

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS
UNIS/MG
ENGENHARIA CIVIL**

RODRIGO PETRIM CRUZ

**VERIFICAÇÃO DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO: comparativo entre medidas de proteção passiva.**

**VARGINHA - MG
2017**

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS
UNIS/MG
ENGENHARIA CIVIL**

RODRIGO PETRIM CRUZ

**VERIFICAÇÃO DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO:** comparativo entre medidas de proteção passiva.

Trabalho de conclusão de curso apresentado por **Rodrigo Petrim Cruz** como exigência do curso de graduação em Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas sob a orientação do professor M. Sc. Antônio de Faria.

**VARGINHA - MG
2017**

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS
UNIS/MG
ENGENHARIA CIVIL**

RODRIGO PETRIM CRUZ

**VERIFICAÇÃO DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO: comparativo entre medidas de proteção passiva.**

Trabalho de conclusão de curso apresentado por **Rodrigo Petrim Cruz** como exigência do curso de graduação em Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas sob a orientação do professor M. Sc. Antônio de Faria.

Aprovado em: ____ de _____ de 2017.

Prof. M. Sc. Antônio de Faria (Orientador)

Componente da Banca Examinadora I

Componente da Banca Examinadora II

Dedico o presente trabalho àqueles que participaram diariamente de minha formação e, principalmente, meus pais, aos quais devo eterno respeito e gratidão.

AGRADECIMENTOS

À Deus, pelo dom da vida e por tudo que me proporcionou nos últimos cinco anos.

Aos meus pais, Giovani e Luciana, por me incentivarem a buscar novos horizontes.

Aos meus familiares, em especial, Yago, Paloma, Camila e Tiago, por estarem sempre ao meu lado auxiliando da melhor maneira possível.

A todo corpo docente do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, principalmente, meu orientador M. Sc. Antônio de Faria, por todo seu profissionalismo.

Aos meus amigos, essencialmente, Letícia Sarto, Luis Filipe Igino, Marília Lopes, Phelipe Gomes, Rafael Tavares e Rafael Venâncio, que fizeram a minha caminhada ser mais leve.

“Os limites da minha linguagem são os limites do meu mundo.”

Ludwing Wittgensten

RESUMO

O tema do presente trabalho se dá pela verificação de um galpão em estrutura metálica em situação de incêndio. Nessa verificação serão descritos 4 métodos de proteção passivas, sendo: pintura intumescente, gesso acartonado, argamassa projetada e concreto com função única de isolante térmico. Ademais, também será dimensionado e analisado um pilar misto de aço e concreto, esse que possui o concreto não apenas como material de revestimento térmico, mas como parte estrutural que resiste à uma parcela dos esforços solicitantes. Por fim, serão comparados, além de uma estimativa de custo, as vantagens e as desvantagens de cada método de proteção. Para isso, foi realizado um estudo de caso hipotético de um galpão para fins industriais. A importância do estudo se deu porque o fogo sempre esteve presente no cotidiano das pessoas e seu domínio foi crucial para o desenvolvimento da sociedade. Entretanto, a ocorrência desse fenômeno sem o devido controle pode gerar diversos danos às estruturas e às pessoas. Sendo assim, é necessário que sejam feitas análises que atestem os elementos estruturais, como pilares e vigas, submetidos a altas temperaturas, de modo que esses não percam sua capacidade estrutural e, caso isso ocorra, suportem o maior tempo possível, a fim de possibilitar a fuga dos usuários. Os métodos utilizados para chegar aos critérios comparativos foram retirados de materiais acadêmicos, manuais de construções e normas brasileiras. Em síntese, concluiu-se que é de suma importância o desenvolvimento da análise de estruturas em situação de incêndio, uma vez que a ausência dessa pode acarretar em danos desastrosos para os civis. Além disso, em relação ao comparativo das medidas de proteção, um dos materiais estudados se mostrou, diante da situação problema, extremamente viável em comparação com os demais.

Palavras-chave: Estrutura metálica. Incêndio. Material de proteção passiva.

ABSTRACT

The subject of this work is the verification of a shed in metallic structure in a fire situation. In this verification, four passive protection methods will be described, being: intumescent paint, gypsum plaster, projected mortar and concrete with unique thermal insulation function. In addition, a mixed steel and concrete pillar, which has the concrete not only as a thermal coating material, but also as a structural part that resists a portion of the requesting efforts, will also be dimensioned and analyzed. Finally, the advantages and disadvantages of each protection method will be compared, in addition to a cost estimate. For this, a hypothetical case study of an industrial shed was carried out. The importance of the study was because fire was always present in people's daily lives and their dominance was crucial to the development of society. However, the occurrence of this phenomenon without proper control can generate a number of damages to structures and people. Therefore, it is necessary to carry out analyzes that certify the structural elements, such as pillars and beams, subjected to high temperatures, so that they do not lose their structural capacity and, if this happens, they allow as much time as possible in order to the escape of users. The methods used to reach the comparative criteria were taken from academic materials, construction manuals and Brazilian norms. In summary, it was concluded that the development of the analysis of structures in a fire situation is of paramount importance, since the absence of this can lead to disastrous damages for civilians. Moreover, in relation to the comparative of the protection measures, one of the studied materials showed, in view of the problem situation, extremely viable in comparison with the others.

