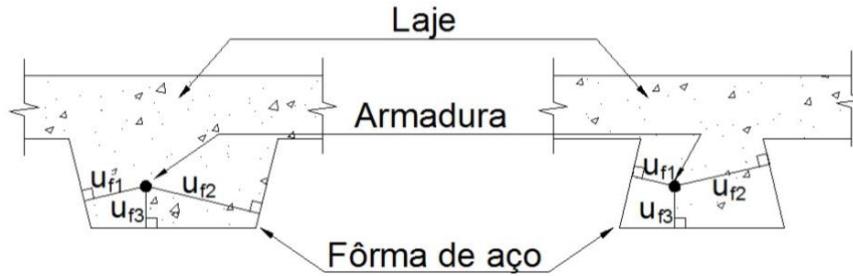
$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{\mu_{f1}}} + \frac{1}{\sqrt{\mu_{f2}}} + \frac{1}{\sqrt{\mu_{f3}}} \quad (3.8)$$

Sendo:

z – Fator de posição da armadura;

$\mu_{f1}, \mu_{f2}, \mu_{f3}$ – Menores distâncias do eixo da barra da armadura em relação à fôrma de aço (mm), conforme a Figura 21.

Figura 21 - Posição geométrica da armadura.



Fonte: adaptado de ABNT NBR 14323:2013.

A relação entre a área da seção transversal de concreto dentro da nervura e a superfície da nervura (A/L_r) é definida pela Equação 3.9. Essa propriedade considera que a massa e a altura da fôrma possuem efeitos positivos sobre o aquecimento, além de definir a porcentagem da mesa superior que está coberta pelo ambiente em chamas.

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_f \left(\frac{b_1 + b_b}{2} \right)}{b_b + 2 \sqrt{h_f^2 + \left(\frac{b_1 - b_b}{2} \right)^2}} \quad (3.9)$$

O ângulo entre a alma da fôrma e o eixo horizontal (α), em graus, demonstra que quanto menor for esse ângulo, maior será a velocidade de aquecimento da estrutura.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2 \cdot h_f}{b_1 - b_b}\right) \quad (3.10)$$

Caso opte-se em considerar a parcela de resistência da fôrma de aço no dimensionamento, a força proporcionada por ela pode ser calculada utilizando os fatores de redução da resistência ao escoamento do aço ($k_{y,\theta}$). A temperatura para cada elemento da fôrma (mesa superior, alma e mesa inferior) podem ser definidos pela expressão:

$$\theta_i = g_0 + g_1 \cdot \frac{1}{b_2} + g_2 \cdot \frac{A}{L_r} + g_3 \cdot \phi + g_4 \cdot \phi^2 \quad (3.11)$$

Em que:

ϕ - Fator de visada da mesa superior da fôrma, calculado a partir da regra de Hottel.

$$\phi = \frac{\sqrt{h_f^2 + \left(b_2 + \left(\frac{b_1 - b_b}{2} \right) \right)^2} - \sqrt{h_f^2 + \left(\frac{b_1 - b_b}{2} \right)^2}}{b_2} \quad (3.12)$$

Sendo:

g_0, g_1, g_2, g_3, g_4 – Coeficientes dados pela Tabela 3 em função do TRRF e do tipo de concreto utilizado.

Tabela 3 - Coeficientes para determinação da temperatura dos elementos da fôrma de aço.

Tipo de concreto	TRRF min	Partes da fôrma de aço	g_0 °C	g_1 °C.mm	g_2 °C/mm	g_3 °C	g_4 °C
Densidade normal	60	Mesa inferior	951	- 1197	- 2,32	86,4	- 150,7
		Alma	661	- 833	- 2,96	537,7	- 351,9
		Mesa superior	340	- 3269	- 2,62	1148,4	- 679,8
	90	Mesa inferior	1 018	- 839	- 1,55	65,1	- 108,1
		Alma	816	- 959	- 2,21	464,9	- 340,2
		Mesa superior	618	- 2786	- 1,79	767,9	- 472,0
	120	Mesa inferior	1 063	- 679	- 1,13	46,7	- 82,8
		Alma	925	- 949	- 1,82	344,2	- 267,4
		Mesa superior	770	- 2460	- 1,67	592,6	- 379,0
Baixa densidade	30	Mesa inferior	800	- 1326	- 2,65	114,5	- 181,2
		Alma	483	- 286	- 2,26	439,6	- 244,0
		Mesa superior	331	- 2284	- 1,54	488,8	- 131,7
	60	Mesa inferior	955	- 622	- 1,32	47,7	- 81,1
		Alma	761	- 558	- 1,67	426,5	- 303,0
		Mesa superior	607	- 2261	- 1,02	664,5	- 410,0
	90	Mesa inferior	1 019	- 478	- 0,91	32,7	- 60,8
		Alma	906	- 654	- 1,36	287,8	- 230,3
		Mesa superior	789	- 1847	- 0,99	469,5	- 313,0
	120	Mesa inferior	1 062	- 399	- 0,65	19,8	- 43,7
		Alma	989	- 629	- 1,07	186,1	- 152,6
		Mesa superior	903	- 1561	- 0,92	305,2	- 197,2

Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

Com isso, o momento fletor positivo pode ser determinado através do somatório do produto de cada força resistente pela sua distância à LNP.

3.4.2.2 Momento fletor negativo resistente de cálculo

O momento fletor negativo resistente de cálculo da laje ($M_{fi,Rd}^-$) corresponde ao momento de plastificação, obtido através do diagrama de tensões na seção da laje. Para tal, considera-se a largura de influência igual à anteriormente utilizada na carga uniformemente distribuída ($q_{fi,d}$).

Para a determinação do momento resistente, devem ser conhecidas as forças de tração proporcionadas pela armadura negativa bem como a força de compressão

proporcionada pelo concreto, devendo estas estarem em equilíbrio. Ressalta-se na ABNT NBR 14323:2013 que, como fator a favor da segurança, as contribuições do concreto à tração, resistência do aço à elevada temperatura e eventual contribuição da armadura positiva são desprezadas.

A força resistida pela armadura negativa, N_s^- , pode ser obtida como à temperatura ambiente, expressa pela equação:

$$N_s^- = A_s^- \cdot f_{yd} \quad (3.13)$$

Sendo:

A_s^- - Soma das áreas das barras da armadura negativa;

f_{yd} – Resistência de cálculo ao escoamento do aço.

O momento fletor negativo de cálculo é obtido através da seção transversal reduzida, desprezando-se a parte da seção com temperatura superior à temperatura limite (θ_{lim}), seguindo a esquematização da isoterma proposta, conforme Figura 22. A temperatura limite pode ser obtida através da expressão 3.14:

$$\theta_{lim} = d_0 + d_1 \cdot N_s^- + d_2 \cdot \frac{A}{L_r} + d_3 \cdot \phi + d_4 \cdot \frac{1}{b_2} \quad (3.14)$$

Sendo:

d_0, d_1, d_2, d_3, d_4 – Coeficientes dados pela Tabela 4 em função do TRRF e do tipo de concreto utilizado;

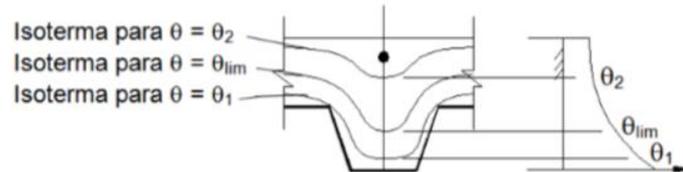
ϕ – Fator de visada.

Tabela 4 - Coeficientes para determinação da temperatura limite.

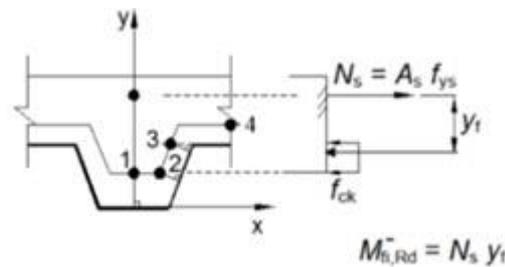
Tipo de concreto	TRRF min	d_0 °C	d_1 °C/N	d_2 °C/mm	d_3 °C	d_4 °C.mm
Densidade normal	60	867	- 0,000 19	- 8,75	- 123	- 1 378
	90	1 055	- 0,000 22	- 9,91	- 154	- 1 990
	120	1 144	- 0,000 22	- 9,71	- 166	- 2 155
Baixa densidade	30	524	- 0,000 16	- 3,43	- 80	- 392
	60	1 030	- 0,000 26	- 10,95	- 181	- 1 834
	90	1 159	- 0,000 25	- 10,88	- 208	- 2 233
	120	1 213	- 0,000 25	- 10,09	- 214	- 2 320

A isoterma para a temperatura limite é encontrada com embasamento em quatro pontos característicos

Figura 22 - Temperatura na seção transversal da laje.



a) Distribuição da temperatura



b) Esquema para isoterma específica $\theta = \theta_{lim}$

Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

As coordenadas dos pontos 1,2,3 e 4 podem ser definidas a partir das expressões a seguir:

Ponto 1:

$$x_1 = 0 \quad (3.15)$$

$$y_1 = \frac{1}{\left(\frac{1}{z_0} - \frac{4}{\sqrt{b_1 + b_2}}\right)^2} \quad (3.16)$$

Ponto 2:

$$x_2 = \frac{b_b}{2} + y_1 \left(\frac{\cos \alpha - 1}{\sin \alpha} \right) \quad (3.17)$$

$$y_2 = y_1 \quad (3.18)$$

Ponto 3:

$$x_3 = \frac{b_1}{2} - \frac{b}{\sin \alpha} \quad (3.19)$$

$$y_3 = h_f \quad (3.20)$$

Ponto 4:

$$x_4 = \frac{b_1}{2} + \frac{b_2}{2} \quad (3.21)$$

$$y_4 = h_f + b \quad (3.22)$$

Sendo:

$$a = b_1 \operatorname{sen} \alpha \left(\frac{1}{z_0} - \frac{1}{\sqrt{h_f}} \right)^2 \quad (3.23)$$

$$b = \frac{b_1}{2} \operatorname{sen} \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a} \right) \quad (3.24)$$

$$c = -8 (1 + \sqrt{1 + a}) \quad (3.25)$$

O parâmetro z_0 representa o braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão, do aço e do concreto, respectivamente. Pode ser obtido através da Equação 3.7, substituindo $\theta_s = \theta_{lim}$ e $\frac{u_{f3}}{h_f} = 0,75$.

3.4.3 Lajes com material de revestimento contra o fogo em sua face inferior

A ABNT NBR 14323:2013 apresenta alguns meios para aumentar a resistência das lajes em situação de incêndio, dentre eles a aplicação de revestimento contra o fogo na face inferior da fôrma de aço, discutidos no item 2.4, ou a colocação de forros suspensos, desde que mantenham sua integridade sob altas temperaturas, que proporcionem o revestimento térmico.

Segundo a norma, o critério de resistência ao carregamento é considerado atendido se a temperatura da fôrma de aço não ultrapassar 350°C.

3.5 VIGAS MISTAS AÇO - CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.5.1 Elevação da temperatura dos gases

Conforme mencionado no item 2.1, a ABNT 14432:2001 utiliza, para determinar a temperatura dos gases, a curva de incêndio padrão ISO 834 (1975), dada pela expressão:

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

Sendo:

θ_g - Temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C);

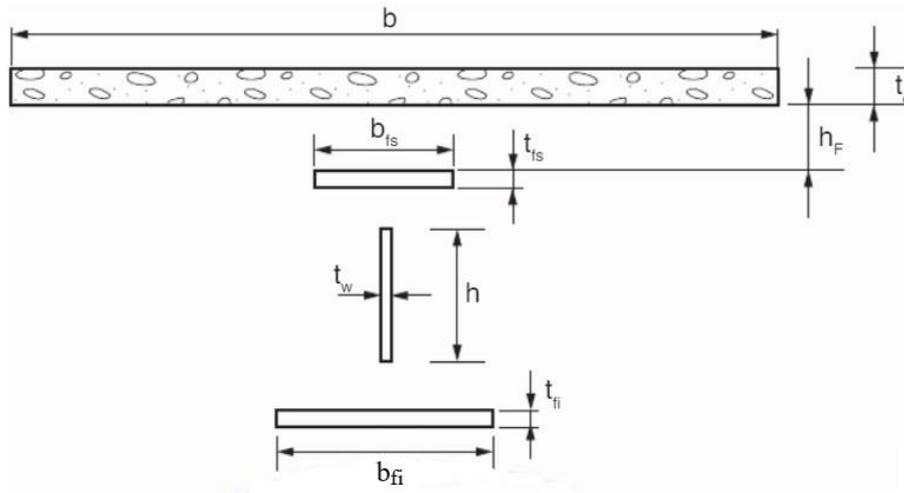
θ_o - Temperatura do ambiente antes do início do aquecimento (20°C);

t - Tempo de exposição ao incêndio, em minutos.

3.5.2 Elevação da tempera do aço

Para a análise da capacidade resistente da seção mista, quando a viga possui componente de aço em perfil I, sem revestimento contra o fogo ou com revestimento tipo contorno, a distribuição da temperatura deve ser considerada como não uniforme. Para isso, o elemento deve ser dividido em três seções (mesa inferior, alma e mesa superior), como mostra a Figura 23.

Figura 23 - Seções do perfil para distribuição das temperaturas.



Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

Com isso, a norma toma algumas simplificações, como a consideração de que não há transferência de calor entre as seções componentes e nem entre a mesa superior do perfil e a laje de concreto. O acréscimo de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ das mesas inferior e superior da viga de aço durante o intervalo de tempo Δt deve ser determinado considerando o fator de massividade μ/A_g igual a:

- Para a mesa inferior: $2 (b_{fi} + t_{fi}) / b_{fi} t_{fi}$;
- Para a mesa superior, sobreposta por laje maciça: $(b_{fs} + 2t_{fs}) / b_{fs} t_{fs}$;
- Para a alma $2h_w/t_w$.

Sendo:

μ – Perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural;

A_g – Área bruta da seção transversal do elemento estrutural;

b_{fi} , t_{fi} , b_{fs} , t_{fs} , h_w , t_w – Características do perfil de aço.

Para um elemento estrutural de aço sem revestimento contra o fogo, durante o intervalo de tempo Δt , com uma distribuição uniforme de temperatura, a elevação da temperatura, em graus Celsius, pode ser definida através da expressão:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{\mu/A_g}{c_a \cdot \rho_a} \varphi \cdot \Delta t \quad (3.25)$$

Sendo:

k_{sh} – Fator de correção para o efeito de sombreamento, tomado como igual a 1,0;

μ/A_g – Fator de massividade para elementos estruturais de aço sem revestimento contra fogo (m^{-1});

C_a – Calor específico do aço, por simplificação, tomado igual, a 600 J/kg°C;

ρ_a – Massa específica do aço, adotada igual a 7850 kg/m³;

φ – Valor de fluxo de calor por unidade de área (W/m^2), obtido pela soma das parcelas do fluxo de calor por convecção (φ_c) e radiação (φ_r);

Δt – Intervalo de tempo (s).

As parcelas do fluxo de calor por convecção e radiação podem ser obtidas através das equações:

$$\varphi_c = \alpha_c(\theta_g - \theta_a) \quad (3.26)$$

$$\varphi_r = \sigma \varepsilon_{res} [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_s + 273)^4] \quad (3.27)$$

Sendo:

φ_c - fluxo de calor por convecção por unidade de área (W/m^2);

α_c - o coeficiente de transferência de calor por convecção igual a 25W/m².°C no caso de exposição ao incêndio padrão ou 35W/m².°C para incêndio natural;

θ_a - temperatura da superfície sólida (K ou °C);

θ_g - temperatura da superfície fluida (K ou °C);

φ_r - fluxo de calor por radiação por unidade de área (W/m^2);

σ - constante de Stefan – Boltzmann vale 5,67 x 10⁻⁸ W/m²°C;

ε_{res} - emissividade resultante, relação da potência irradiada pelo material e por um corpo negro, a ABNT NBR 14323:2013 adota o valor de 0,7.

Com isso, é possível determinar a temperatura na superfície do aço a cada intervalo de tempo Δt , dada pela expressão:

$$\theta_{a(t)} = \theta_{a(t-1)} + \Delta\theta_{a,t} \quad (3.28)$$

Sendo:

$\theta_{\alpha(t)}$ – Temperatura na superfície do aço ao final do intervalo de tempo considerado;

$\theta_{\alpha(t-1)}$ – Temperatura na superfície do aço ao final do intervalo de tempo anterior;

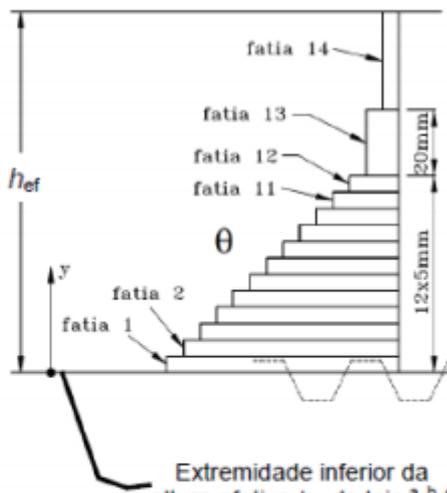
$\Delta\theta_{\alpha,t}$ – Elevação da temperatura na superfície do aço durante o intervalo de tempo Δt .

3.5.3 Elevação da temperatura da laje de concreto

A ABNT NBR 14323:2013 considera que a temperatura da laje de concreto seja constante ao longo de sua largura efetiva. Porém há variação na altura da laje, que pode ser obtida pela da Tabela 5, em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), dividindo a altura da laje em um máximo de 14 fatias.

Tabela 5 - Variação de temperatura na altura da laje.