Keywords: *Metal structure. Fire. Passive protection material.*

LISTRAS DE ILUSTRAÇÕES

| | |
|---|----|
| Figura 1 - Perfis formados a frio | 21 |
| Figura 2 - Perfis laminados do padrão americano | 21 |
| Figura 3 - Perfis laminados de abas planas | 21 |
| Figura 4 - Perfis soldados, VS ¹ , CVS ² e CS ³ | 21 |
| Figura 5 - Exemplo de ligação feita com perfis metálicos | 22 |
| Figura 6 - Estrutura metálica utilizada na cobertura de galpão | 22 |
| Figura 7 - Exemplo de laje Steel Deck | 23 |
| Figura 8 - Exemplos de vigas mistas | 24 |
| Figura 9 - Exemplos de pilares mistos aço-concreto | 24 |
| Figura 10 - Exemplos de pinos com cabeça e perfil tipo "U" laminado | 25 |
| Figura 11 - Edificação feita em estrutura mista | 25 |
| Figura 12 - Gráficos de isopletras | 26 |
| Figura 13 - Determinação dos comprimentos dos coeficientes de pressão e forma, externos, nas paredes | 30 |
| Figura 14 - Determinação dos comprimentos dos coeficientes de pressão e forma, externos, no telhado | 31 |
| Figura 15 - Ensaio de tração no aço ASTM A 572 e A 36 | 42 |
| Figura 16 - Tipos de pilares mistos de aço e concreto | 63 |
| Figura 17 - Fatores que caracterizam o cenário do incêndio | 72 |
| Figura 18 - Fluxo de calor através de um elemento de compartimentação | 73 |
| Figura 19 - Convecção decorrente de um incêndio | 73 |
| Figura 20 - Fluxo de calor radiante | 74 |
| Figura 21 - Curva de um incêndio real | 75 |
| Figura 22 - Curva de um incêndio padrão | 75 |
| Figura 23 - Redução da resistência ao escoamento do aço e do concreto frente à temperatura | 78 |
| Figura 24 - Redução do módulo de elasticidade em função da temperatura | 78 |
| Figura 25 - Exemplo de perfil sem proteção de seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados | 83 |
| Figura 26 - Exemplo de perfil com proteção tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados | 83 |
| Figura 27 - Exemplo de compartimentação vertical | 86 |
| Figura 28 - Exemplo de compartimentação horizontal | 86 |
| Figura 29 - Exemplo de perfil com placas rígidas | 88 |
| Figura 30 - Fluxograma da metodologia | 94 |
| Figura 31 - Galpão industrial com pórticos de perfis de alma cheia | 95 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos | 27 |
| Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 | 28 |
| Tabela 3 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular | 29 |
| Tabela 4 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular | 30 |
| Tabela 5 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$ | 35 |
| Tabela 6 - Valores dos fatores de combinação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para as ações variáveis..... | 36 |
| Tabela 7 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m | 41 |
| Tabela 8 - Propriedades mecânicas do aço | 42 |
| Tabela 9 - Valores limites (b/t) _{lim} | 44 |
| Tabela 10 - Coeficiente de flambagem por flexão em elementos isolados | 48 |
| Tabela 11 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente | 52 |
| Tabela 12 - Fatores de redução do aço | 79 |
| Tabela 13 - Valores dos coeficientes γ_n associados às medidas de segurança contra incêndio | 81 |
| Tabela 14 - Valores de γ_r em função do risco de ativação | 82 |
| Tabela 15 - Carta de cobertura de pintura intumescente | 87 |
| Tabela 16 - Carta de cobertura para placas de gesso acartonado | 89 |
| Tabela 17 - Carta de cobertura de argamassa projetada (mm)* | 90 |
| Tabela 18 - Requisitos para pilares mistos totalmente revestidos* | 91 |
| Tabela 19 - Requisitos para pilares mistos totalmente revestidos com concreto | 92 |
| Tabela 20 - Elevação da temperatura no aço | 97 |
| Tabela 21 - Custo unitário por material | 98 |
| Tabela 22 - Comparativo entre diferentes medidas de proteção passiva em estruturas de aço | 99 |

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| SUMÁRIO | 14 |
| 1 INTRODUÇÃO | 14 |
| 1.1 Considerações Iniciais | 14 |
| 1.2 Objetivos | 15 |
| 1.2.1 Objetivos Gerais | 15 |
| 1.2.2 Objetivos Específicos | 16 |
| 1.3 Justificativa | 16 |
| 1.4 Estrutura do trabalho | 17 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 18 |
| 2.1 Elementos estruturais | 18 |
| 2.1.1 Elementos estruturais lineares | 19 |
| 2.1.2 Elementos estruturais de superfície | 19 |
| 2.1.3 Elementos estruturais de volume | 20 |
| 2.2 Sistemas estruturais | 20 |
| 2.2.1 Estruturas metálicas | 20 |
| 2.2.2 Estruturas mistas de aço e concreto | 22 |
| 2.3 Análise da ação do vento em estruturas | 26 |
| 2.3.1 Determinação da velocidade básica do vento | 26 |
| 2.3.2 Determinação da velocidade característica do vento..... | 28 |
| 2.3.3 Determinação da pressão dinâmica do vento | 29 |
| 2.3.4 Coeficientes de pressão e de forma, externos..... | 29 |
| 2.3.5 Coeficientes de pressão interna | 31 |
| 2.4 Análise combinatória de ações em Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço | 32 |
| 2.4.1 Estado Limite Último | 32 |
| 2.4.2 Estado Limite de Serviço..... | 33 |
| 2.5 Ações nas estruturas | 33 |
| 2.5.1 Ações permanentes | 33 |
| 2.5.2 Ações variáveis..... | 34 |
| 2.5.3 Ações excepcionais..... | 34 |
| 2.6 Coeficientes de ponderação das ações | 34 |
| 2.6.1 Coeficientes de ponderação das ações no Estado Limite-Último (ELU) | 35 |
| 2.6.2 Coeficientes de ponderação das ações no Estado Limite-Serviço (ELS)..... | 36 |
| 2.7 Combinações de ações nas estruturas | 36 |

| | | |
|-------------|--|-----------|
| 2.7.1 | Combinações de ações para estados limites últimos | 37 |
| 2.7.1.2 | Combinações últimas especiais | 37 |
| 2.7.1.3 | Combinações últimas excepcionais | 38 |
| 2.7.2 | Combinações de ações para estados limites de serviço | 38 |
| 2.8 | Valores característicos e nominais | 40 |
| 2.8.1 | Valores de cálculo | 40 |
| 2.9 | Dimensionamento dos elementos de um pórtico – estrutura metálica..... | 41 |
| 2.9.1 | Solicitações de cálculo..... | 43 |
| 2.9.2 | Pré-dimensionamento dos elementos | 43 |
| 2.9.3 | Dimensionamento e verificações..... | 43 |
| 2.9.4 | Verificação da capacidade à flexão | 52 |
| 2.9.4.2 | Verificando o estado limite para flambagem local da mesa | 56 |
| 2.9.5 | Verificação da capacidade ao cisalhamento | 60 |
| 2.10 | CrITÉRIOS de dimensionamento para estrutura mista..... | 63 |
| 2.10.1 | Propriedades principais do pilar misto | 64 |
| 2.10.2 | Resistência de cálculo da seção à plastificação total por força axial..... | 65 |
| 2.10.3 | Resistência de cálculo da seção à plastificação total por momento | 66 |
| 2.10.4 | Dimensionamento de pilares mistos submetidos a flexo-compressão..... | 67 |
| 2.11 | HistÓrico da análise em situação de incêndio | 69 |
| 2.11.1 | Breve histórico no contexto mundial..... | 69 |
| 2.11.2 | Breve histórico no Brasil | 70 |
| 2.12 | FenÔmeno da combustão | 71 |
| 2.13 | Transferência de calor | 72 |
| 2.13.1 | Condução | 72 |
| 2.13.2 | Convecção | 73 |
| 2.13.3 | Radiação | 73 |
| 2.14 | Evolução de um incêndio..... | 74 |
| 2.14.1 | Incêndio Real | 74 |
| 2.14.2 | Incêndio Padrão | 75 |
| 2.15 | Fatores influenciadores ao incêndio..... | 76 |
| 2.15.1 | Fatores que influenciam a severidade de um incêndio | 76 |
| 2.15.2 | Fatores que influenciam a segurança do patrimônio | 77 |
| 2.15.3 | Fatores que influenciam a segurança da vida | 78 |
| 2.16 | Comportamento dos materiais em situação de incêndio..... | 78 |
| 2.17 | Segurança das estruturas | 80 |

| | | |
|-------------|--|------------|
| 2.17.1 | Tempo requerido de resistência ao fogo – TRRF..... | 80 |
| 2.17.1.1 | Método tabular..... | 80 |
| 2.17.1.2 | Método do tempo equivalente | 80 |
| 2.17.2 | Fator de massividade | 82 |
| 2.17.3 | Elevação da temperatura do aço | 83 |
| 2.18 | Medidas contra o incêndio | 85 |
| 2.18.1 | Compartimentação..... | 85 |
| 2.18.2 | Materiais de proteção térmica..... | 87 |
| 2.18.2.1 | Pintura intumescente | 87 |
| 2.18.2.2 | Placas rígidas | 88 |
| 2.18.2.3 | Argamassa projetada..... | 89 |
| 3 | METODOLOGIA | 93 |
| 3.1 | Classificação da pesquisa | 93 |
| 3.2 | Planejamento da pesquisa | 93 |
| 4 | ESTUDO DE CASO | 95 |
| 5 | RESULTADOS E DISCUSSÕES | 99 |
| 6 | CONSIDERAÇÕES FINAIS..... | 101 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 102 |
| | APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO GALPÃO | 106 |
| | APÊNDICE B – ANÁLISE DA NECESSIDADE DE VERIFICAÇÃO DE INCÊNDIO | 107 |
| | APÊNDICE C – COMBINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES..... | 109 |
| | APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO METÁLICO..... | 121 |
| | APÊNDICE E – DIMENSIONAMENTO DE PILAR MISTO DE AÇO E CONCRETO | 133 |
| | ANEXO F – ANÁLISE DO PÓRTICO METÁLICO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO | 134 |
| | APÊNDICE G – ANÁLISE DO PILAR MISTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO | 144 |
| | ANEXO A – CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES QUANTO À SUA OCUPAÇÃO | 147 |
| | ANEXO B – VALORES DE CARGAS DE INCÊNDIO ESPECÍFICAS..... | 149 |
| | ANEXO C – EDIFICAÇÕES ISENTAS DE ANÁLISE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO | 154 |
| | ANEXO D – TEMPOS REQUERIDOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO, EM MINUTOS | 155 |