Fatia j	Altura y mm	TRRF min				
		30	60	90	120	180
1	0 a 5	535	705	-	-	-
2	5 a 10	470	642	738	-	-
3	10 a 15	415	581	681	754	-
4	15 a 20	350	525	627	697	-
5	20 a 25	300	469	571	642	738
6	25 a 30	250	421	519	591	689
7	30 a 35	210	374	473	542	635
8	35 a 40	180	327	428	493	590
9	40 a 45	160	289	387	454	549
10	45 a 50	140	250	345	415	508
11	50 a 55	125	200	294	369	469
12	55 a 60	110	175	271	342	430
13	60 a 80	80	140	220	270	330
14	≥ 80	60	100	160	210	260



^a A altura efetiva h_{ef} para laje de concreto maciça moldadas no local é igual à espessura da laje t_c ;

^b A altura efetiva h_{ef} para laje de concreto maciça moldadas no local com pré-laje de concreto pré-moldada é igual à espessura total da laje, incluindo a pré-laje;

^c A altura efetiva h_{ef} para laje de concreto com fôrma de aço incorporada deve ser obtida em C.2.1.2.2 (Anexo C).

Fonte: ABNT NBR 14323: 2013.

A norma também apresenta uma forma, simplificada, de determinação da temperatura ao longo da altura da laje de concreto, através da expressão:

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j \quad (3.29)$$

Sendo:

h_{ef} – Espessura efetiva da laje de concreto,, tomada igual à espessura para lajes maciças moldadas no local;

n – Número de fatias em que a laje foi dividida;

$\theta_{c,j}$ – Temperatura da fatia;

e_j – Espessura da fatia.

3.5.4 Momento fletor resistente de cálculo nas regiões de momentos positivos

A determinação da resistência de cálculo ao momento fletor positivo das vigas mistas em situação de incêndio ($M_{fi,Rd}$) deve ser feita com base na ABNT NBR 8800:2008, adotando algumas propriedades, definidas pela ABNT NBR 14323:2013, tais como:

- Adoção da temperatura transversal dos elementos de aço e concreto, conforme exposto nos itens 3.5.2 e 3.5.3, respectivamente;
- Adoção do coeficiente de ponderação unitário;
- Multiplicação da resistência ao escoamento (f_y) e o módulo de elasticidade (E_a) dos componentes de aço pelos fatores de redução $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$, respectivamente, apresentados no Quadro 5;
- Multiplicação da resistência característica à compressão do concreto da laje (f_{ck}) pelo fator de redução $k_{cn,\theta}$, apresentado no Quadro 6.

Quadro 5 - Fatores de redução para o aço.

Temperatura θ (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20	1,000	1,0000
100	1,000	1,0000
200	1,000	0,9000
300	1,000	0,8000
400	1,000	0,7000
500	0,780	0,6000
600	0,470	0,3100
700	0,230	0,1300
800	0,110	0,0900
900	0,060	0,0675
1000	0,040	0,0450
1100	0,020	0,0225
1200	0,000	0,0000

$k_{y,\theta}$ fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados;
 $k_{E,\theta}$ fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados.

Fonte: adaptado de ABNT NBR 14323:2013.

Quadro 6 - Fatores de redução para o concreto.

Temperatura θ (°C)	$k_{cn,\theta}$	$k_{Ecn,\theta}$
20	1,000	1,000
100	0,950	0,940
200	0,900	0,820
300	0,850	0,700
400	0,750	0,580
500	0,600	0,460
600	0,450	0,340
700	0,300	0,220
800	0,150	0,100
900	0,080	0,000
1000	0,040	0,000
1100	0,010	0,000
1200	0,000	0,000

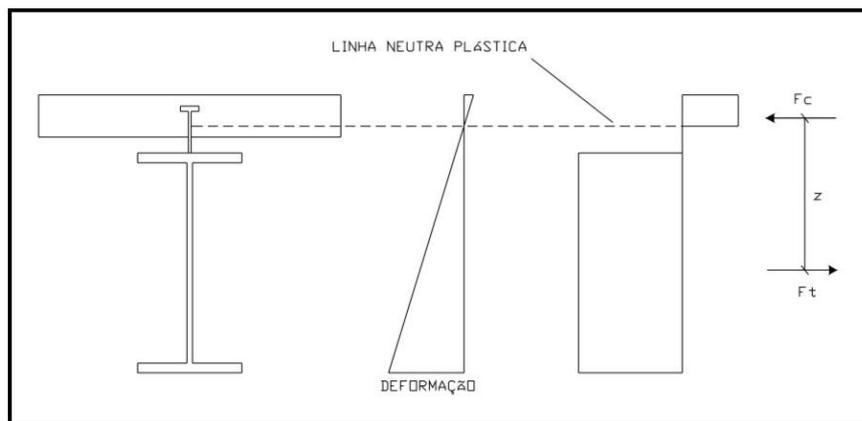
$K_{cn,\theta}$ fator de redução para resistência característica à compressão do concreto de densidade normal;
 $KE_{cn,\theta}$ fator de redução para o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal.

Fonte: adaptado de ABNT NBR 14323:2013.

O cálculo da resistência ao momento fletor positivo, em situação de incêndio, é baseado na configuração de equilíbrio estático da seção mista, na qual a máxima força

de compressão admissível na laje de concreto ($C_{cd,fi}^{máx}$) é igual à máxima força de tração a que o perfil de aço pode ser submetido ($T_{ad,fi}^{máx}$). Nessa situação, tem-se o comportamento ideal, na qual a linha neutra plástica (LNP) passa na interface entre aço e concreto, conforme a Figura 24, fazendo o concreto trabalhar totalmente à compressão e o aço à tração.

Figura 24 - Configuração de equilíbrio estático na seção mista.



Fonte: PITANGA (2004).

A máxima força de compressão admissível na laje de concreto é determinada a partir da soma das forças de plastificação de cada fatia de temperatura, multiplicada pelo respectivo fator de redução $k_{c,\theta}$.

$$C_{cd,fi}^{máx} = 0,85 \cdot (f_{cd} \cdot k_{c,\theta}) \cdot b_e \cdot t_c \quad (3.30)$$

Sendo:

b_e – Largura efetiva da laje de concreto;

t_c – Espessura da laje de concreto;

f_{cd} – Resistência de cálculo do concreto à compressão.

A máxima força de tração a que o perfil de aço pode ser submetido é determinada a partir da soma das forças de plastificação de cada elemento (mesa inferior, alma e mesa superior) multiplicado pelo fator $k_{y,\theta}$ correspondente à temperatura que é submetido.

$$T_{ad,fi}^{máx} = A \cdot (f_{yd} \cdot k_{y,\theta}) \quad (3.31)$$

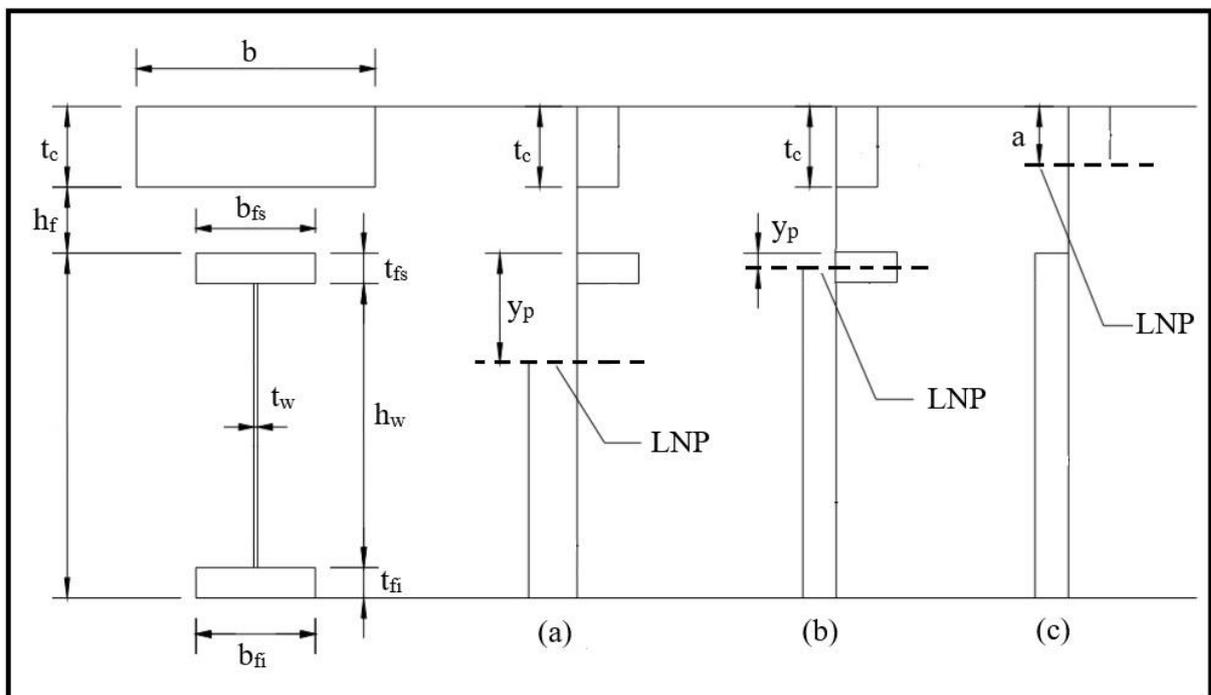
Sendo:

A – Área de seção transversal do perfil de aço;

f_{yd} – Resistência de cálculo ao escoamento do aço.

Da configuração de equilíbrio estático, três situações diferentes podem ocorrer para o posicionamento da linha neutra plástica (LNP), como mostra a Figura 25.

Figura 25 - Possíveis posições da LNP na condição de equilíbrio estático: (a) linha neutra plástica na alma; (b) linha neutra plástica na mesa superior; (c) linha neutra plástica na laje de concreto.



Fonte: PITANGA (2004).

- **Linha neutra da seção plastificada na laje de concreto**

Ocorre quando $C_{cd,fi}^{m\acute{a}x} \geq T_{ad,fi}^{m\acute{a}x}$, para que ocorra o equilíbrio, a linha neutra passa pela laje de concreto, de modo que uma parcela dessa esteja sendo tracionada e deverá ser desprezada nos cálculos. Com isso, a força de tração no perfil de aço é dada por:

$$T_{ad,fi} = T_{ad,fi}^{m\acute{a}x}$$

Dessa maneira, é possível obter-se as parcelas de força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto (a):

$$a = \frac{T_{ad,fi}}{0,85 \cdot (f_{cd} \cdot k_{c,\theta}) \cdot b_e} \quad (3.32)$$

O momento fletor resistente de cálculo, em situação de incêndio, quando a LNP passa pela laje de concreto é definido por:

$$M_{Rd,fi} = T_{ad,fi} \left(d_1 + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (3.33)$$

Sendo:

d_1 – Distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior.

- **Linha neutra da seção plastificada no perfil de aço**

Ocorre quando $T_{ad,fi}^{máx} > C_{cd,fi}^{máx}$, para que ocorra o equilíbrio, a linha neutra passa pelo perfil de aço, de modo que uma parcela desse esteja sendo comprimido. Com isso, a força de compressão na laje de concreto é dada por:

$$C_{cd,fi} = C_{cd,fi}^{máx}$$

A parcela comprimida do perfil de aço ($C_{ad,fi}$) é dada pela expressão:

$$C_{ad,fi} = \frac{1}{2} (T_{ad,fi}^{máx} - C_{cd,fi}) \quad (3.34)$$

Do equilíbrio de forças, é possível obter-se a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço:

$$T_{ad,fi} = C_{cd,fi} + C_{ad,fi} \quad (3.35)$$

Assim, é possível determinar a posição da LNP, caso a força de compressão no perfil de aço seja igual ou inferior à força de plastificação da mesa superior, $C_{ad,fi} \leq f_y \cdot A_{fs} \cdot k_{y,\theta}^{fs}$, a LNP encontra-se na mesa superior, a sua distância relativa à face superior do perfil de aço é dada pela expressão:

$$y_p = \frac{C_{ad,fi}}{A_{fs} \cdot (f_{yd} \cdot k_{y,\theta})} t_{fs} \quad (3.35)$$

Sendo:

A_{fs} – Área da mesa superior do perfil de aço;

t_{fs} – Espessura da mesa superior do perfil de aço.

Outra situação possível seria quando a força de compressão no perfil de aço for superior à força de plastificação da mesa superior, $C_{ad,fi} > f_y \cdot A_{fs} \cdot k_{y,\theta}^{fs}$. Nesse caso, a LNP encontra-se na alma do perfil de aço, e a sua distância relativa à face superior do perfil é dada pela expressão:

$$y_p = t_{fs} + h_w \cdot \left(\frac{C_{ad} - A_{fs} \cdot (f_{yd} \cdot k_{y,\theta})}{(h_w \cdot t_w) \cdot (f_{yd} \cdot k_{y,\theta})} \right) \quad (3.36)$$

Sendo:

h_w – Altura da alma do perfil de aço;

t_w – Espessura da alma do perfil de aço.

Com isso, o momento fletor resistente de cálculo é definido por:

$$M_{Rd,fi} = C_{ad,fi} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd,fi} \cdot \left(\frac{t_c}{2} + d - y_t \right) \quad (3.37)$$

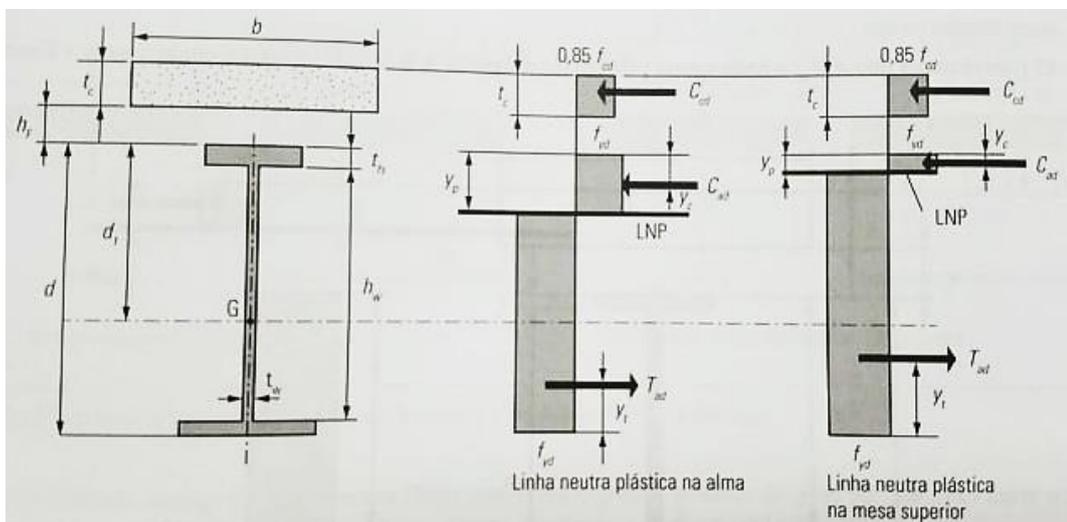
Sendo:

d – Altura total do perfil de aço;

y_t – Distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até sua face inferior, conforme mostra a Figura 26.

y_c – Distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até sua face superior, conforme mostra a Figura 26.

Figura 26 - Distribuição das tensões na viga mista com LNP na viga de aço.



3.5.5 Conectores de Cisalhamento

O dimensionamento da resistência nominal de um conector de cisalhamento do tipo pino com cabeça, *stud bolt*, deve ser obtido de acordo com a ABNT NBR 8800:2008. Contudo, em situação de incêndio, algumas alterações precisam ser feitas, de modo que a resistência nominal do conector seja dada pela expressão:

$$Q_{Rd,fi} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,50A_{cs} \cdot K_{c,\theta} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cs}} \\ \text{ou} \\ 0,80k_{y,\theta} \cdot R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs} \end{array} \right. \quad (3.38)$$

Sendo:

$Q_{Rd,fi}$ – Força resistente de cálculo do conector de cisalhamento à temperatura θ ;

A_{cs} – Área da seção transversal do conector;

f_{ucs} – Resistência à ruptura do aço do conector;

E_{cs} – Módulo de elasticidade secante do conector;

R_g – Coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, obtido através do fluxograma apresentado na Figura 27;

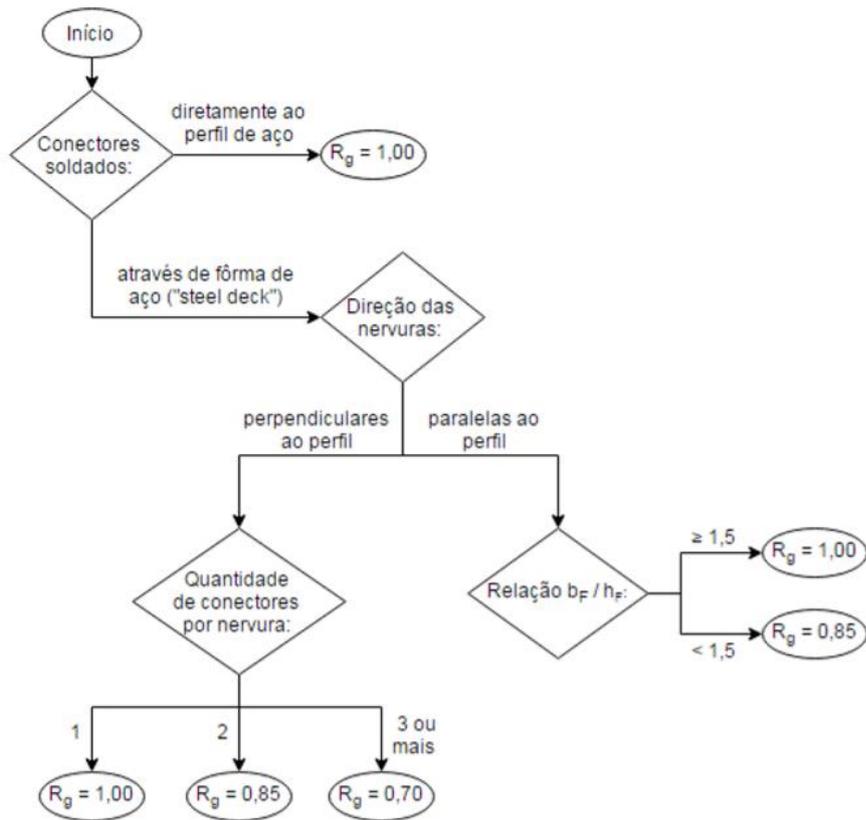
R_p – Coeficiente para consideração da posição do conector, obtido através do fluxograma apresentado na Figura 29;

$k_{y,\theta}$ – Fator de redução para o limite de escoamento do aço, conforme Quadro 5, considerado para uma temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior da viga de aço.