1 INTRODUÇÃO

“Entendemos por construção civil a ciência que estuda as disposições e métodos seguidos na realização de uma obra sólida, útil e econômica; por obra todos os trabalhos de engenharia de que resulte criação, modificação ou reparação, mediante construção, ou que tenham como resultado qualquer transformação do meio ambiente natural; por edifício toda construção que se destina ao abrigo e proteção contra as intempéries, dando condições para desenvolvimento de uma atividade” (AZEREDO, 1997, p. 1)

Diante das definições relatadas por Azeredo (1997), é de extrema importância o conhecimento acerca da construção civil, pois essa está relacionada diretamente com a qualidade de vida da sociedade, proporcionando abrigo e proteção. Diante dessa relação, entre engenharia civil e qualidade de vida, essa área está submetida, constantemente, a pesquisas e a análises, dentre elas quanto aos diversos tipos de sistemas estruturais. Entretanto, para que isso seja possível, é necessário entender um pouco sobre a história da construção.

1.1 Considerações Iniciais

A construção civil sempre esteve ligada diretamente ao desenvolvimento humano. Desde que o homem deixou de ser nômade essa ciência está presente na sociedade, isso porque, para que esse processo ocorresse, era necessário a construção de abrigos capazes de nos proteger de intempéries e de diversos outros perigos. Dessa forma, os materiais e métodos de construção foram sendo aprimorados, por exemplo, o que era construído com ossos e pedras, hoje utiliza-se de madeira, aço, concreto ou até mesmo vidro.

O Brasil, por ser um país colonizado, teve o seu avanço na construção civil retardado, já que dependia diretamente de tecnologias e pesquisas externas. A primeira solução, o concreto foi uma das únicas alternativas para a construção de edifícios. No entanto, com o desenvolvimento econômico, o país decolou e tornou viável a implantação de novos materiais e sistemas estruturais, como o sistema estrutural metálico.

Apesar do interesse em desenvolver outras técnicas na área da construção no país, a introdução do aço, por exemplo, só ocorreu, efetivamente, após a divulgação de estudos e testes realizados em outros países que comprovassem a eficiência de tal material. Essas pesquisas verificaram inúmeras vantagens, dentre elas: a facilidade no processo construtivo. Conseqüentemente, esse benefício proporcionaria diminuição nos prazos de execução de obras. Além disso, o uso do aço em elementos estruturais propiciava projetos arquitetônicos diferenciados, uma vez que esses são capazes de vencer grandes vãos.

Apesar do uso do aço ter parecido vantajoso a primeiro momento, e sabendo que as estruturas deveriam oferecer abrigo e proteção aos seus usuários, independentemente da

situação, foi constatado que esse material não possuía eficiência em situação incêndio. Sendo assim, passaram a ser desenvolvidas técnicas capazes de tornar esse sistema estrutural viável em condição de incêndio e uma delas foi a utilização de concreto como revestimento térmico.

Apesar do concreto propiciar uma excelente proteção para os perfis, esse possui um alto peso específico, ou seja, o metro cúbico desse material é pesado quando comparado com as demais medidas de proteção, como a pintura intumescente, que também é uma alternativa para cobrir elementos metálicos submetidos a altas temperaturas. Sendo assim e com intuito de utilizar o concreto em conjunto com o aço, foi desenvolvido o sistema estrutural misto aço-concreto, de modo que o concreto, além de proteger o perfil metálico do fogo, atua absorvendo os esforços solicitantes.

A primeira normatização do sistema estrutural misto aço-concreto foi em 1930, divulgado pelo New York City Building Code. Depois, em 1944, o tema foi instaurado nas normas americanas: American Association of State Highway Official (AASHO, hoje conhecida por AASHTO). No Brasil, o sistema só foi normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) em 1986, tratando, naquele momento, apenas de vigas mistas. Entretanto, atualmente, além das vigas, já são retratados os pilares e as lajes.

Apesar de as normas referentes ao sistema estrutural misto aço-concreto, nos Estados Unidos, terem sido criadas em 1930, o Brasil, naquele momento, ainda sofria com a escassez de material referente a análise em situação de incêndio. No histórico brasileiro, há pouquíssimos casos de grandes incêndios. O primeiro grande caso ocorreu em 1961, com o incêndio do Gran Circo Norte-Americano, em Niterói. De acordo com reportagem publicada pelo portal O Globo, foram mais de 500 mortos. Somente após esse caso foi possível verificar os inúmeros transtornos e prejuízos causados pelo incêndio, acarretando no desenvolvimento de normas e medidas acerca dessa análise nos elementos estruturais. Nesse sentido, a presente pesquisa buscará analisar algumas das medidas utilizáveis nessa situação, conforme os objetivos descritos a seguir.

1.2 Objetivos

Os objetivos serão divididos em gerais e específicos, conforme 1.2.1 e 1.2.2.