$k_{cn,\theta}$ – Fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto, conforme Quadro 6, considerado para uma temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior da viga de aço.

f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto.

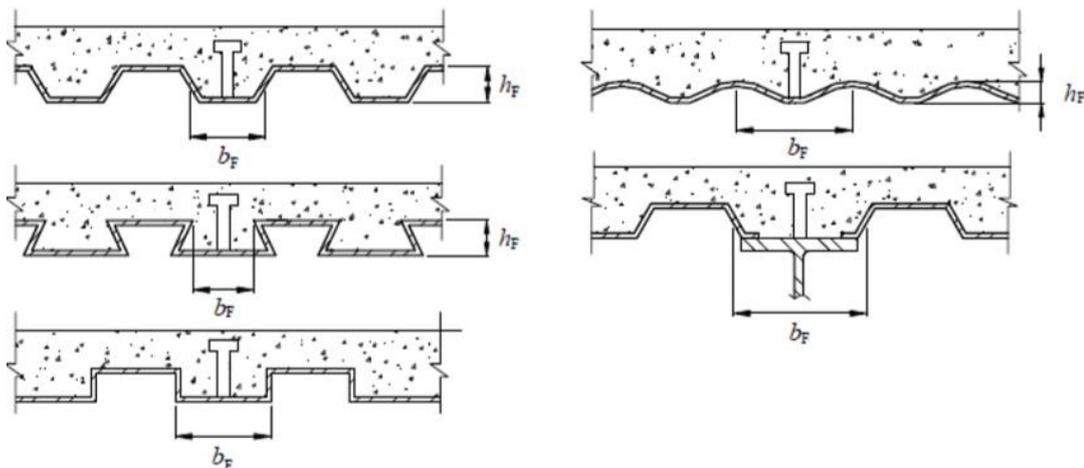
Figura 27 - Fluxograma para o coeficiente de redução R_g .



Fonte: ROMAGNOLI (2018).

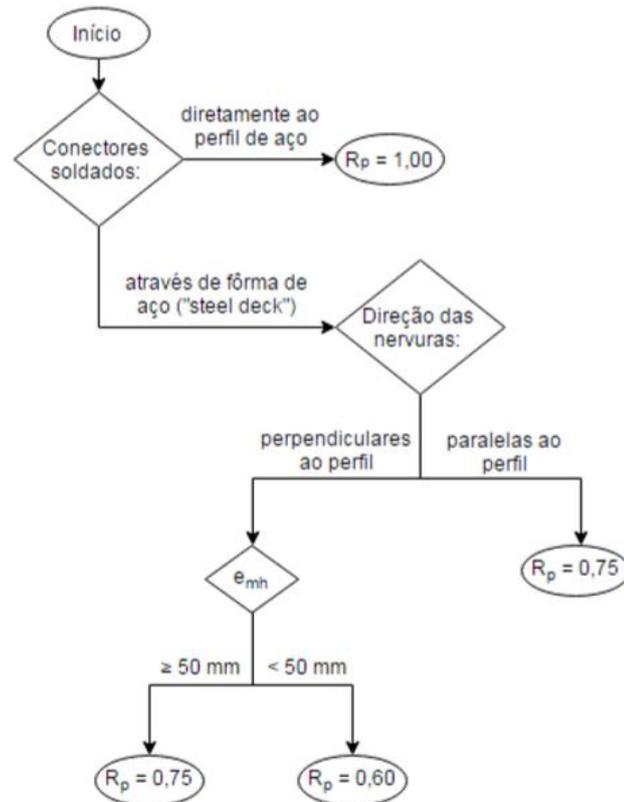
Os parâmetros b_f e h_f são características dos materiais e podem ser definidos como mostrado na Figura 28.

Figura 28 - Parâmetros b_f e h_f .



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800:2008.

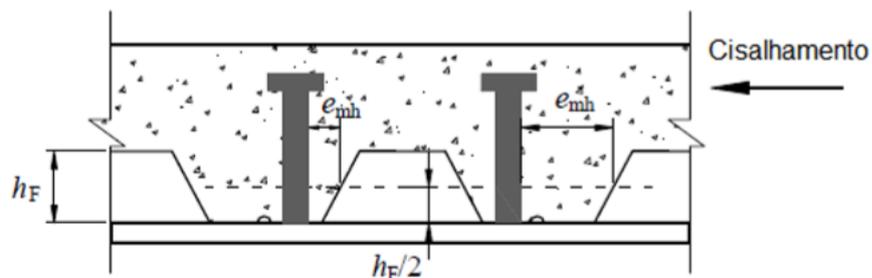
Figura 29 - Fluxograma para o coeficiente de redução R_p .



Fonte: ROMAGNOLI (2018).

O parâmetro e_{mh} , para a determinação do parâmetro R_p , representa a distância entre a borda do fuste do conector à alma da nervura da fôrma de aço, medida à meia altura da nervura e no sentido do cisalhamento que atua no conector, conforme exposto na Figura 30.

Figura 30 - Parâmetro e_{mh} .



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800:2008.

O número de conectores necessários entre o ponto de momento máximo e o apoio, para uma interação completa é dado pela expressão:

$$n \geq \frac{F_{hd,fi}}{Q_{Rd,fi}} \quad (3.39)$$

Sendo:

$F_{hd,fi}$ – Força cisalhante horizontal atuante na interface aço - concreto à temperatura θ ;

$Q_{Rd,fi}$ - Força resistente de cálculo do conector de cisalhamento à temperatura θ .

Deve-se ressaltar, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, que o espaçamento mínimo entre os conectores do tipo pino com cabeça deve ser seis vezes maior que o diâmetro na direção do eixo do perfil e quatro vezes maior na direção perpendicular. Já o espaçamento máximo deve ser oito vezes maior que a espessura total da laje ou 800mm, o que for menor.

3.5.6 Força cortante resistente de cálculo

Para a determinação da força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio de vigas mistas ($V_{fi,Rd}$), de acordo com a ABNT NBR 14323:2013, deve-se seguir o dimensionamento proposto pela ABNT NBR 8800:2008, porém com algumas recomendações:

- Coeficiente de ponderação ($\gamma_{\alpha 1}$) unitário;
- Parâmetros de esbeltez limites (γ_p e γ_r) reduzidos por 0,85, tornando-se $\gamma_{p,fi}$ e $\gamma_{r,fi}$, respectivamente;
- Multiplicação do valor do módulo de elasticidade do aço (E_a) pelo respectivo fator de redução ($k_{E,\theta}$), valores dados no Quadro 5;
- Para estado – limite último em regime elasto – plástico ($\lambda \leq \lambda_{r,fi}$), redução da resistência ao escoamento pelo fator $k_{y,\theta}$, valores dados no Quadro 5;
- Para estado-limite último em regime elástico ($\lambda > \lambda_{r,fi}$), redução da resistência ao escoamento pelo fator $k_{\sigma,\theta}$, valores dados no Quadro 7.

Quadro 7 - Fator de redução para a resistência ao escoamento de seções sujeitas à flambagem local.

Temperatura θ (°C)	$K_{\sigma,\theta}$
20	1,00
100	1,00
200	0,89
300	0,78
400	0,65
500	0,53
600	0,30
700	0,13
800	0,07
800	0,05
1000	0,03
1100	0,02
1200	0,00

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 14323:2013.

O parâmetro de esbeltez da alma é definido pela expressão:

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \quad (3.40)$$

Sendo:

h_w – Altura da alma (distância entre as faces internas das mesas dos perfis soldados, ou essa distância menos dois raios de concordância no caso de perfis laminados);

t_w – Espessura da alma.

O limite para o comportamento plástico e elástico, em situação de incêndio, é definido pela expressão:

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \cdot 1,1 \sqrt{\frac{k_v \cdot (E_a \cdot k_{E,\theta})}{(f_y \cdot k_{y,\theta})}} \quad (3.41)$$

Sendo:

E_a – Módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente;

f_y – Tensão de escoamento do aço à temperatura ambiente;

$$k_v \begin{cases} 5 \text{ para: almas sem enrijecedores transversais; } \frac{a}{h_w} > 3; \frac{a}{h_w} > \left[\frac{260}{h_w/t_w} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h_w} \right)^2}, \text{ para todos os outros casos} \end{cases}$$

Então a força cortante resistente pode ser definida por:

$$\text{Para } \lambda \leq \lambda_{p,fi}; V_{Rd,fi} = 0,60 A_w \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y \quad (3.42)$$

$$\text{Para } \lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi}; V_{Rd,fi} = 0,60 \frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} \cdot (A_w \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y) \quad (3.43)$$

$$\text{Para } \lambda > \lambda_{r,fi}; V_{Rd,fi} = 0,74 \left(\frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} \right)^2 \cdot (A_w \cdot k_{\sigma,\theta} \cdot f_y) \quad (3.44)$$

Sendo:

A_w – Área efetiva de cisalhamento.

3.6 DIMENSIONAMENTO DA PROTEÇÃO PASSIVA

Para caracterizar um material de proteção térmica de estruturas de aço, em âmbito nacional, é utilizada a ABNT NBR 5628:2001 - “Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo”. Os ensaios são realizados em fornos com a utilização de corpos de prova com altura padronizada de 450mm, fatores de massividade diferentes e com aplicações de variadas espessuras de materiais de proteção térmica. As medidas de temperatura do forno e dos perfis testados são obtidas através de termopares.

Os resultados dos ensaios são analisados de maneira empírica e elabora-se uma carta de cobertura. Nessa carta define-se, para determinados valores de fator de massividade e de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), a espessura mínima de proteção térmica que deve ser aplicada no perfil.

De acordo com o manual do Corpo de Bombeiros de Goiânia (2017), para garantir a boa funcionalidade do revestimento é necessário que sua aplicação seja correta. Visando elevar o padrão de qualidade desse mercado, a Associação

Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e o Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), criaram um programa para certificar aplicadores de proteção passiva contra fogo em estruturas de aço, que tem como objetivo a concessão e manutenção do Certificado de Conformidade ABNT para as empresas aplicadoras.

A escolha do material de proteção térmica a ser utilizado leva em conta diversos fatores. A Tabela 6 elenca alguns comparativos dos tipos de materiais mais utilizados atualmente na construção civil.

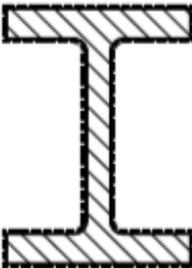
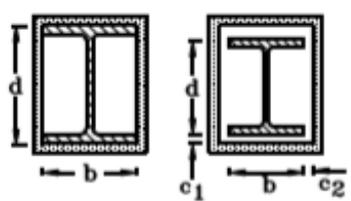
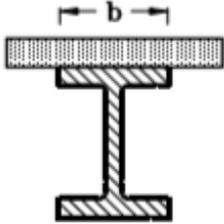
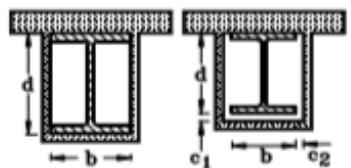
Tabela 6 - Comparativo entre os materiais de proteção térmica.

	Materiais Projetados	Materiais Rígidos	Materiais intumescentes
Custo	Baixo a médio	Baixo a médio	Médio a alto
Aplicação	Úmido	Seco	Úmido
Limpeza	Suja - Proteger as superfícies adjacentes	Limpa	Suja - Proteger as superfícies adjacentes
Equipamentos necessários	Equipamentos Especiais	Ferramentas Simples	Ferramentas simples
Ambiente de uso	Interno e Externo	Interno, e externo com proteção adicional	Interno, alguns sistemas externos
Preparação	Sem necessidade de Primer, superfície limpa	Sem preparo prévio	Tinta de fundo necessária, superfície limpa
Robustez	Relativamente frágil, danos mecânicos possíveis	Relativamente frágeis, danos mecânicos possíveis e podem necessitar de cobertura	Sistema de pintural tradicional
Acabamento	Texturizado	Variável	Variável
Retenção mecânica	Necessária se espessura elevada	Necessária	Não necessária
Faixa de espessuras	10 a 75 mm	Camadas múltiplas de 6 a 100mm ou manas de 12 a 76 mm	Camadas de 0,3 a 6,5 mm
Resistência ao Fogo	240 minutos	240 minutos	120 minutos

Fonte: Adaptado de GUIMARÃES (2007).

Após a determinação da espessura mínima a ser utilizada do material de proteção, torna-se necessária a determinação do fator de massividade do perfil, realizada a partir das expressões presentes na Tabela 7.

Tabela 7 - Fator de massividade para elementos estruturais com material de revestimento.

Situação	Descrição	Fator de massividade (u_m/A)
	Proteção tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Proteção tipo caixa [†] , de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{2(b+d)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Proteção tipo contorno, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço} - b}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Proteção tipo caixa [†] , de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{2d+b}{\text{área da seção da peça de aço}}$

[†] Para c_1 e c_2 superior a $d/4$, deve-se utilizar bibliografia especializada

Fonte: adaptado de ABNT NBR 14323:2013.

Com isso, a elevação da temperatura $\Delta\theta$, em graus Celsius, durante um intervalo de tempo Δt , de um elemento estrutural situado no interior do edifício, envolvido por um material de revestimento contrafogo, pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m (\mu_m/A_g)}{t_m p_a c_a} \cdot \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t}{1 + (\frac{\epsilon}{4})} - \frac{\Delta\theta_{g,t}}{(\frac{4}{\epsilon}) + 1} \quad (3.45)$$

Com:

$$\varepsilon = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m \left(\frac{\mu_m}{A_g} \right) \quad (3.46)$$

Sendo:

μ_m/A_g - Fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de revestimento contra fogo (m^{-1});

μ_m – Perímetro efetivo do material de revestimento contra fogo, igual ao perímetro da face interna do material de revestimento, limitado às dimensões do elemento estrutural de aço (m);

c_m – Calor específico do material de revestimento contra fogo ($K/kg^{\circ}C$);

t_m – Espessura do material de revestimento contra fogo (mm);

$\theta_{a,t}$ – Temperatura do aço no tempo t ($^{\circ}C$);

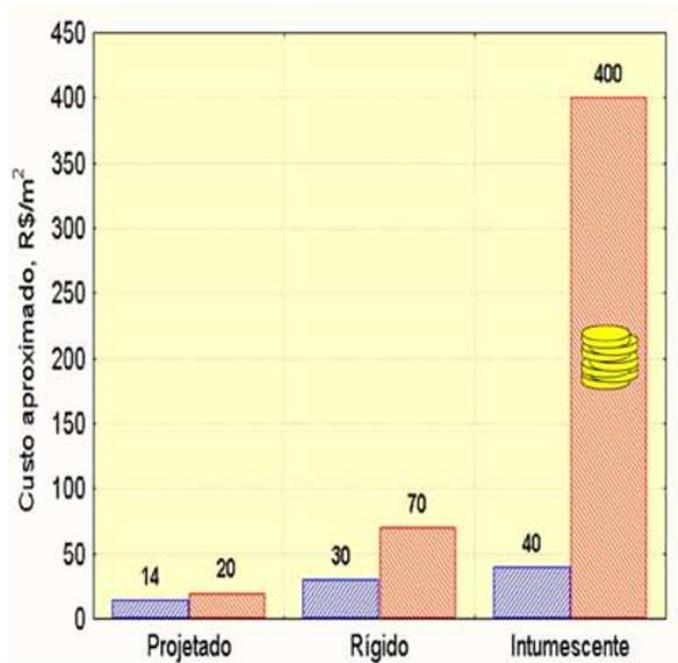
$\theta_{g,t}$ – Temperatura dos gases no tempo t ($^{\circ}C$);

λ_m – Condutividade térmica do material de revestimento contra fogo ($Wm/^{\circ}C$);

ρ_m – Massa específica do material de revestimento contra fogo (kg/m^3).

Nas pesquisas realizadas por Soares (2014), foram abordados diversos aspectos relativos aos sistemas de proteção contra incêndio em elementos estruturais em aço, bem como seus comportamentos quando aplicados às estruturas, foram realizadas análises comparativas de preço entre aplicações de diversos tipos de materiais. Concluiu-se que as argamassas apresentavam um custo - benefício extremamente vantajoso frente aos outros materiais, justificando a adoção dessas como solução de proteção térmica mais utilizada no mercado da construção civil. A Figura 31 apresenta, de forma gráfica, a análise comparativa de custos realizada, bem como as principais características dos três grandes grupos de materiais utilizados.

Figura 31 - Gráfico comparativo de custos dos materiais de revestimento.



Fonte: SOARES (2014).

Quadro 8 - Análise comparativa das características dos materiais.

Projetado	Rígido	Intumescente
Aplicação rápida	Boa aparência	Boa aparência
Aparência desejável	Fixação a seco	Cobertura de detalhes complexos
Aplicações externas	Espessura garantida	Sem adição de peso à estrutura
Aplicação sem preparo anterior	Aplicação sem preparo anterior	Aplicação rápida
Cobertura de detalhes complexos	Lento para fixação	Custo elevado
Baixo custo	Dificuldade em detalhes	Sensível ao clima

Fonte: SOARES (2014).

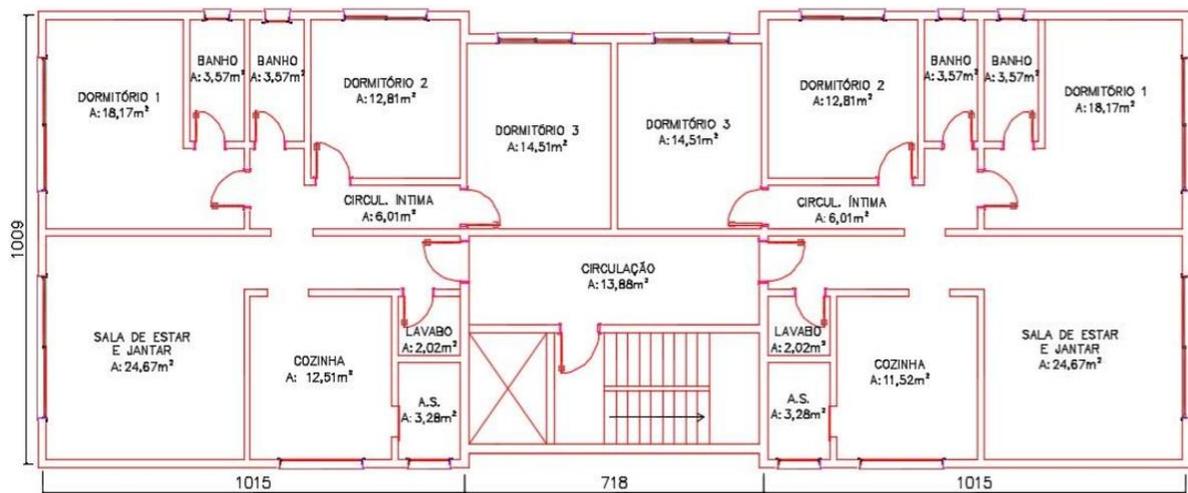
4. ESTUDO DE CASO

Neste capítulo será realizada a verificação em situação de incêndio do pavimento misto aço – concreto dimensionado, à temperatura ambiente, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, por utilizado por Oliveira (2018). A seguir, serão abordados os aspectos arquitetônicos, lançamento estrutural, escolha dos materiais, bem como as ações consideradas na estrutura para a verificação em situação de incêndio.

4.1 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Para o estudo de caso, utilizou-se um pavimento tipo de um edifício residencial multifamiliar em sistema misto. O edifício é constituído de 12 pavimentos, sendo 9 pavimentos tipo, térreo e dois pavimentos de garagem. Cada pavimento possui 2 apartamentos por andar, totalizando 18 apartamentos com uma área de 278,90m² por pavimento. A ambientação do pavimento tipo está apresentada na Figura 32.

Figura 32 - Planta baixa do pavimento tipo.



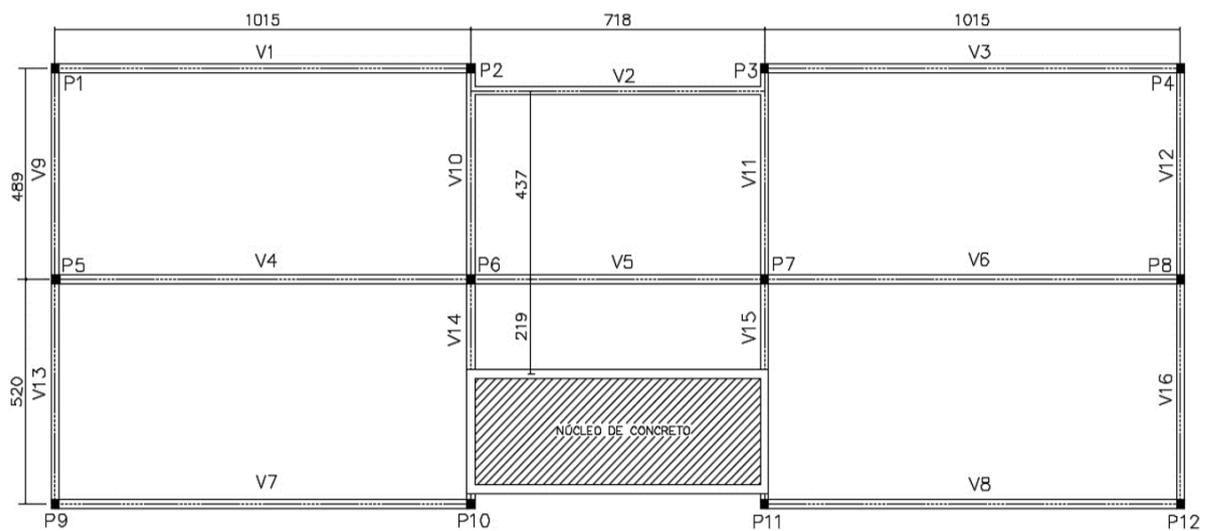
Fonte: OLIVEIRA (2018).

A estrutura é formada por um núcleo rígido em concreto armado, visto que viabiliza o uso exclusivo de ligações flexíveis, para construção mais rápida e eficiente (CARINI, 2014). Além de funcionar, segundo Oliveira (2018), como contraventamento e proteção dos espaços de circulação vertical em caso de incêndio.

4.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

Para o lançamento da estrutura, definiu-se as posições desejáveis das vigas e dos pilares principais respeitando a disposição das paredes, conforme ilustra a Figura 34, visando uma melhor distribuição de área e cargas.

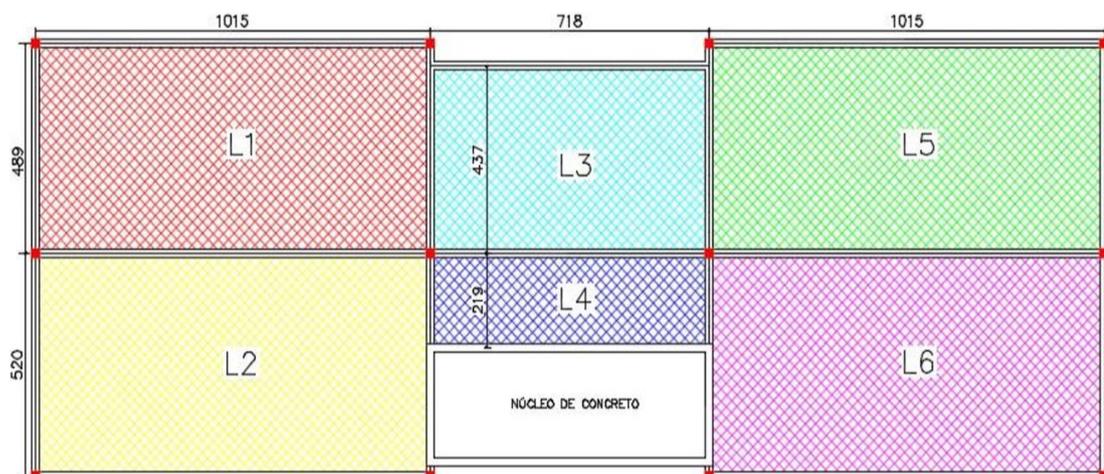
Figura 34 - Lançamento dos pilares e vigas principais do pavimento tipo.



Fonte: OLIVEIRA (2018).

Observou-se que o maior vão obtido foi de 10,15 metros, respeitando o intervalo de 6 a 12 metros, considerado como uma faixa econômica para as construções em aço. Visto isso, definiu-se a disposição de lajes do pavimento tipo, mostrado na Figura 35.

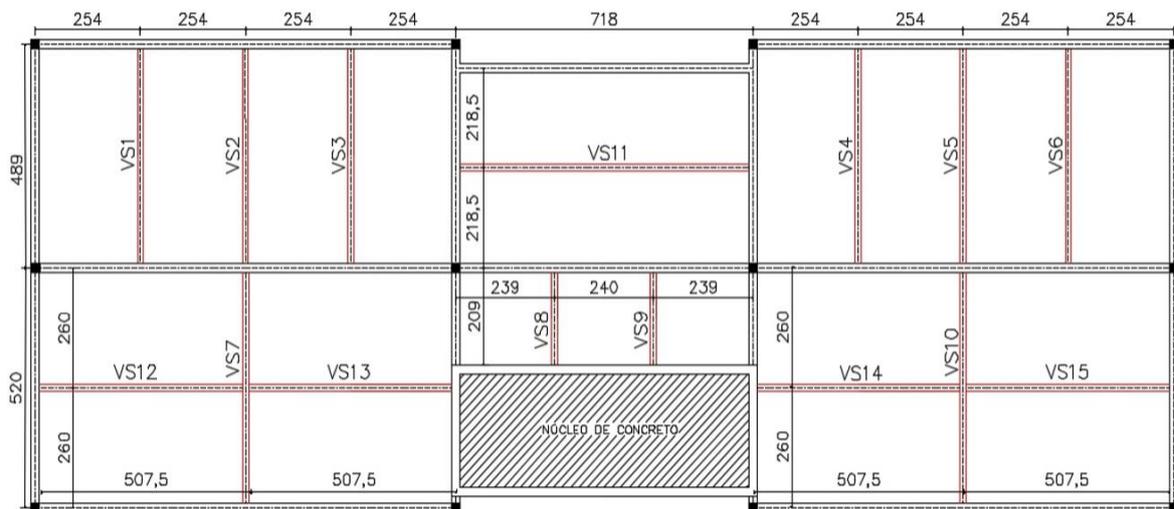
Figura 35 - Disposição das lajes do pavimento tipo.



Fonte: OLIVEIRA (2018).

Para a viabilização do uso de lajes mistas sem escoramento foi verificado, no catálogo dos fornecedores das fôrmas, os vãos máximos previstos. Assim, definiu-se que os vãos utilizados ficariam no intervalo de 2,185 a 2,60 metros, definindo a posição das vigas secundárias, conforme a Figura 36.

Figura 36 - Lançamento das vigas secundárias no pavimento tipo.



Fonte: OLIVEIRA (2018).

Determinou-se que os apoios das lajes seriam em apenas duas extremidades, perpendiculares às nervuras, de forma a obter-se um melhor aproveitamento da maior inércia dos elementos. As lajes foram consideradas como contínuas e vigas biapoiadas, ambas trabalhando sob interação completa.

Após essas definições, Oliveira (2018) realizou o dimensionamento de lajes e vigas mistas do pavimento tipo em temperatura ambiente de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, cujos resultados da capacidade resistente serão apresentados no Anexo B deste trabalho.

4.3 AÇÕES E COMBINAÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Neste item serão apresentadas as ações utilizadas para o dimensionamento do pavimento tipo em situação de incêndio, conforme a ABNT NBR 14323:2013.

4.3.1 Ações permanentes

As cargas permanentes consideradas para as lajes mistas foram:

- a) Peso próprio: fornecido nos catálogos dos fabricantes das fôrmas *steel deck*;
- b) Camada de regularização e piso cerâmico: foi previsto uma camada de 5,00 cm de argamassa de 21,00 kN/m³ e um piso de 0,50 kN/m², totalizando uma carga de 1,55 kN/m²;
- c) Forro: foi previsto um forro de gesso de 1,50 cm, gerando uma carga de 0,29 kN/m²;
- d) Paredes internas em *drywall*: foi considerado um carregamento de 1,00 kN/m² em todas as lajes, exceto na L4, que abrange a área de circulação entre os apartamentos.

As cargas permanentes consideradas para as vigas mistas foram:

- a) Peso próprio: fornecido nos catálogos dos fabricantes dos fabricantes dos perfis;
- b) Paredes externas e parede de circulação em Bloco de Concreto Celular Autoclavado: foi previsto um bloco de 14,00 centímetros, gerando uma carga de 2,50 k/m;
- c) Contribuição das lajes.

4.3.2 Ações variáveis

As cargas variáveis consideradas no pavimento tipo foram:

- a) Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro: 1,50 kN/m²
- b) Área de serviço e lavanderia: 2,00 kN/m²
- c) Corredor com acesso ao público: 3,00 kN/m²

Vale ressaltar que neste trabalho não foram consideradas as ações oriundas da força do vento, pois trata-se do dimensionamento isolado de um pavimento misto aço – concreto.

4.3.3 Esforços solicitantes

Como trata-se de uma combinação excepcional em locais sem predominância de pesos e equipamentos fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas, a combinação a ser utilizada é:

$$F_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exec} + 0,21 \cdot F_{Q,k}$$

Os valores de γ_{gi} podem ser obtidos pelo Quadro 3.

- **Lajes mistas**

O Quadro 9 apresenta as ações atuantes, em situação de incêndio, nas lajes mistas.

Quadro 9 - Combinações e ações atuantes nas lajes em situação de incêndio.

Esforços Solicitantes							
Lajes	Carregamentos (kN/m ²)			Coeficientes			Fd (kN/m ²)
	Permanentes		Variável	Permanente		Variável	
	Peso Próprio	Elementos		Peso Próprio	Elementos		
L1	2,55	2,84	1,50	1,10	1,20	1,00	6,528
L2	2,55	2,84	2,00	1,10	1,20	1,00	6,633
L3	2,52	2,84	1,50	1,10	1,20	1,00	6,495
L4	2,55	1,84	3,00	1,10	1,20	1,00	5,643
L5	2,55	2,84	1,50	1,10	1,20	1,00	6,528
L6	2,55	2,84	2,00	1,10	1,20	1,00	6,633

Devido ao fato das lajes L2 e L6 serem as mais carregadas, os cálculos explicitados, a seguir, se referem a estas. O resultado da verificação das demais lajes será apresentado no Apêndice B deste trabalho.

- **Vigas mistas**

Os Quadros 10 e 11 apresentam as ações atuantes, em situação de incêndio, nas vigas mistas principais e secundárias, respectivamente.

Quadro 10 - Ações nominais nas vigas principais.

Vigas Principais	Vão (m)	Perfil	Parede (kN/m)	Pp Perfil (kN/m)	PP Laje (kN/m ²)	PP Elementos (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Área Influência Lajes (m ²)	Permante (kN/m)		Variável (kN/m)	Total (kN/m)	Combinação Incêndio (kN/m)
									Laje	Elementos			
VP1	10,2	W610	2,5	1,13	2,55	2,84	1,50	-	1,13	2,5	-	3,63	4,243
VP2	7,18	W460	2,5	0,6	2,52	2,84	1,50	7,84	3,35	5,60	1,64	10,59	10,76
VP3	10,2	W610	2,5	1,13	2,55	2,84	1,50	-	1,13	2,5	-	3,63	4,243
VP4	10,2	W610	-	1,13	2,55	2,84	2,00	13,20	4,45	3,69	2,60	10,74	9,87
VP5	7,18	W460	2,5	0,6	2,52	1,84	3,00	7,84	3,35	4,51	3,28	11,14	9,79
VP6	10,2	W610	-	1,13	2,55	2,84	2,00	13,20	4,45	3,69	2,60	10,74	9,87
VP7	10,2	W610	2,5	1,13	2,55	2,84	2,00	13,20	4,45	6,19	2,60	13,24	12,87
VP8	10,2	W610	2,5	1,13	2,55	2,84	2,00	13,20	4,45	6,19	2,60	13,24	12,87
VP9	4,89	W360	2,5	0,39	2,55	2,84	1,50	6,21	3,63	6,11	1,91	11,64	11,72
VP10	4,89	W460	-	0,6	2,52	2,84	1,50	6,21	3,80	3,61	1,91	9,31	8,91
VP11	4,89	W460	-	0,6	2,52	2,84	1,50	6,21	3,80	3,61	1,91	9,31	8,91
VP12	4,89	W360	2,5	0,39	2,55	2,84	1,50	6,21	3,63	6,11	1,91	11,64	11,72
VP13	5,2	W360	2,5	0,39	2,55	2,84	2,00	-	0,39	2,5	-	2,89	3,429
VP14	2,09	W250	2,5	0,223	2,55	1,84	3,00	2,50	3,27	4,70	3,59	11,55	9,99
VP15	2,09	W250	2,5	0,223	2,55	1,84	3,00	2,50	3,27	4,70	3,59	11,55	9,99
VP16	5,2	W360	2,5	0,39	2,55	2,84	2,00	-	0,39	2,5	-	0,39	3,429

Quadro 11 - Ações nominais nas vigas secundárias.

Vigas Secundárias	Vão (m)	Perfil	PP Perfil (kN/m)	PP Laje (kN/m ²)	PP Elementos (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Área Influência Lajes (m ²)	Permante (kN/m)		Variável (kN/m)	Total (kN/m)	Combinação Incêndio (kN/m)
								Laje	Elementos			
VS1	4,89	W250	0,223	2,55	2,84	1,5	12,42	6,70	7,21	3,81	17,72	16,83
VS2	4,89	W250	0,223	2,55	2,84	1,5	12,42	6,70	7,21	3,81	17,72	16,83
VS3	4,89	W250	0,223	2,55	2,84	1,5	12,42	6,70	7,21	3,81	17,72	16,83
VS4	4,89	W250	0,223	2,55	2,84	1,5	12,42	6,70	7,21	3,81	17,72	16,83
VS5	4,89	W250	0,223	2,55	2,84	1,5	12,42	6,70	7,21	3,81	17,72	16,83
VS6	4,89	W250	0,223	2,55	2,84	1,5	12,42	6,70	7,21	3,81	17,72	16,83
VS7	5,2	W360	0,39	-	-	-	-	0,39	-	-	0,39	0,43
VS8	2,09	W150	0,18	2,55	1,84	3	5,00	6,28	4,40	7,18	17,86	13,70
VS9	2,09	W150	0,18	2,55	1,84	3	5,00	6,28	4,40	7,18	17,86	13,70
VS10	5,2	W250	0,223	-	-	-	-	0,22	-	-	0,22	0,25
VS11	7,18	W360	0,39	2,52	2,84	1,5	15,69	5,90	6,21	3,28	15,38	14,62
VS12	5,075	W250	0,223	2,55	2,84	2	13,20	6,86	7,39	5,20	19,44	17,50
VS13	5,075	W250	0,223	2,55	2,84	2	13,20	6,86	7,39	5,20	19,44	17,50
VS14	5,075	W250	0,223	2,55	2,84	2	13,20	6,86	7,39	5,20	19,44	17,50
VS15	5,075	W310	0,238	2,55	2,84	2	13,20	6,87	7,39	5,20	19,46	17,51

Com isso, através da utilização do programa Ftool, define-se a força cortante máxima e o momento máximo que as vigas estarão submetidas durante a situação de incêndio, de acordo com os Quadros 12 e 13.