1.2.1 Objetivos Gerais

Os objetivos gerais do presente trabalho são:

- a) verificação de galpão em estrutura metálica em situação de incêndio;

- b) comparativo entre os medidas de proteção passivas para essa situação.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- a) caracterizar o galpão que será utilizado para o desenvolvimento do estudo comparativo;
- b) estudar a metodologia de cálculo de estruturas metálicas e dimensionar, conforme a ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, o pórtico do galpão caracterizado;
- c) estudar a metodologia de cálculo de pilares mistos de aço e concreto e, conforme a ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, dimensionar um modelo capaz de resistir aos esforços solicitantes;
- d) realizar um estudo, através de uma revisão bibliográfica, sobre a análise de edificações em situação de incêndio, conforme a ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimento;
- e) analisar a estrutura metálica em situação de incêndio, conforme os procedimentos descritos na ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio;
- f) adotar materiais de proteção passiva capazes de resistir a situação de incêndio imposta na estrutura;
- g) analisar o pilar misto de aço e concreto em situação de incêndio, conforme os procedimentos descritos na ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio;
- h) realizar um estudo comparativo entre os dados encontrados acerca dos materiais utilizados na estrutura, levando em conta, além de uma estimativa de custo, as vantagens e as desvantagens de cada material.

1.3 Justificativa

É nítida a busca da indústria da construção civil por medidas cabíveis que deem aos edifícios durabilidade, qualidade, redução no tempo de construção e economia. Portanto, sabendo que, no Brasil, há uma predominância no uso de concreto armado nas edificações, pesquisas são necessárias em relação aos demais métodos construtivos, a fim de divulgar outros sistemas, esses que podem ser ainda mais eficazes.

Sendo assim, foi escolhido estudar as estruturas metálicas, pois essas já se consagraram em inúmeros países e, no Brasil, vem aumentando sua demanda, devido à construção de edifícios mais altos ou que possuem grandes vãos. Nessa condição, é evidente que o sistema estrutural metálico é mais vantajoso, uma vez que esse proporciona maior facilidade e agilidade na etapa construtiva. Entretanto, apesar do aumento na busca por esse sistema construtivo, os perfis metálicos não podem ser utilizados sem que haja uma análise criteriosa quanto à situação de incêndio, referente a qual material de proteção passiva utilizar ou se utilizar o sistema estrutural misto de aço e concreto.

Logo, é com intuito de divulgar bons resultados do sistema estrutural metálico, que se faz necessário o presente trabalho. Além de fornecer uma comparação quanto a análise em situação de incêndio, que, em grande parte, é desprezada pelos engenheiros.

1.4 Estrutura do trabalho

A estrutura do trabalho adotado procura atender as inúmeras exigências e recomendações da ABNT NBR 14724:2011 – Informação e documentação – trabalhos acadêmicos – apresentação. A seguir é apresentado um breve resumo da ordem adotada para retratação dos assuntos abordados no trabalho.

Na revisão bibliográfica serão retomados diversos conceitos referentes aos elementos e aos sistemas estruturais. Posteriormente, será caracterizado o processo de cálculo da ação do vento nas edificações e as combinações a serem feitas a fim de encontrar os esforços solicitantes. Após tais definições, serão expostos os procedimentos de cálculo do pórtico metálico e, logo em seguida, do pilar misto de aço e concreto. Com isso, serão expostos os métodos de cálculo para o tempo requerido de resistência ao fogo, assim como do fator de massividade e o aumento de temperatura em perfis metálicos.

Por fim da revisão bibliográfica, serão expostos alguns materiais de proteção passiva. Em seguida, é descrita a metodologia utilizada no trabalho e uma breve caracterização da edificação, a qual é chamada de estudo de caso. Ainda nesse tópico, serão descritos de maneira resumida os procedimentos de cálculo realizados, referenciando-os aos respectivos apêndices. Em seguida, serão apresentados os resultados e as discussões. Por último, são mostradas as considerações finais. O memorial de cálculo é exposto nos apêndices, assim como o projeto arquitetônico da edificação. Já nos anexos são colocadas algumas tabelas e informações retiradas de normas, as quais estão devidamente referenciadas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Na engenharia civil, independentemente do projeto a ser executado, é necessário que o engenheiro escolha um sistema estrutural. Sendo assim, é de extrema importância a definição de um modelo que atenda todas as solicitações impostas a estrutura. Além disso, essa escolha é influenciada pela arquitetura, técnicas construtivas e disponibilidade de mão de obra ou de materiais.

Costa (1997) evidencia que, da engenharia civil, o projeto estrutural é uma das áreas que sofre maior expansão, isso porque, atualmente, com o auxílio de softwares, o tempo de cálculo, detalhamento e orçamento das obras diminuiu, tornando possível realizar diversas análises para um mesmo edifício.

Ademais, de acordo com Albuquerque (1998), a opção escolhida deve, além de satisfazer todas exigências, se integrar aos demais projetos, tais como: hidráulico, elétrico, etc. Desse modo, as condições das estruturas estão relacionadas com a propriedade dos materiais adotados.

No Brasil, segundo Santos (2010), é predominante o uso de concreto armado e protendido nas edificações, principalmente aquelas com múltiplos pavimentos. Apesar dessa predominância, o autor reconhece que a tendência é de industrializar e padronizar o processo de construção, tornando-se necessário a adoção de um material que favoreça tal condição, como o aço.

O uso do aço em estruturas de edificações, sejam de grande ou pequeno porte, vem passando por uma fase transitória. Para Souza (2009), a consolidação e o desenvolvimento do sistema estrutural metálico são extremamente importantes para o desenvolvimento econômico e social do país.

Em síntese, é necessário que o engenheiro adeque o melhor sistema estrutural ao tipo de edificação que será construída. Entretanto, para que seja possível compreender os sistemas estruturais é preciso conhecer seus componentes, denominados: elementos estruturais.

2.1 Elementos estruturais

Os elementos estruturais, segundo KRIKPA (2011), são os constituintes das estruturas, de modo que, quando unidos, formam um conjunto capaz de receber as solicitações externas, absorvê-las e transmiti-las até seus apoios, onde encontrarão seu sistema tático equilibrante. Sendo assim, a estrutura é composta por diversos elementos, que são divididos – na maioria das vezes – em função das suas geometrias e funções estruturais. A classificação mais usual é dada por: elementos lineares, de superfície e de volume.

2.1.1 Elementos estruturais lineares

Elementos lineares, segundo a ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto - procedimentos, são aqueles em que o comprimento longitudinal é, pelo menos, três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo os mais comuns: as vigas, os pilares, os tirantes e os arcos.

2.1.1.1 Vigas

As vigas são, por definição de Silva e Pannoni (2010), elementos bidimensionais que possuem como objetivo vencer os vãos existentes entre pilares, além de servir de apoio para as lajes, alvenarias de tijolos e, eventualmente, outras vigas. Os esforços aplicados a essas, são em sua grande maioria, transversais ao seu eixo.

2.1.1.2 Pilares

Segundo Dias (1997), pilares são os elementos sujeitos, principalmente, à compressão. No entanto, esses passam a ser chamados de tirantes quando submetidos a forças axiais de tração. O conjunto desses elementos com as vigas, de acordo com Fontes (2005), é denominado pórtico. Na maioria dos edifícios esse conjunto é responsável por resistir às ações verticais e horizontais, a fim de garantir a estabilidade global da estrutura.

2.1.2 Elementos estruturais de superfície

Elementos de superfície, ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 – Projetos de estruturas de concreto - procedimentos, são aqueles em que uma das dimensões é relativamente pequena se comparada com as outras, tendo como exemplo as lajes.

2.1.2.1 Lajes

De acordo com Lima (2009), as lajes possuem comportamento de placa, ou seja, elas atuam como diafragmas horizontais rígidos capazes de distribuir os esforços, levando-os aos pilares. Sendo assim, essas placas são responsáveis por dar a estrutura uma estabilidade global, principalmente em edifícios maiores.

Em conjunto a tal definição, Bastos (2006) acrescenta o fato desses elementos estarem submetidos, em sua grande maioria, a maior parte dos esforços aplicados numa edificação. Esses esforços são, geralmente, perpendiculares ao plano da laje, podendo ser concentrados ou

distribuídos. A exemplo de esforços concentrados tem-se a utilização de pilares apoiados diretamente nas lajes, já referente aos esforços distribuídos tem-se as paredes e, até mesmo, o peso próprio da laje.

2.1.3 Elementos estruturais de volume

Elementos de volume, seguindo ainda os conceitos da ABNT NBR 6118:2014 – Projetos de estruturas de concreto - procedimentos, são caracterizados por apresentarem dimensões relativamente semelhantes, sendo também conhecidos como blocos, a exemplo tem-se os blocos de coroamento de tubulões, os blocos sobre estacas, as sapatas e os consolos curtos.

2.2 Sistemas estruturais

Os sistemas estruturais são os mais diversos e variam de acordo com as necessidades impostas. Assim, alguns fatores são determinantes na concepção de um sistema estrutural, sendo eles: a finalidade da construção, os carregamentos, os vãos, a sua facilidade e rapidez de execução, a disponibilidade de mão-de-obra, de materiais e de equipamentos.

Em concordância com as definições supracitadas e segundo Barboza (2008), a concepção do sistema estrutural surge a partir da necessidade de combinar elementos estruturais. A seguir serão retratados os dois sistemas que servirão de base para a análise comparativa dos materiais de proteção passiva.

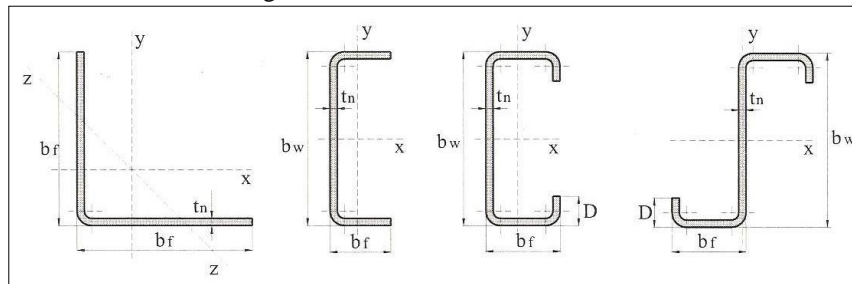
2.2.1 Estruturas metálicas

O emprego do aço nas construções, segundo Lima (2009), permite total padronização do processo produtivo e construtivo dos elementos estruturais utilizados. Dessa forma, tal sistema estrutural torna-se competitivo perante aos demais, uma vez que, atualmente, há a necessidade de execuções rápidas e em larga escala.

Uma das vantagens do sistema estrutural metálico, de acordo com Dias (1997), é que esse favorece a utilização de qualquer tipo de laje, seja industrializada ou não, dentre as inúmeras opções destaca-se as lajes de concreto moldadas na obra, de madeira prensada, etc.