Quadro 12 - Cortante e momento máximos atuantes nas vigas principais.

Vigas Principais	Combinação Incêndio (kN/m)	CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOMENTO MÁXIMO (kN/m)
VP1	4,24	84,7	268,9
VP2	10,76	38,7	69,7
VP3	4,24	84,7	268,9
VP4	9,87	146,9	511,9
VP5	9,79	63,9	131,9
VP6	9,87	146,7	510,9
VP7	12,87	99,2	338
VP8	12,87	99	336,8
VP9	11,72	28,6	34,9
VP10	8,91	45,7	78,6
VP11	8,91	46,7	79,6
VP12	11,72	28,6	34,9
VP13	3,43	31,3	69,3
VP14	9,99	10,4	5,5
VP15	9,99	10,4	5,5
VP16	3,43	31,3	69,3

Quadro 13 - Cortante e momento máximos atuantes nas vigas secundárias.

Vigas Secundárias	Combinação Incêndio (kN/m)	CORTANTE MÁXIMO (kN)	MOMENTO MÁXIMO (kN/m)
VS1	16,83	41,2	50,5
VS2	16,83	41,2	50,5
VS3	16,83	41,2	50,5
VS4	16,83	41,2	50,5
VS5	16,83	41,2	50,5
VS6	16,83	41,2	50,5
VS7	0,43	67,7	174,9
VS8	13,70	28,8	30,2
VS9	13,70	28,8	30,2
VS10	0,25	67,2	174,3
VS11	14,62	52,5	94,2
VS12	17,50	44,4	56,3
VS13	17,50	88,9	225,8
VS14	17,50	88,9	225,8
VS15	17,51	44,4	56,3

Visto que a VP4 é a mais solicitada durante o evento, o dimensionamento, neste texto, será realizado em função desta. Os resultados das verificações das demais vigas serão apresentados no Apêndice B.

5 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

5.1 LAJES MISTAS

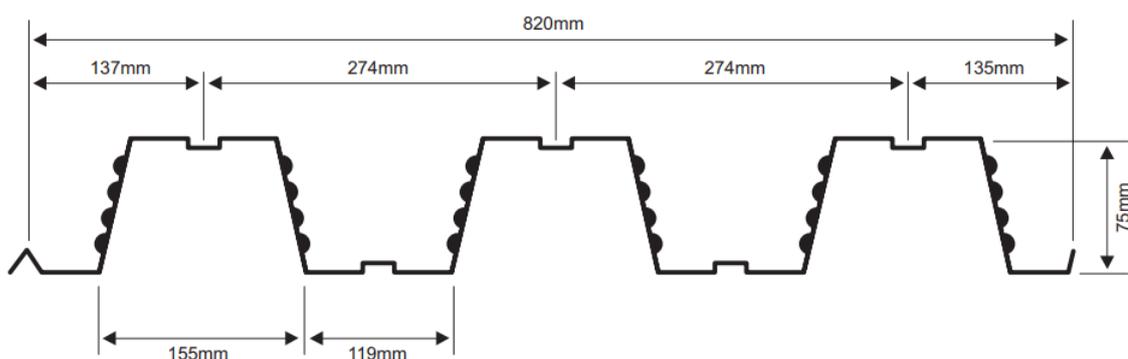
A fim de ilustrar a aplicação da ABNT NBR 14323:2013, nesse item será realizada a verificação de lajes mistas sem revestimento contra fogo que compõem o pavimento misto do edifício exemplo em situação de incêndio. Foi prevista, através do dimensionamento à temperatura ambiente, realizado por Oliveira (2018), uma armadura de fissuração de tela eletrossoldada da série Q-75, com $\phi 3,8 \times \phi 3,8$ mm e espaçamento de 150x150 mm, além de uma armadura negativa, com $\phi 8,0$ mm, espaçada a cada 60 cm. Além disso, foi considerada, em situação de incêndio, armadura positiva composta de uma barra com $\phi 8,0$ mm dentro de cada nervura.

Foi utilizada a fôrma da marca Metform da série MF-75 com espessuras iguais a 0,95 mm, na laje 3, e 1,25 mm nas demais lajes, e 140 mm de espessura total. Os detalhes da fôrma e da laje são apresentados nas Figura 37 e no Quadro 14.

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é definido a partir da Tabela 12, apresentada no Anexo A deste texto, regulamentada pela IT 08/2019 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo. Para a edificação em estudo, cuja a altura total é de 38 m e pertencente ao grupo A-2 (residencial de habitação multifamiliar), seus elementos devem possuir um TRRF mínimo de 120 minutos.

Todas as equações utilizadas foram apresentadas no capítulo 3 deste trabalho.

Figura 37 - Geometria escolhida para a fôrma da série MF – 75.



Fonte: Catálogo da marca Metform, 2018.

Quadro 14 - Características da laje mista.

$\mu f1$	45 mm	b1	155 mm	t_c	65 mm
$\mu f2$	84 mm	b2	115 mm	h_f	75 mm
$\mu f3$	30 mm	bb	119 mm		

Fonte: Adaptado de catálogo da marca Metform, 2018.

5.1.1 Isolamento e Estanqueidade

Segundo a ABNT NBR 14323:2013, o critério de estanqueidade é atendido pela presença da fôrma de aço incorporada ao concreto. Para que seja atendido o critério de isolamento térmico, é necessário calcular a espessura efetiva da laje (h_{ef}). Sendo para uma relação de $h_f/t_c < 1,5$ e $t_c > 40$ mm, utiliza-se a equação:

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_f}{2} \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right) = 65 + \frac{75}{2} \cdot \frac{(155 + 119)}{(155 + 115)} = 103 \text{ mm}$$

Através do Quadro 14, fixado o valor de TRRF de 120 minutos e sendo previsto, pela ABNT NBR 15200:2012, um revestimento de 65 mm de cimento e areia sobre a laje, a espessura total calculada atende ao critério.

5.1.2 Determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo

Para a determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo é necessário determinar a força de tração proporcionada pela armadura positiva. Para isso, determina-se a temperatura atingida pela armadura positiva presente no interior da nervura. Devendo ser conhecido os seguintes parâmetros:

- Relação entre a área da seção transversal de concreto dentro da nervura e a superfície da nervura:

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_f \left(\frac{b_1 + b_b}{2} \right)}{b_b + 2 \sqrt{h_f^2 + \left(\frac{b_1 - b_b}{2} \right)^2}} = \frac{75 \left(\frac{155 + 119}{2} \right)}{119 + 2 \sqrt{75^2 + \left(\frac{155 - 119}{2} \right)^2}} = 37,6$$

- Ângulo entre a alma da fôrma e o eixo horizontal:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2 \cdot h_f}{b_1 - b_b}\right) = \arctan\left(\frac{2 \cdot 75}{155 - 119}\right) = 76,5^\circ$$

- Fator de posição da armadura:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{\mu_{f1}}} + \frac{1}{\sqrt{\mu_{f2}}} + \frac{1}{\sqrt{\mu_{f3}}} = \frac{1}{\sqrt{45}} + \frac{1}{\sqrt{84}} + \frac{1}{\sqrt{30}} = 0,441$$

Logo, obtendo o fator de posição da armadura igual a $z = 2,269$.

Sendo os parâmetros μ_{f1} , μ_{f2} , μ_{f3} as menores distâncias do eixo da barra da armadura em relação à forma de aço, conforme a Figura 21.

Com isso, pode-se definir a temperatura atingida pela armadura positiva no interior da nervura através da expressão:

$$\begin{aligned} \theta_s &= c_0 + c_1 \frac{\mu_{f3}}{h_f} + c_2 \cdot z + c_3 \cdot \frac{A}{L_r} + c_4 \cdot \alpha + \frac{c_5}{b_2} \\ &= 1387 + (-238) \frac{30}{75} + (-227) \cdot 2,269 + (-4,79) \cdot 37,6 + (1,68) \cdot 76,5 + \frac{(-1326)}{115} = 713,65 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Através do Quadro 4, define-se o valor do fator de redução da resistência ao escoamento do aço da armadura ($k_{s,\theta}$). Valor dado por 0,22, visto ser aço CA-50.

Para a determinação de $M_{fi,Rd}^+$, a fôrma de aço não é considerada no dimensionamento, já que atingirá elevadas temperaturas e o fator de redução da resistência ao escoamento será próximo de zero. Será considerada uma armadura positiva com ϕ 8,0 mm dentro de cada nervura ($A_s^+ = 182,5 \text{ mm}^2$, CA50).

$$N_s^+ = A_s^+ \cdot f_y \cdot k_{s,\theta} = 182,5 \cdot 500 \cdot 0,22 = 20075 \text{ N}$$

$$b_f = b_1 + b_b = 155 + 119 = 274 \text{ mm}$$

$$y_f^+ = \frac{N_s^+}{f_{cd} \cdot b_f} = \frac{20075}{\frac{30}{1,0} \cdot 274} = 2,44 \text{ mm}$$

$$d = h - d' - y_f^+ = 140 - 30 - 2,44 = 107,56 \text{ mm}$$

$$M_{fi,Rd}^+ = N_s^+ \left(d - \frac{y_f^+}{2} \right) = 20075 \left(107,56 - \frac{2,44}{2} \right) = 2,13 \text{ kNm}$$

5.1.3 Determinação do momento fletor negativo resistente de cálculo

Para a determinação de $M_{fi,Rd}^-$, é utilizada a seção transversal reduzida, desprezando-se a parte da seção com temperatura superior à temperatura limite (θ_{lim}). Serão considerados ϕ 8,0 mm espaçados a cada 60 cm ($A_s^- = 82,5 \text{ mm}^2/\text{m}$, CA50) além da contribuição da armadura de fissuração de tela soldada da série Q-75 Φ 3,8 x Φ 3,8 mm de diâmetro e 150 x 150 mm de espaçamento ($A_s^- = 29,5 \text{ mm}^2/\text{m}$, CA60).

$$N_s^- = A_s^- \cdot f_y = (82,5 \cdot 500) + (29,5 \cdot 600) = 58950 \text{ N}$$

Para a determinação da temperatura limite é necessário conhecer o fator de visada da mesa superior, através da regra de Hottel:

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{\sqrt{h_f^2 + \left(b_2 + \left(\frac{b_1 - b_b}{2}\right)\right)^2} - \sqrt{h_f^2 + \left(\frac{b_1 - b_b}{2}\right)^2}}{b_2} \\ &= \frac{\sqrt{75^2 + \left(115 + \frac{155 - 119}{2}\right)^2} - \sqrt{75^2 + \left(\frac{155 - 119}{2}\right)^2}}{115} = 0,66 \end{aligned}$$

Com isso, determina-se a temperatura limite:

$$\begin{aligned} \theta_{lim} &= d_0 + d_1 \cdot N_s^- + d_2 \cdot \frac{A}{L_r} + d_3 \cdot \phi + d_4 \cdot \frac{1}{b_2} \\ &= 1144 + (-0,00022 \cdot 58950) + (-9,71) \cdot 37,6 + (-166) \cdot 0,66 + (-2155) \cdot \frac{1}{115} = 638^\circ\text{C} \end{aligned}$$

A isoterma para a temperatura limite pode ser obtida através da determinação das coordenadas dos quatro pontos característicos. O parâmetro Z_0 pode ser obtido através da Equação 3.7, substituindo $\theta_s = \theta_{lim}$ e $\frac{u_{r3}}{h_f} = 0,75$. Obtendo - se o valor de $Z_0 = 2,226$.

Ponto 1:

$$\begin{aligned} x_1 &= 0 \\ y_1 &= \frac{1}{\left(\frac{1}{Z_0} - \frac{4}{\sqrt{b_1 + b_2}}\right)^2} = \frac{1}{\left(\frac{1}{2,226} - \frac{4}{\sqrt{155 + 115}}\right)^2} = 23,61 \end{aligned}$$

Ponto 2:

$$x_2 = \frac{b_b}{2} + y_1 \left(\frac{\cos \alpha - 1}{\sin \alpha} \right) = \frac{119}{2} + 23,61 \left(\frac{\cos 76,5 - 1}{\sin 76,5} \right) = 45$$

$$y_2 = y_1 = 23,61$$

Ponto 3:

$$x_3 = \frac{b_1}{2} - \frac{b}{\sin \alpha} = \frac{155}{2} - \frac{20,1}{\sin 76,5} = 56,8$$

$$y_3 = h_f = 75$$

Ponto 4:

$$x_4 = \frac{b_1}{2} + \frac{b_2}{2} = \frac{155}{2} + \frac{115}{2} = 135$$

$$y_4 = h_f + b = 75 + 20,1 = 95,1$$

Sendo:

$$b = \frac{b_1}{2} \sin \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a} \right)$$

$$= \frac{155}{2} \cdot \sin 76,5 \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{14,4^2 - 4 \cdot 14,4 + (-38,2)}}{14,4} \right) = 20,1$$

$$a = b_1 \sin \alpha \left(\frac{1}{z_0} - \frac{1}{\sqrt{h_f}} \right)^2 = 155 \cdot \sin 76,5 \cdot \left(\frac{1}{2,354} - \frac{1}{\sqrt{75}} \right)^2 = 14,4$$

$$c = -8 (1 + \sqrt{1 + a}) = -8 (1 + \sqrt{1 + 14,4}) = -39,4$$

Conhecida a isoterma limite, determina-se y_f através do equilíbrio de forças N_s^- . Com isso, é possível determinar o momento fletor negativo resistente de cálculo ($M_{fi,Rd}^-$):

$$M_{fi,Rd}^- = N_s^- \cdot y_f = 58950 \cdot 91,85 = 5,41 \text{ kNm}$$

5.1.4 Verificação de segurança

A condição de segurança a ser satisfeita pela laje, com armadura negativa nos dois apoios bem como a armadura de retração, observando-se os modos de colapso da Tabela 6 (capítulo 3 - página 41), pode ser descrita por:

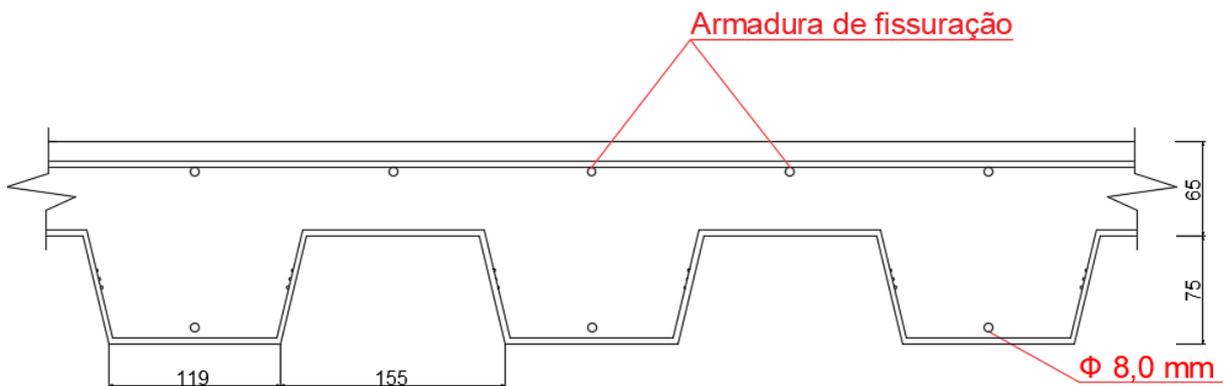
$$q_{fi,Sd} \leq \frac{8(M_{fi,Rd}^+ + M_{fi,Rd}^-)}{L^2} \quad (4.1)$$

Com vão entre vigas de $L = 2,60$ m, determina-se o valor da força resistente $q_{fi,Rd}$, em situação de incêndio que deve ser maior que o valor de $q_{fi,Sd} = 6,63$ kN/m².

$$q_{fi,Rd} = \frac{8 (2,13 + 5,41)}{2,6^2} = 8,93 \text{ kN/m}^2$$

Dessa forma, conclui-se que a segurança da laje do piso, utilizando-se as mesmas características consideradas à temperatura ambiente, é verificada para a situação de incêndio com base no método simplificado recomendado pela ABNT NBR 14323:2013. Portanto o detalhamento e as dimensões da laje escolhida são representados pela Figura 38.

Figura 38 - Detalhamento e dimensões adotadas para a laje mista.

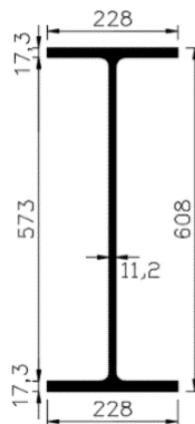


5.2 VIGAS MISTAS

Neste item, será realizada a verificação da viga mista VP4 que compõe o pavimento tipo do edifício exemplo em situação de incêndio, de acordo com a ABNT NBR 14323:2013.

Foi utilizado o perfil (W610 x 113,0), cujos os detalhes são apresentados na Figura 39 e Quadro 15.

Figura 39 - Dimensões e propriedades do perfil de aço (W610x113).



Fonte: Catálogo da marca GERDAU, de acordo com Oliveira (2018).

Quadro 15 - Dimensões e propriedades do perfil de aço (W610x113).

A	145,3 cm ²	bfs	228 mm	bfi	228 mm
d	608 mm	tfs	17,3 mm	tfi	17,3 mm
d'	541 cm	hw	573,4 mm		
Ia	88196 cm ⁴	tw	11,2 mm		

Fonte: adaptado de catálogo da marca GERDAU.

5.2.1 Determinação da temperatura dos elementos estruturais

Para a determinação da temperatura do aço, levando em consideração, segundo a ABNT NBR 14323:2013, que a temperatura em vigas mistas com perfil sem revestimento de proteção contra o fogo não possui distribuição uniforme, é necessário determinar o fator de massividade das três partes componentes da seção: mesa superior, alma e mesa inferior.

- Mesa superior:

$$\frac{\mu}{A_g} = \frac{b_{fs} + 2t_{fs}}{b_{fs} \cdot t_{fs}} = \frac{22,8 + 2 \cdot 1,73}{22,8 \cdot 1,73} = 0,67 \text{ cm}^{-1} = 67 \text{ m}^{-1}$$

- Alma:

$$\frac{\mu}{A_g} = \frac{2h_w}{t_w} = \frac{2 \cdot 57,34}{1,12} = 102,39 \text{ cm}^{-1} = 10239 \text{ m}^{-1}$$

-Mesa Inferior:

$$\frac{\mu}{A_g} = \frac{2(b_{fi} + t_{fi})}{b_{fi} \cdot t_{fi}} = \frac{2(22,8 + 1,73)}{22,8 \cdot 1,73} = 1,24 \text{ cm}^{-1} = 124,38 \text{ m}^{-1}$$

Com isso, é possível determinar a temperatura atingida pelos elementos de aço através Quadro 20, no Apêndice A, em função do fator de massividade e TRRF. Realizando as interpolações necessárias, obtiveram-se os valores de 1044 °C na mesa superior, 1048 °C na alma e 1046 °C na mesa inferior.

Com fins de dimensionamento, considerou-se a temperatura de 1048 °C para todo o perfil de aço, por ser considerada a maior temperatura atingida pelas suas partes. Para a laje mista, com altura total de 14 cm e TRRF de 120 minutos, através da Tabela 5, foi considerada uma temperatura de 372 °C.

5.2.2 Verificação da viga mista à flexão

A partir dos Quadros 5 e 6, são definidos os valores dos coeficientes de redução, para temperatura de 1048 °C, para os elementos de aço e concreto, respectivamente:

$$k_{y,\theta} = 0,03$$

$$k_{c,\theta} = 0,7783$$

Com isso é possível obter a nova posição da linha neutra plástica (LNP) para a situação de incêndio:

$$0,85 \cdot (f_{cd} \cdot k_{c,\theta}) \cdot b_e \cdot t_c = 0,85 \left(\frac{3,0}{1,0} \cdot 0,7783 \right) \cdot 253,74 \cdot 6,5 = 3273,33 \text{ kN}$$

$$A \cdot (f_{yd} \cdot k_{y,\theta}) = 145,3 \cdot \left(\frac{34,5}{1,0} \cdot 0,03 \right) = 150,39 \text{ kN}$$

Portanto, a LNP encontra-se na laje.

Do equilíbrio das forças resultantes:

$$C_{cd} = T_{ad} = 150,39 \text{ kN}$$

Da igualdade das resultantes C_{cd} e T_{ad} , determina-se a espessura comprimida da laje:

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85(f_{cd} \cdot k_{c,\theta}) \cdot b_e} = \frac{150,39}{0,85 \left(\frac{3,0}{1,0} \cdot 0,7783 \right) \cdot 253,74} = 0,3 \text{ cm} = 0,0026 \text{ m}$$

Assim, a partir do binário de forças é possível obter o momento fletor resistente de cálculo:

$$M_{fi,Rd} = T_{ad} \left(d_1 + t_c - \frac{a}{2} \right) = 150,39 \left(30,4 + 6,5 - \frac{0,3}{2} \right) = 5530 \text{ kNcm} = 55,3 \text{ kNm}$$

O momento fletor resistente de cálculo então, é igual a 55,30 kNm. Portanto, como o momento fletor solicitante de cálculo é igual a 511,9 kNm, a verificação $M_{fi,Rd} > M_{fi,Sd}$ não foi atendida.

5.2.3 Verificação dos conectores de cisalhamento

Para o dimensionamento dos conectores de cisalhamento, deve-se considerar o coeficiente de ponderação de resistência igual à 1,0 e minorar as resistências do aço do conector e do concreto da laje. Para isso, deve-se considerar que a temperatura do aço do conector atingirá 80% da temperatura da mesa superior do perfil de aço e com isso obter o novo fator de redução ao escoamento ($k_{y,\theta}$). Para o concreto, considera-se que a temperatura atingirá 40% da temperatura da mesa superior do perfil, gerando um novo fator de redução ($k_{c,\theta}$).

Assim, as temperaturas atingidas pelo aço do conector e do concreto, são respectivamente iguais à 836 °C e 418 °C, o que leva aos seguintes fatores de redução:

$$k_{y,\theta} = 0,092$$

$$k_{c,\theta} = 0,72$$

Foram considerados conectores do tipo pino com cabeça de diâmetro igual a 19 mm, posicionados em apenas uma linha longitudinal. A área de cada conector (A_{cs}) é de 2,835 cm². A força cisalhante horizontal em situação de incêndio ($F_{fi,hd}$), é igual a 50,14 kN. A força resistente de cálculo de um conector é dada pelo menor valor entre:

$$Q_{fi,Rd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot k_{c,\theta}) \cdot (E_{cs} \cdot k_{c,\theta})}}{\gamma_{cs}}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \frac{2,835 \cdot \sqrt{(3 \cdot 0,72) \cdot (2610 \cdot 0,72)}}{1,0} = 90,31 \text{ kN}$$

Ou

$$Q_{fi,Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot (0,8 \cdot f_{ucs} \cdot k_{y,\theta})}{\gamma_{cs}}$$

$$= \frac{1,0 \cdot 0,75 \cdot 2,835 \cdot (0,8 \cdot 41,5 \cdot 0,092)}{1,0} = 6,5 \text{ kN}$$

Portanto, adota-se o valor de 6,5 kN para a força resistente de cálculo de cada conector. Assim, pode ser determinado o número de conectores para que seja mantida a interação completa entre os materiais durante o incêndio:

$$n \geq \frac{F_{fi,hd}}{Q_{fi,Rd}} \geq \frac{150,39}{6,5} \geq 23,14$$

Então, os 43 conectores adotados no dimensionamento à temperatura ambiente são considerados suficientes para garantir a manutenção da interação completa durante uma situação de incêndio.

5.2.4 Verificação da viga mista à força cortante

Para a verificação da força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio, deve-se utilizar o fator de minoração do módulo de elasticidade do aço ($k_{E,\theta}$),

além do coeficiente de ponderação unitário. Os fatores de redução devem ser determinados a partir da maior temperatura na qual a seção estará exposta, sendo, neste caso, 1048 °C.

$$k_{y,\theta} = 0,03$$

$$k_{\sigma,\theta} = 0,025$$

$$k_{E,\theta} = 0,03375$$

Ainda, é necessário classificar a seção, a partir das equações:

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{573,4}{11,2} = 51,2$$

$$\begin{aligned} \lambda_{p,fi} &= 0,85 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_V \cdot (E_a \cdot k_{E,\theta})}{(f_y \cdot k_{y,\theta})}} \\ &= 0,85 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{\frac{5,0 \cdot (20000 \cdot 0,03375)}{(34,5 \cdot 0,03)}} = 53,4 \end{aligned}$$

Como $\lambda < \lambda_{p,fi}$, a seção é classificada como compacta. Dessa forma, determina-se a força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio:

$$A_w = d \cdot t_w = 60,8 \cdot 1,12 = 68,1 \text{ cm}^2$$

$$V_{fi,Rd} = \frac{0,6 \cdot A_w \cdot (f_y \cdot k_{y,\theta})}{\gamma_{a1}} = \frac{0,6 \cdot 68,1 \cdot (34,5 \cdot 0,03)}{1,0} = 42,3 \text{ kN}$$

A força cortante resistente de cálculo então, é 42,3 kN. Portanto, como a força cortante solicitante de cálculo é igual a 146,9 kN, a verificação $V_{fi,Rd} > V_{fi,Sd}$ não foi atendida.

5.2.5 Verificação da laje ao cisalhamento

Como mencionado anteriormente, a laje mista está sob temperatura de 371°C, gerando um fator de redução igual a

$$k_{c,\theta} = 0,7783$$

O fluxo cisalhante solicitante de projeto pode ser determinado por:

$$A_{blc} = t_c \cdot \frac{b_f}{2} = 6,5 \cdot \frac{22,8}{2} = 74,1 \text{ cm}^2$$

$$V_{fi,Sd} = \frac{\sum Q_{fi,Rd} \cdot \frac{b_{e1}}{b_{e1} + b_{e2}} - 0,85 \cdot \frac{(f_{ck} \cdot k_{c,\theta})}{\gamma_c} \cdot A_{blc}}{L_m}$$

$$= \frac{43 \cdot 6,5 \cdot 0,7 - 0,85 \cdot \frac{(3,0 \cdot 0,7783)}{1,0} \cdot 74,1}{\frac{1015}{2}} = 0,096 \text{ kN/cm}$$

Para a verificação, é necessário calcular o fluxo cisalhante resistente de projeto:

$$V_{fi,Rd} = 0,6 \cdot A_{cv} \cdot \frac{0,21 \cdot (f_{ck} \cdot k_{c,\theta})^{2/3}}{\gamma_c} + 0,02 \cdot \frac{(f_{ys} \cdot k_{y,\theta})}{\gamma_s} < 0,2 \cdot A_{cv} \cdot \frac{(f_{ck} \cdot k_{c,\theta})}{\gamma_c}$$

$$= 0,6 \cdot 10 \cdot \frac{0,21(3,0 \cdot 0,894)^{2/3}}{1,0} + 0,02 \cdot \frac{(50 \cdot 0,03)}{1,0} < 0,2 \cdot 10 \cdot \frac{(3,0 \cdot 0,7783)}{1,0}$$

$$V_{fi,Sd} = 0,096 \text{ kN} < V_{fi,Rd} = 2,25 \text{ kN}$$

Com isso, verifica-se que a condição $V_{fi,Rd} > V_{fi,Sd}$ foi atendida.

5.3 PROTEÇÃO PASSIVA

Visto que a viga mista aço-concreto não atendeu as prescritivas estabelecidas por norma, será utilizado revestimento contrafogo no perfil metálico. Neste trabalho, foi definida a utilização de argamassa projetada. No Brasil, uma das mais utilizadas é a Monokote MK-6, que possui origem norte-americana e é representada pela Grace - SP.

O Quadro 16 apresenta a carta de cobertura da Monokote MK-6 sob temperatura crítica de 550°C, onde é possível obter a espessura mínima requerida do produto em função do TRR e do fator de massividade do perfil de aço.

Quadro 16 - Carta de cobertura para o produto Monokote MK-6, em mm, sob temperatura crítica de 550°C.

FATOR DE FORMA	TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)				
	30	60	90	120	180
30	10	10	10	10	15
40	10	10	10	13	20
50	10	10	12	16	24
60	10	10	14	18	27
70	10	11	15	21	31
80	10	12	17	23	34
90	10	13	18	25	37
100	10	14	20	26	40
110	10	15	21	28	42
120	10	16	22	30	45
130	10	16	23	31	47
140	10	17	25	33	49
150	10	18	26	34	52
160	10	18	27	36	53
170	10	19	28	37	55
180	10	19	28	38	57
190	10	20	29	39	59
200	10	20	30	40	61
210	10	21	31	41	62
220	10	21	32	42	64
230	11	22	32	43	65
240	11	22	33	44	66
250	11	23	34	45	-
260	11	23	34	46	-
270	11	23	35	47	-
280	12	24	36	48	-
290	12	24	36	49	-
300	12	24	37	49	-
310	12	25	37	50	-

Fonte: GUIMARÃES (2007).

O Quadro 17 apresenta algumas propriedades térmicas do material, fundamentais para o dimensionamento em situação de incêndio.

Quadro 17 - Propriedades térmicas do Monokote MK-6.

Calor Específico	c_m	1050 J/kg°C
Massa específica	ρ_m	240 kg/m ³
Condutividade Térmica	λ_m	0,1 Wm/°C

Fonte: Adaptado de Catálogo Grace – SP.

A seguir será apresentada a verificação em situação de incêndio da viga mista VP4 revestida.

5.3.1 Verificação dos elementos estruturais revestidos

Neste item será realizada a verificação da resistência ao fogo dos elementos estruturais componentes da VP4 com aplicação do revestimento contra o fogo Monokote MK-6. A verificação dos demais elementos em estudo serão apresentados no Apêndice A deste texto.

Definido o TRRF de 120 minutos, com o fator de massividade do perfil revestivo, define-se, a partir do Quadro 9 a espessura 50 mm. Foi prevista, então, aplicação do revestimento tipo contorno.

Utilizando-se as Equações 3.15 para determinar a temperatura de elevação dos gases e 3.13 para determinar a variação da temperatura do elemento com revestimento contra fogo chegou-se ao resultado de que as temperaturas atingidas foram: 472 °C na mesa superior, 600°C na alma e 526 °C na mesa inferior.

Para fins de dimensionamento, considerou-se a temperatura de 600°C para todo o perfil de aço, por ser considerada a maior temperatura atingida pelas suas partes. Para a laje mista, com altura total de 14 cm e TRRF de 120 minutos, foi mantida a temperatura de 371,7°C.

5.3.1.1 Verificação da viga mista à flexão

A partir dos Quadros 5 e 6, são definidos os valores dos coeficientes de redução para os elementos de aço e concreto, respectivamente:

$$k_{y,\theta} = 0,47$$

$$k_{c,\theta} = 0,7783$$

Com isso, é possível obter a nova posição da linha neutra plástica (LNP) para a situação de incêndio:

$$0,85(f_{cd} \cdot k_{c,\theta})b_e \cdot t_c = 0,85\left(\frac{3,0}{1,0} \cdot 0,7783\right) \cdot 253,74 \cdot 6,5 = 3273,33 \text{ kN}$$

$$A \cdot (f_{yd} \cdot k_{y,\theta}) = 145,3 \cdot \left(\frac{34,5}{1,0} \cdot 0,47 \right) = 2356 \text{ kN}$$

Portanto, a LNP encontra-se na laje.

Do equilíbrio das forças resultantes:

$$C_{cd} = T_{ad} = 2356 \text{ kN}$$

Da igualdade das resultantes C_{cd} e T_{ad} , determina-se a espessura comprimida da laje:

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85(f_{cd} \cdot k_{c,\theta}) \cdot b_e} = \frac{2356}{0,85 \left(\frac{3,0}{1,0} \cdot 0,7783 \right) \cdot 253,74} = 4,68 \text{ cm} = 0,0468 \text{ m}$$

Assim, a partir do binário de forças é possível obter o momento fletor resistente de cálculo:

$$M_{fi,Rd} = T_{ad} \left(d_1 + t_c - \frac{a}{2} \right) = 2356 \left(30,4 + 6,5 - \frac{4,68}{2} \right) = 821423 \text{ kNcm} = 814,23 \text{ kNm}$$

O momento fletor resistente de cálculo então é igual a 814,23 kNm. Portanto, como o momento fletor solicitante de cálculo é igual a 511,9 kNm, a verificação $M_{fi,Rd} > M_{fi,Sd}$ foi atendida.

5.3.1.2 Verificação dos conectores de cisalhamento

As temperaturas atingidas pelo aço do conector e do concreto, são respectivamente, iguais à 378 °C e 190 °C, o que leva aos seguintes fatores de redução:

$$k_{y,\theta} = 1,0$$

$$k_{c,\theta} = 0,94$$

Foram considerados conectores do tipo pino com cabeça de diâmetro igual a 19 mm, posicionados em apenas uma linha longitudinal. A área de cada conector (A_{cs}) é de 2,835 cm². A força cisalhante horizontal em situação de incêndio ($F_{fi,hd}$), é igual a 50,14 kN. A força resistente de cálculo de um conector é dada pelo menor valor entre:

$$Q_{fi,Rd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot k_{c,\theta}) \cdot (E_{cs} \cdot k_{c,\theta})}}{\gamma_{cs}}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \frac{2,835 \cdot \sqrt{(3 \cdot 0,94) \cdot (2610 \cdot 0,94)}}{1,0} = 117,92 \text{ kN}$$

Ou

$$Q_{fi,Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot (0,8 \cdot f_{ucs} \cdot k_{y,\theta})}{\gamma_{cs}}$$

$$= \frac{1,0 \cdot 0,75 \cdot 2,835 \cdot (0,8 \cdot 41,5 \cdot 1,0)}{1,0} = 70,6 \text{ kN}$$

Portanto, adota-se o valor de 70,6 kN para a força resistente de cálculo de cada conector. Assim, pode ser determinado o número de conectores para que seja mantida a interação completa entre os materiais durante o incêndio.

$$n \geq \frac{F_{fi,hd}}{Q_{fi,Rd}} \geq \frac{2356}{70,6} \geq 33,4$$

Então, os 43 conectores adotados no dimensionamento à temperatura ambiente são considerados suficientes para garantir a manutenção da interação completa durante uma situação de incêndio.