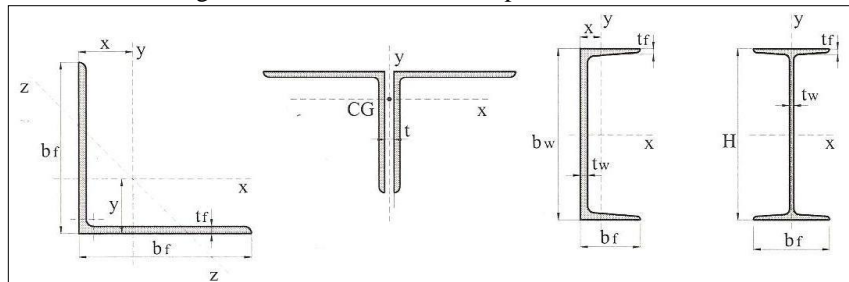
As estruturas metálicas são compostas basicamente por vigas e pilares, ou seja, elementos lineares. As seções transversais desses elementos são chamadas de perfis. Segundo Souza (2011), os perfis estruturais podem ser classificados em três grupos em razão do processo de obtenção: perfis formados a frio, perfis laminados (padrão americano e padrão europeu de abas paralelas) e perfis soldados.

Figura 1 - Perfis formados a frio



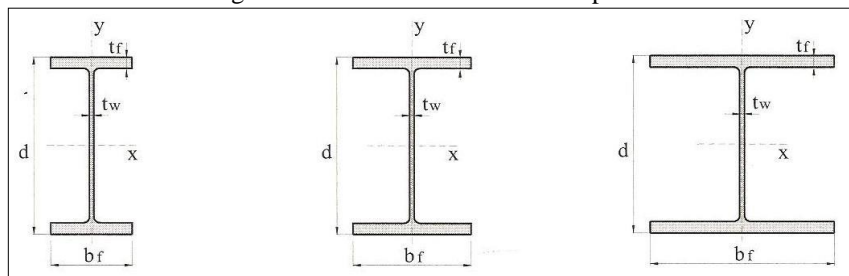
Fonte: Souza (2011).

Figura 2 - Perfis laminados do padrão americano

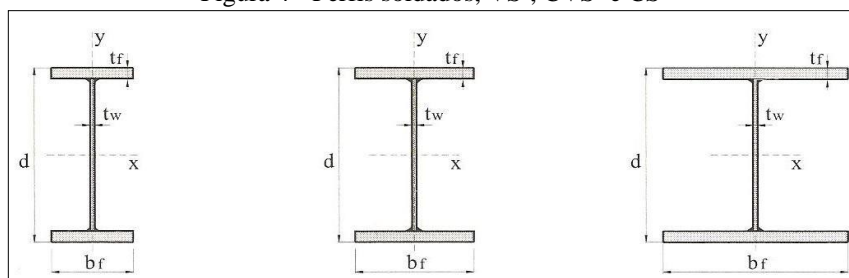


Fonte: Souza (2011).

Figura 3 - Perfis laminados de abas planas



Fonte: Souza (2011).

Figura 4 - Perfis soldados, VS¹, CVS² e CS³

Fonte: Souza (2011).

Nota: ¹ Série VS – viga soldada

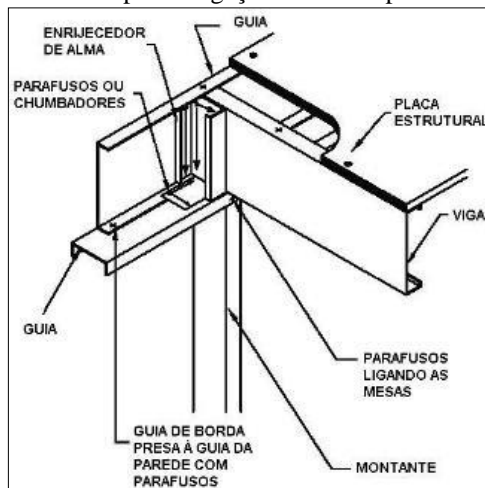
² Série CVS – coluna viga soldada

³ Série CS – coluna soldada.

As vigas quando concebidas em estruturas metálicas são, normalmente, caracterizadas pelos perfis I e U. A própria forma da seção, nesse caso, é adequada para resistir, através das mesas, aos esforços de compressão e, prioritariamente, aos de tração. Já os perfis utilizados como pilares são, na maioria das vezes, definidos por seções H ou compostas por dois perfis C.

Ademais, é preciso ressaltar a facilidade na montagem do sistema estrutural metálico. Na figura 5 é possível analisar um processo de interação entre os perfis, que pode ser feita com parafusos, chumbadores ou solda, desde que sejam devidamente calculados.

Figura 5 - Exemplo de ligação feita com perfis metálicos



Fonte: Portal Online - Centro Brasileiro de Construção em Aço – CBCA (2012).

Apesar das inúmeras vantagens retratadas anteriormente, o sistema estrutural metálico, exemplificada na figura 6, passou muito tempo em desuso devido à dificuldade de compatibilizar o aço com a situação de incêndio. No entanto, há alguns anos diversos materiais foram criados a fim de tornar viável o uso desse material. Além disso, também foi criado um dos mais novos sistemas estruturais, o qual sofre por ausência de materiais publicados e, conseqüentemente, ainda passa por diversas análises, o misto de aço-concreto.

Figura 6 - Estrutura metálica utilizada na cobertura de galpão



Fonte: Portal Online - Aço Maranhão (2016).

2.2.2 Estruturas mistas de aço e concreto

Estruturas em aço e concreto são utilizadas há muitos anos, no entanto, apenas a partir da década de 60, do século XX, foram desenvolvidos métodos construtivos para o sistema estrutural misto de aço e concreto.