5.3.1.3 Verificação da viga mista à força cortante

Para a verificação da força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio, deve-se utilizar o fator de minoração do módulo de elasticidade do aço ($k_{E,\theta}$), além do coeficiente de ponderação unitário. Os fatores de redução devem ser determinados a partir da maior temperatura na qual a seção estará exposta, sendo, neste caso, devido a proteção passiva, de 600 °C

$$k_{y,\theta} = 0,47$$

$$k_{\sigma,\theta} = 0,3$$

$$k_{E,\theta} = 0,31$$

Dessa forma, é necessário classificar a seção, a partir das equações:

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{573,4}{11,2} = 51,2$$

$$\begin{aligned} \lambda_{p,fi} &= 0,85 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot (E_a \cdot k_{E,\theta})}{(f_y \cdot k_{y,\theta})}} \\ &= 0,85 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{\frac{5,0 \cdot (20000 \cdot 0,31)}{(34,5 \cdot 0,47)}} = 40,88 \end{aligned}$$

Como $\lambda > \lambda_{p,fi}$, a seção é classificada como semi compacta. Dessa forma, determina-se a força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio:

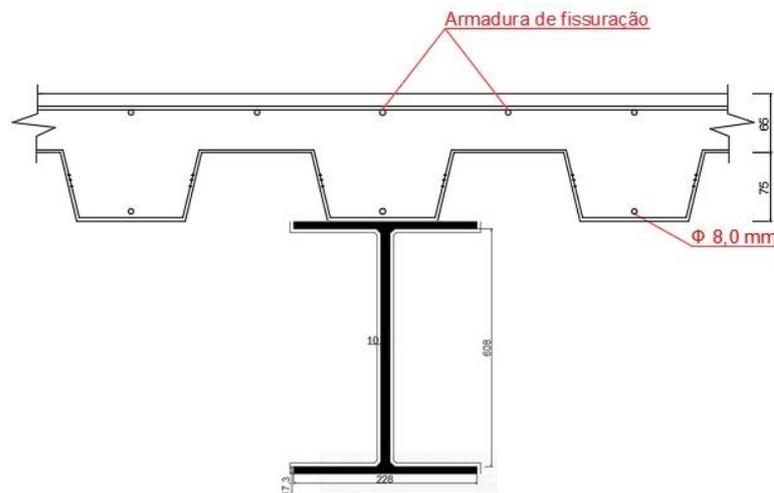
$$A_w = d \cdot t_w = 60,8 \cdot 1,12 = 68,1 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd,fi} = 0,60 \frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} (A_w \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y) = 0,60 \cdot \frac{40,88}{51,2} (68,1 \cdot 0,47 \cdot 34,5) = 529 \text{ kN}$$

A força cortante resistente de cálculo então é igual a 529 kN. Portanto, como a força cortante solicitante de cálculo é igual a 146,9, a verificação $V_{fi,Rd} > V_{fi,Sd}$ foi atendida.

Após a aplicação da proteção passiva e a realização das verificações necessárias, em situação de incêndio, para a laje mista e viga mista, são apresentados o detalhamento e dimensões finais adotadas para a seção escolhida, conforme Figura 40.

Figura 40 - Detalhamento e dimensões adotadas para a laje mista.



6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo abordar os aspectos relacionados ao dimensionamento de um pavimento misto aço-concreto, em situação de incêndio, de acordo com a ABNT NBR 14323:2013, com enfoque no método tabular.

Para a verificação dos esforços resistentes, utilizou-se o método simplificado de dimensionamento proposto pela norma, na qual utiliza-se da curva incêndio-padrão para a determinação da temperatura máxima que cada elemento atingirá em função do seu fator de massividade e TRRF. A partir dessa temperatura define-se os fatores de redução das propriedades mecânicas do aço e do concreto, tornando-se possível a determinação dos esforços resistentes e a comparação com seus respectivos esforços solicitantes, para então verificar o atendimento dos requisitos prescritos.

Com isso, verificou-se que as solicitações em situação de incêndio sofreram uma redução de cerca de 35% quando comparadas às solicitações previamente definidas pelo dimensionamento à temperatura ambiente, segundo a ABNT NBR 8800:2008. Contudo, também se verificou a redução da capacidade resistente em cerca de 96% em relação ao dimensionamento à temperatura ambiente. Visto isso, quando foi realizado o dimensionamento, em situação de incêndio, observou-se que as solicitações são muito superiores aos esforços resistentes, sendo necessária, então, a adoção de um revestimento contrafogo para atender aos requisitos da norma.

Para a decisão de qual a melhor opção de revestimento para se utilizar no estudo, foram analisados dados envolvendo custo, praticidade de execução e resistência entre os três principais tipos mais utilizados: argamassas projetadas, placas rígidas ou semirrígidas e tintas intumescentes. Verificou-se que as argamassas projetadas apresentavam o melhor custo benefício para o estudo de caso em questão e, dessa forma, optou-se pelo uso da argamassa Monokote MK-6, aplicada no contorno dos perfis, resultando em um decréscimo de aproximadamente 57,2% da temperatura quando sem revestimento. Esse decréscimo resultou em um aumento da capacidade resistente, tornando próxima à 50% da determinada à temperatura ambiente sendo, então, atendidos os critérios estabelecidos por norma.

REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. 277p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5628: **Componentes construtivos – Determinação da resistência ao fogo**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800: **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

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

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

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

BRACKMANN, G. B. **Dimensionamento de vigas mistas aço-concreto em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. 123p. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

CALDAS, R. B. **Análise numérica de estruturas de aço, concreto e mistas em situação de incêndio**. 226p Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

CARINI, M. R. **Estruturas mistas de aço e concreto: projeto de edifício comercial**. 158p. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

CORDEIRO, L. C. S. **Sobre as lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio**. 262p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

DIAS, L. A. M. **Estruturas de aço. Conceitos, técnicas e linguagem**. São Paulo. Zigurate, 2002.

FAKURY, R. H. **Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio**. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL “O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL”, 2., Belo Horizonte, Minas Gerais, 1999.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS R. B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016. 496p.

FIGUEIREDO, A. P. **Verificação de segurança de estruturas mistas aço-betão em situação de incêndio**. 110p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2014.

GERDAU. **Tabela de barras e perfis**. Disponível em: <www.gerdau.com.br>. Acesso em: 28 abr. 2019.

GUIMARÃES, P. P. O. **Sobre o dimensionamento do revestimento contrafogo de estruturas de aço**. 266p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

KIMURA, E. F. A. **Análise termo estrutural de pilares de aço em situação de incêndio**. 225p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, São Paulo, 2009.

KIRCHHOF, L. D. **Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno *spalling* explosivo em concretos expostos a elevada temperatura**. 237p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

KIRCHHOF, L. D. **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. 143p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MARTINS, M. M. **Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio**. 213p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2000.

MENDES, C. L. **Estudo sobre perfis formados a frio em situação de incêndio**. 160p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004.

METFORM, Steel Deck: **A solução definitiva em lajes**. Betim, 2018. Disponível em: <www.metform.com.br>. Acesso em 10 abr. 2019.

OLIVEIRA, A. P. V. **Dimensionamento de um pavimento em estrutura mista aço-concreto**. 99p. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

PITANGA, M. A. **Análise térmica de vigas mistas aço-concreto em situação de incêndio**. 152p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

PIZA, M. A. **Investigação dos mecanismos de colapso de um piso misto aço-concreto em situação de incêndio**. 95p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2008.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Estruturas Mistas**, vol. 1. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, Série Manual de Construção em Aço 2012.

REGOBELLO, R. **Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio**. 269p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC – USP, São Carlos, São Carlos, 2007.

RIBEIRO, J. C. L. **Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio**. 178p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

REFRASOL **Estruturas Metálicas** – Produtos, 2001. Disponível em: <www.refrasol.com.br> .

ROMAGNOLI, L. C. **Análise de vigas mistas de aço e concreto semicontínuas em situação de incêndio**. 207p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

SANTOS, D. B. R. **Modelagem numérica de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio**. 243p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2014.

SANTOS, D. B. R. e NETO, J. M. **Análise numérica de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio: influência dos campos térmicos no método do momento fletor plástico**. In: Congresso Ibero-Latino-Americano de Métodos Computacionais em Engenharia (XXXIV CILAMCE), Pirenópolis, Goiás, 2013.

SILVA, V. P. **Estruturas de Aço em Situação de Incêndio**. São Paulo: Zigurate, 2001.

SPÍNDOLA, C. C., **Dimensionamento de pisos mistos em situação de incêndio com proteção apenas das vigas principais**. 177p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Belo Horizonte, 2002.

SOARES, E. F. **Aspectos gerais dos sistemas de proteção contra incêndio em estruturas metálicas**. 68p. Trabalho de conclusão de curso – Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2014.

VARGAS, M. R; SILVA, V. P. **Resistência ao fogo das estruturas de aço**. Centro Brasileiro de Construção em Aço – CBCA, Rio de Janeiro, 2003.

ANEXO A - CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES E TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)

Neste anexo serão apresentadas as tabelas referentes à classificação das edificações segundo o Regulamento de Segurança Contra Incêndio (decreto 56.819, São Paulo, 2011), Tabela A.1. E a tabela que determina os valores de TRRF, segundo a IT08:2019, Tabela A.2.

Tabela 8 – Classificação das edificações quanto à sua ocupação.

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitação unifamiliar	Casas térreas ou assobradadas (isoladas e não isoladas) e condomínios horizontais
		A-2	Habitação multifamiliar	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitação coletiva	Pensionatos, internatos, alojamentos, mosteiros, conventos, residências geriátricas. Capacidade máxima de 16 leitos
B	Serviço de Hospedagem	B-1	Hotel e assemelhado	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, pousadas, albergues, casas de cômodos, divisão A-3 com mais de 16 leitos
		B-2	Hotel residencial	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, flats, hotéis residenciais)
C	Comercial	C-1	Comércio com baixa carga de incêndio	Artigos de metal, louças, artigos hospitalares e outros
		C-2	Comércio com média e alta carga de incêndio	Edifícios de lojas de departamentos, magazines, armarinhos, galerias comerciais, supermercados em geral, mercados e outros
		C-3	<i>Shopping centers</i>	Centro de compras em geral (<i>shopping centers</i>)
D	Serviço profissional	D-1	Local para prestação de serviço profissional ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleireiros, laboratórios de análises clínicas sem internação, centros profissionais e outros
		D-2	Agência bancária	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviço de reparação (exceto os classificados em G-4)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
		D-4	Laboratório	Laboratórios de análises clínicas sem internação, laboratórios químicos, fotográficos e assemelhados

Fonte: Regulamento de segurança contra incêndio, decreto 56.819, São Paulo, 2011.

Tabela 9 – Classificação das edificações quanto à sua ocupação.

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
E	Educacional e cultura física	E-1	Escola em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitário e assemelhados
		E-2	Escola especial	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira, escolas religiosas e assemelhados
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais, natação, ginástica (artística, dança, musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e assemelhados. Sem arquibancadas.
		E-4	Centro de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escola	Creches, escolas maternas, jardins de infância
		E-6	Escola para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e assemelhados
F	Locais de reunião pública	F-1	Local onde há objeto de valor inestimável	Museus, centro de documentos históricos, galerias de arte, bibliotecas e assemelhados
		F-2	Local religioso e velório	Igrejas, capelas, sinagogas, mesquitas, templos, cemitérios, crematórios, necrotérios, salas de funerais e assemelhados
		F-3	Centro esportivo e de exibição	Arenas em geral, estádios, ginásios, piscinas, rodeios, autódromos, sambódromos, pista de patinação e assemelhados. Todos com arquibancadas
		F-4	Estação e terminal de passageiro	Estações rodoferroviárias e marítimas, portos, metrô, aeroportos, heliponto, estações de transbordo em geral e assemelhados
		F-5	Arte cênica e auditório	Teatros em geral, cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão, auditórios em geral e assemelhados
		F-6	Clubes sociais e diversão	Boates, clubes em geral, salões de baile, restaurantes dançantes, clubes sociais, bingo, bilhares, tiro ao alvo, boliche e assemelhados
		F-7	Construção provisória	Circos e assemelhados
		F-8	Local para refeição	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés, refeitórios, cantinas e assemelhados
		F-9	Recreação pública	Jardim zoológico, parques recreativos e assemelhados
		F-10	Exposição de objetos ou animais	Salões e salas para exposição de objetos ou animais. Edificações permanentes

Fonte: Regulamento de segurança contra incêndio, decreto 56.819, São Paulo, 2011.

Tabela 10 – Classificação das edificações quanto à sua ocupação.

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
G	Serviço automotivo e assemelhados	G-1	Garagem sem acesso de público e sem abastecimento	Garagens automáticas, garagens com manobristas
		G-2	Garagem com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação, em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-3	Local dotado de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-4	Serviço de conservação, manutenção e reparos	Oficinas de conserto de veículos, borracharia (sem recauchutagem). Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores
		G-5	Hangares	Abrigos para aeronaves com ou sem abastecimento
H	Serviço de saúde e institucional	H-1	Hospital veterinário e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento)
		H-2	Local onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, hospitais psiquiátricos, reformatórios, tratamento de dependentes de drogas, álcool. E assemelhados. Todos sem celas
		H-3	Hospital e assemelhado	Hospitais, casa de saúde, prontos-socorros, clínicas com internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde e puericultura e assemelhados com internação
		H-4	Edificações das forças armadas e policiais	Quartéis, delegacias, postos policiais e assemelhados
		H-5	Local onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Hospitais psiquiátricos, manicômios, reformatórios, prisões em geral (casa de detenção, penitenciárias, presídios) e instituições assemelhadas. Todos com celas
		H-6	Clínica e consultório médico e odontológico	Clinicas médicas, consultórios em geral, unidades de hemodiálise, ambulatórios e assemelhados. Todos sem internação

Fonte: Regulamento de segurança contra incêndio, decreto 56.819, São Paulo, 2011.

Tabela 11 – Classificação das edificações quanto à sua ocupação.

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Descrição	Exemplos
I	Indústria	I-1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados apresentam baixo potencial de incêndio. Locais onde a carga de incêndio não chega a 300MJ/m ²	Atividades que utilizam pequenas quantidades de materiais combustíveis. Aço, aparelhos de rádio e som, armas, artigos de metal, gesso, esculturas de pedra, ferramentas, jóias, relógios, sabão, serralheria, suco de frutas, louças, máquinas
		I-2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados apresentam médio potencial de incêndio. Locais com carga de incêndio entre 300 a 1.200MJ/m ²	Artigos de vidro, automóveis, bebidas destiladas, instrumentos musicais, móveis, alimentos, marcenarias, fábricas de caixas
		I-3	Locais onde há alto risco de incêndio. Locais com carga de incêndio superior a 1.200 MJ/m ²	Atividades industriais que envolvam inflamáveis, materiais oxidantes, ceras, espuma sintética, grãos, tintas, borracha, processamento de lixo
J	Depósito	J-1	Depósitos de material incombustível	Edificações sem processo industrial que armazenam tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis. Todos sem embalagem
		J-2	Todo tipo de Depósito	Depósitos com carga de incêndio entre 300 a 1.200MJ/m ²
		J-3	Todo tipo de Depósito	Depósitos com carga de incêndio entre 300 a 1.200MJ/m ²
		J-4	Todo tipo de Depósito	Depósitos onde a carga de incêndio ultrapassa a 1.200MJ/m ²
L	Explosivo	L-1	Comércio	Comércio em geral de fogos de artifício e assemelhados
		L-2	Indústria	Indústria de material explosivo
		L-3	Depósito	Depósito de material explosivo
M	Especial	M-1	Túnel	Túnel rodoferroviário e marítimo, destinados a transporte de passageiros ou cargas diversas
		M-2	Líquido ou gás inflamáveis ou combustíveis	Depósitos com risco de incêndio maior. Edificações que armazenam alimentos, madeira, papel, tecidos e outros
		M-3	Central de comunicação e energia	Central telefônica, centros de comunicação, centrais de transmissão ou de distribuição de energia e assemelhados
		M-4	Propriedade em transformação	Locais em construção ou demolição e assemelhados
		M-5	Silos	Armazéns de grãos e assemelhados
		M-6	Terra selvagem	Floresta, reserva ecológica, parque florestal e assemelhados
		M-7	Pátio de contêineres	Área aberta destinada a armazenamento de contêineres

Fonte: Regulamento de segurança contra incêndio, decreto 56.819, São Paulo, 2011.

Tabela 12 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos .

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo hs		Altura da edificação h									
			Classe S ₂ hs > 10 m	Classe S ₁ hs ≤ 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 30 m < h ≤ 80 m	Classe P ₆ 80 m < h ≤ 120 m	Classe P ₇ 120 m < h ≤ 150 m	Classe P ₈ 150 m < h ≤ 250 m		
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60	30	30	60	90	120	120	150	180		
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180		
C	Comercial varejista	C-1	90	60	60	60	60	90	120	150	150	180		
		C-2 e C-3	90	60	60	60	60	90	120	150	150	180		
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60	30	60	60	90	120	120	150	180		
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60	30	30	60	90	120	120	150	180		
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6, F-8 e F-10	90	60	60	60	60	90	120	150	180	-		
		F-3, F-4 e F-7	90	60	Ver isenções		30	60	60	90	120	-		
		F-9	90	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	60	60	90	120	120	150	180		
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60	30	30	30	30	60	120	120	150		
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 e H-4	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180		
		H-2, H-3 e H-5	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180		
I	Industrial	I-1	90	60	30	30	30	60	120	-	-	-		
		I-2	120	90	30	30	60	90	120	-	-	-		
		I-3	120	90	60	60	90	120	120	-	-	-		
J	Depósitos	J-1	60	30	Ver isenções		30	30	60	-	-	-		
		J-2	90	60	30	30	30	30	60	-	-	-		
		J-3	90	60	30	60	60	120	120	-	-	-		
		J-4	120	90	60	60	90	120	120	-	-	-		
L	Explosivos	L-1, L-2 e L-3	120	120	120							-	-	-
		M-1	150	150	150							-	-	-
M	Especial	M-5	120	90	60	60	90	120	-	-	-	-		
		M-3	120	90	90	90	120	120	120	150	-	-		

Fonte: Corpo de bombeiros – IT08:2019, São Paulo.

ANEXO B – CAPACIDADE RESISTENTE DAS VIGAS MISTAS À TEMPERATURA AMBIENTE

Quadro 18 – Capacidade resistente das vigas principais à temperatura ambiente.

Vigas Principais	M,Rd (kNm)	V,Rd (kN)
VP 1	1473,80	1281,44
VP 2	667,63	684,98
VP 3	1473,80	1281,44
VP 4	1711,35	1281,44
VP 5	773,01	684,98
VP 6	1711,35	1281,44
VP 7	1473,80	1281,44
VP 8	1473,80	1281,44
VP 9	365,60	431,78
VP 10	699,56	684,98
VP 11	699,56	684,98
VP 12	365,60	431,78
VP 13	370,24	431,78
VP 14	182,45	277,23
VP 15	182,45	277,23
VP16	370,24	431,78

Fonte: Adaptado de OLIVEIRA (2018).

Quadro 19 – Capacidade resistente das vigas secundárias à temperatura ambiente.

Vigas Secundárias	M,Rd (kNm)	V,Rd (kN)
VS 1	223,51	277,23
VS 2	223,51	277,23
VS 3	223,51	277,23
VS 4	223,51	277,23
VS 5	223,51	277,23
VS 6	223,51	277,23
VS 7	224,62	277,23
VS 8	122,86	166,99
VS 9	122,86	166,99
VS 10	224,62	277,23
VS 11	460,31	431,78
VS 12	224,21	277,23
VS 13	224,21	277,23
VS 14	224,21	277,23
VS 15	224,21	277,23

Fonte: Adaptado de OLIVEIRA (2018).

APÊNDICE A - FATOR DE MASSIVIDADE

O fator de massividade, também denominado fator de forma da seção, consiste na relação entre a área exposta ao fogo e o volume aquecido da peça de aço, avaliando a velocidade de aquecimento de um elemento estrutural quando exposto ao fogo. Para as barras prismáticas, sem proteção, a ABNT NBR 14323:2013 fornece o fator de massividade através da expressão:

$$F = \frac{\mu}{A}$$

Sendo:

μ – perímetro exposto ao fogo do elemento estrutural;

A – área da seção transversal do elemento estrutural.

Segundo Figueiredo (2014), o aumento de temperatura de um elemento estrutural de aço é proporcional ao seu fator de massividade. Na mesma referência, é citado o fato de perfis esbeltos possuírem maior fator de massividade, entram em equilíbrio térmico com o ambiente em chamas mais rapidamente. Através do Quadro 20, retiradas de um estudo realizado por Pignattta e Silva, analisa-se o comportamento das curvas de massividade para uma determinada temperatura em função do tempo.

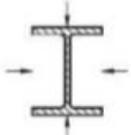
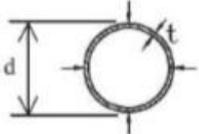
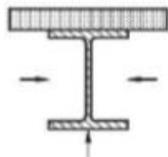
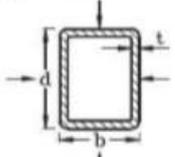
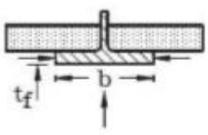
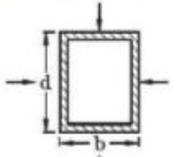
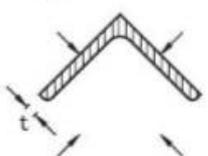
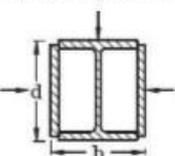
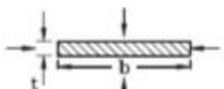
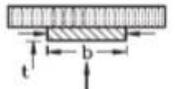
Quadro 20 - Temperaturas em função do TRRF e do fator de massividade.

Tempo(min)	Massividade							
	50	75	100	125	150	200	250	300
10	207	279	341	394	438	505	551	583
15	328	430	506	561	601	651	679	694
20	444	556	626	671	698	724	733	736
25	545	651	706	730	737	756	775	788
30	628	716	738	760	785	815	826	831
35	693	741	784	820	838	851	856	857
40	731	787	840	861	870	875	878	879
45	751	842	877	888	892	895	897	898
50	799	882	902	907	909	912	913	914
55	850	909	920	923	925	927	928	929
60	890	928	935	937	939	941	942	942
65	920	944	948	950	951	953	954	954
70	941	957	960	962	963	964	965	966
75	958	968	971	973	974	975	976	976
80	971	979	982	983	984	985	986	986
85	983	989	991	993	993	994	995	995
90	993	998	1000	1001	1002	1003	1004	1004
95	1003	1007	1009	1010	1011	1011	1012	1012
100	1011	1015	1017	1018	1019	1019	1020	1020
105	1019	1023	1024	1025	1026	1026	1027	1028
110	1027	1029	1032	1033	1033	1034	1034	1035
115	1034	1037	1039	1039	1040	1041	1041	1041
120	1041	1044	1045	1046	1047	1047	1048	1048

Fonte: adaptado de FIGUEIREDO (2014).

A ABNT NBR 14323:2013 fornece, através da Quadro 21, algumas expressões para a determinação do fator de massividade para peças de aço sem revestimento contra o fogo. Vale ressaltar que o valor do fator de massividade não pode ser tomado como inferior à 10m^{-1} .

Quadro 21 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem material revestimento.

<p>Seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma circular exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{d}{t(d-t)}$ 
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{\text{perímetro exposto ao incêndio}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma retangular (ou seção caixão soldada de espessura uniforme) exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+d}{t(b+d-2t)}$ 
<p>Mesa de seção I exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+2t_f}{bt_f}$ 	<p>Seção caixão soldada exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Cantoneira de exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2+\sqrt{2}}{2t}$ 	<p>Seção I com reforço em caixão exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Chapa exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+t)}{bt}$ 	<p>Chapa exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+2t}{bt}$ 

APÊNDICE B – ANÁLISE ESTRUTURAL DOS ELEMENTOS MISTOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Quadro 22 – Verificação do momento resistente das lajes mistas sem revestimento.

Lajes	L	$q_{fi,Sd}$	$M_{fi,Rd}^+$	$M_{fi,Rd}^-$	$q_{fi,Rd}$	Verificação
L1	2,54	6,528	2,13	5,41	9,36	Atende
L2	2,6	6,633	2,13	5,41	8,93	Atende
L3	2,185	6,495	2,13	5,41	12,65	Atende
L4	2,39	5,643	2,13	5,41	10,57	Atende
L5	2,54	6,528	2,13	5,41	9,36	Atende
L6	2,6	6,633	2,13	5,41	8,93	Atende

Quadro 23 - Verificação do momento resistente das vigas mistas principais sem revestimento.

Viga	Perfil	Be	Tad	a	d1	Mfi,Rd	Mfi,Sd	Verificação
VP1	W610	138,28	150,386	0,48	30,4	55,13	268,9	Não atende
VP2	W460	97,4	78,867	0,36	22,75	22,93	69,7	Não atende
VP3	W610	138,28	150,386	0,48	30,4	55,13	268,9	Não atende
VP4	W610	253,74	150,386	0,26	30,4	55,30	511,9	Não atende
VP5	W460	179,5	78,867	0,19	22,75	22,99	131,9	Não atende
VP6	W610	253,74	150,386	0,26	30,4	55,30	510,9	Não atende
VP7	W610	138,27	150,386	0,48	30,4	55,13	338	Não atende
VP8	W610	138,27	150,386	0,48	30,4	55,13	336,8	Não atende
VP9	W360	67,53	51,957	0,34	17,65	12,46	34,9	Não atende
VP10	W460	122,25	78,867	0,28	22,75	22,96	78,6	Não atende
VP11	W460	122,25	78,867	0,28	22,75	22,96	79,6	Não atende
VP12	W360	67,53	51,957	0,34	17,65	12,46	34,9	Não atende
VP13	W360	71,4	51,957	0,32	17,65	12,46	69,3	Não atende
VP14	W250	52	29,9115	0,25	12,7	5,71	5,5	Atende
VP15	W250	52	29,9115	0,25	12,7	5,71	5,5	Atende
VP16	W360	71,4	51,957	0,32	17,65	12,46	69,3	Não atende

Quadro 24 - Verificação do momento resistente das vigas mistas secundárias sem revestimento.

Viga	Perfil	Be	Tad	a	d1	Mfi,Rd	Mfi,Sd	Verificação
VS1	W250	122,25	29,9115	0,11	12,7	5,73	50,5	Não atende
VS2	W250	122,25	29,9115	0,11	12,7	5,73	50,5	Não atende
VS3	W250	122,25	29,9115	0,11	12,7	5,73	50,5	Não atende
VS4	W250	122,25	29,9115	0,11	12,7	5,73	50,5	Não atende
VS5	W250	122,25	29,9115	0,11	12,7	5,73	50,5	Não atende
VS6	W250	122,25	29,9115	0,11	12,7	5,73	50,5	Não atende
VS7	W250	130	29,9115	0,10	12,7	5,73	174,9	Não atende
VS8	W150	52,25	24,2190	0,20	7,65	3,40	30,2	Não atende
VS9	W150	52,25	24,2190	0,20	7,65	3,40	30,2	Não atende
VS10	W250	130	29,9115	0,10	12,7	5,73	174,3	Não atende
VS11	W360	179,5	51,9570	0,13	17,65	12,51	94,2	Não atende
VS12	W250	127	29,9115	0,10	12,7	5,73	56,3	Não atende
VS13	W250	127	29,9115	0,10	12,7	5,73	225,8	Não atende
VS14	W250	127	29,9115	0,10	12,7	5,73	225,8	Não atende
VS15	W250	127	29,9115	0,10	12,7	5,73	56,3	Não atende

Quadro 25 - Verificação da força cortante resistente das vigas mistas principais sem revestimento.

Viga	Perfil	λ	$\lambda_{p,fi}$	Seção	Aw	Vfi,Rd	Vsi,Sd	Verificação
VP1	W610	51,20	53,39	Compacta	68,10	42,29	84,7	Não atende
VP2	W460	53,50	53,39	Semicompacta	36,40	22,60	38,7	Não atende
VP3	W610	51,20	53,39	Compacta	68,10	42,29	84,7	Não atende
VP4	W610	51,20	53,39	Compacta	68,10	42,29	146,9	Não atende
VP5	W460	53,50	53,39	Semicompacta	36,40	22,60	63,9	Não atende
VP6	W610	51,20	53,39	Compacta	68,10	42,29	146,7	Não atende
VP7	W610	51,20	53,39	Compacta	68,10	42,29	99,2	Não atende
VP8	W610	51,20	53,39	Compacta	68,10	42,29	99	Não atende
VP9	W360	51,08	53,39	Compacta	22,95	14,25	28,6	Não atende
VP10	W460	53,50	53,39	Semicompacta	36,40	22,60	45,7	Não atende
VP11	W460	53,50	53,39	Semicompacta	36,40	22,60	46,7	Não atende
VP12	W360	51,08	53,39	Compacta	22,95	14,25	28,6	Não atende
VP13	W360	51,08	53,39	Compacta	22,95	14,25	31,3	Não atende
VP14	W250	41,38	53,39	Compacta	14,73	9,15	10,4	Não atende
VP15	W250	41,38	53,39	Compacta	14,73	9,15	10,4	Não atende
VP16	W360	51,08	53,39	Compacta	22,95	14,25	31,3	Não atende

Quadro 26 - Verificação da força cortante resistente das vigas mistas secundárias sem revestimento.

Viga	Perfil	λ	$\lambda_{p,fi}$	Seção	A_w	$V_{fi,Rd}$	$V_{si,Sd}$	Verificação
VS1	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	41,2	Não atende
VS2	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	41,2	Não atende
VS3	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	41,2	Não atende
VS4	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	41,2	Não atende
VS5	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	41,2	Não atende
VS6	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	41,2	Não atende
VS7	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	67,7	Não atende
VS8	W150	23,97	53,39	Compacta	8,874	5,51	28,8	Não atende
VS9	W150	23,97	53,39	Compacta	8,874	5,51	28,8	Não atende
VS10	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	67,2	Não atende
VS11	W360	51,08	53,39	Compacta	22,945	14,25	52,5	Não atende
VS12	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	44,4	Não atende
VS13	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	88,9	Não atende
VS14	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	88,9	Não atende
VS15	W250	41,38	53,39	Compacta	14,732	9,15	44,4	Não atende

Quadro 27 - Verificação do momento resistente das vigas mistas principais com revestimento.

Viga	Perfil	B_e	T_{ad}	a	d_1	$M_{fi,Rd}$	$M_{fi,Sd}$	Verificação
VP2	W460	97,40	1235,583	5,56	22,75	327,03	69,70	Atende
VP4	W610	253,74	2356,040	4,07	30,4	821,40	511,90	Atende
VP5	W460	179,50	1235,583	3,02	22,75	342,75	131,90	Atende
VP6	W610	253,74	2356,040	4,07	30,4	821,40	510,90	Atende
VP9	W360	67,53	813,993	5,29	17,65	175,06	34,90	Atende
VP10	W460	122,25	1235,583	4,43	22,75	334,02	78,60	Atende
VP11	W460	122,25	1235,583	4,43	22,75	334,02	79,60	Atende
VP12	W360	67,53	813,993	5,29	17,65	175,06	34,90	Atende
VP13	W360	71,40	813,993	5,00	17,65	176,23	69,30	Atende
VP14	W250	52,25	468,614	3,93	12,7	80,76	5,50	Atende
VP15	W250	52,25	468,614	3,93	12,7	80,76	5,50	Atende
VP16	W360	71,40	813,993	5,00	17,65	176,23	69,30	Atende

Viga	Perfil	$C_{cd,fi}$	T_{adMax}	$C_{ad,fi}$	$T_{ad,fi}$	Afs	Plastificação	Posição	γ_p	γ_c	γ_t	$M_{Rd,fi}$	$M_{Sd,fi}$	Verificação
VP1	W610	2049	2356	153,5	2202,5	39,4	1360,8	LNP M. Sup.	0,2	0,1	29,4	911,7	268,9	Atende
VP3	W610	2049	2356	153,5	2202,5	39,4	1360,8	LNP M. Sup.	0,2	0,1	29,4	911,7	268,9	Atende
VP7	W610	2049	2356	153,6	2202,5	39,4	1360,8	LNP M. Sup.	0,2	0,1	29,4	911,7	338	Atende
VP8	W610	2049	2356	153,6	2202,5	39,4	1360,8	LNP M. Sup.	0,2	0,1	29,4	911,7	336,8	Atende

Quadro 28 - Verificação do momento resistente das vigas mistas secundárias com revestimento.

Viga	Perfil	Be	Tad	a	d1	Mfi,Rd	Mfi,Sd	Verificação
VS1	W250	122,25	468,614	1,68	12,70	86,03	50,50	Atende
VS2	W250	122,25	468,614	1,68	12,70	86,03	50,50	Atende
VS3	W250	122,25	468,614	1,68	12,70	86,03	50,50	Atende
VS4	W250	122,25	468,614	1,68	12,70	86,03	50,50	Atende
VS5	W250	122,25	468,614	1,68	12,70	86,03	50,50	Atende
VS6	W250	122,25	468,614	1,68	12,70	86,03	50,50	Atende
VS7	W250	130,00	468,614	1,58	12,70	86,27	174,90	Não atende
VS8	W150	52,25	379,431	3,19	7,65	47,65	30,20	Atende
VS9	W150	52,25	379,431	3,19	7,65	47,65	30,20	Atende
VS10	W250	130,00	468,614	1,58	12,70	86,27	174,30	Não atende
VS11	W360	179,50	813,993	1,99	17,65	188,48	94,20	Atende
VS12	W250	127,00	468,614	1,62	12,70	86,18	56,30	Atende
VS13	W250	127,00	468,614	1,62	12,70	86,18	225,80	Não atende
VS14	W250	127,00	468,614	1,62	12,70	86,18	225,80	Não atende
VS15	W250	127,00	468,614	1,62	12,70	86,18	56,30	Atende

Quadro 29 - Verificação da força cortante resistente das vigas mistas principais com revestimento.

Viga	Perfil	λ	$\lambda_{p,fi}$	Seção	Aw	Vfi,Rd	Vsi,Sd	Verificação
VP1	W610	51,20	40,88	Semi Compacta	68,096	529,03	84,7	Atende
VP2	W460	53,50	40,88	Semi Compacta	36,4	270,61	38,7	Atende
VP3	W610	51,20	40,88	Semi Compacta	68,096	529,03	84,7	Atende
VP4	W610	51,20	40,88	Semi Compacta	68,096	529,03	146,9	Atende
VP5	W460	53,50	40,88	Semi Compacta	36,4	270,61	63,9	Atende
VP6	W610	51,20	40,88	Semi Compacta	68,096	529,03	146,7	Atende
VP7	W610	51,20	40,88	Semi Compacta	68,096	529,03	99,2	Atende
VP8	W610	51,20	40,88	Semi Compacta	68,096	529,03	99	Atende
VP9	W360	51,08	40,88	Semi Compacta	22,945	178,68	28,6	Atende
VP10	W460	53,50	40,88	Semi Compacta	36,4	270,61	45,7	Atende
VP11	W460	53,50	40,88	Semi Compacta	36,4	270,61	46,7	Atende
VP12	W360	51,08	40,88	Semi Compacta	22,945	178,68	28,6	Atende
VP13	W360	51,08	40,88	Semi Compacta	22,945	178,68	31,3	Atende
VP14	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	10,4	Atende
VP15	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	10,4	Atende
VP16	W360	51,08	40,88	Semi Compacta	22,945	178,68	31,3	Atende

Quadro 30 - Verificação da força cortante resistente das vigas mistas secundárias com revestimento.

Viga	Perfil	λ	$\lambda_{p,fi}$	Seção	A_w	$V_{fi,Rd}$	$V_{si,Sd}$	Verificação
VS1	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	41,2	Atende
VS2	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	41,2	Atende
VS3	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	41,2	Atende
VS4	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	41,2	Atende
VS5	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	41,2	Atende
VS6	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	41,2	Atende
VS7	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	67,7	Atende
VS8	W150	23,97	40,88	Compacta	8,874	86,34	28,8	Atende
VS9	W150	23,97	40,88	Compacta	8,874	86,34	28,8	Atende
VS10	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	67,2	Atende
VS11	W360	51,08	40,88	Semi Compacta	22,945	178,68	52,5	Atende
VS12	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	44,4	Atende
VS13	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	88,9	Atende
VS14	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	88,9	Atende
VS15	W250	41,38	40,88	Semi Compacta	14,732	141,61	44,4	Atende