Segundo Toledo (2009), os elementos estruturais mistos – pilares, lajes e vigas – surgiram com a ideia de proteção dos perfis de aço em situação de incêndio. Dessa forma, o concreto, além de atuar absorvendo os esforços solicitantes, é o principal responsável por proteger os perfis metálicos, esses que não possuem propriedades de resistência a ação do fogo.

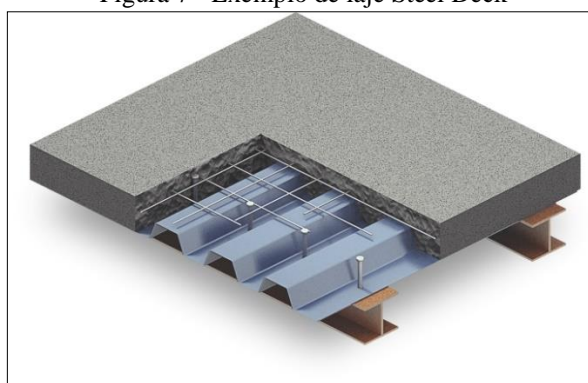
A laje Steel Deck é o principal tipo de laje mista e consiste num sistema composto por uma fôrma de aço galvanizado no formato trapezoidal e uma camada de concreto, onde o aço serve como fôrma durante a concretagem e depois da concretagem como armadura positiva para as cargas de serviço.

Segundo Lima (2009), a capacidade de carga da laje mista, quando utilizado fôrmas de aço, tem sua influência, principalmente, pela geometria da fôrma metálica. Ademais, de acordo com Dias (1997), a geometria das chapas, na forma de um trapézio, auxilia as propriedades resistentes efetivas, permitindo alcançar maiores vãos sem apoios intermediários e maior capacidade de carga.

Ainda segundo Dias (1997), o Steel Deck trabalha de forma solidária com o concreto, sem se destacar um do outro, devido a introdução de pequenas dobras e mossas na chapa de aço durante o processo de conformação do perfil da fôrma.

Lima (2009) ressalta algumas vantagens quanto ao uso das lajes Steel Deck, exemplificada na figura 7, dentre elas estão: dispensa escoramento para vãos menores ou iguais a 3 metros, reduz o desperdício de material, possui facilidade de instalação, apresenta rapidez na construção, na passagem de dutos, na fixação de forros e reduz ou elimina a armadura de tração na região de momentos positivos.

Figura 7 - Exemplo de laje Steel Deck

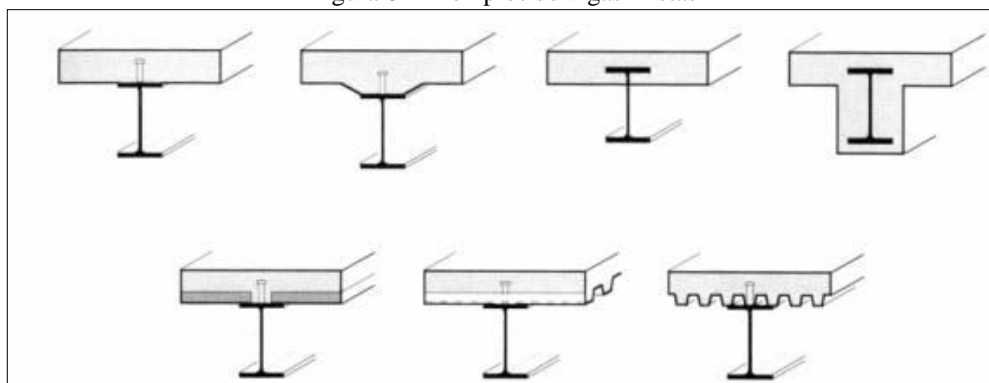


Fonte: Portal Online - Engenharia E Etc (2015).

As vigas mistas, segundo Varela (2004), consistem em perfis de aço que suportam a laje de concreto em sua mesa superior, nessa ocasião há a necessidade de existir uma ligação entre a viga de aço e a laje de modo que elas funcionem como um conjunto capaz de resistir à flexão.

Analogamente, Fabrizzi (2007), caracteriza as vigas mistas de aço e concreto como letras T, conforme figura 8.

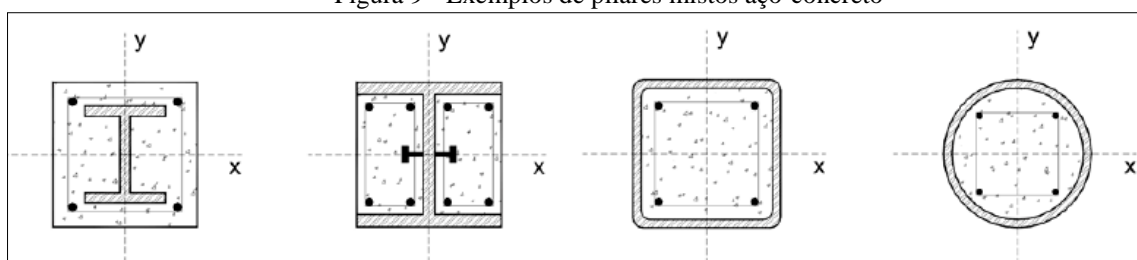
Figura 8 - Exemplos de vigas mistas



Fonte: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (Data de publicação desconhecida). Disponível em: <http://www.dec.uc.pt/LME/EC52PEM/objectivos.htm>.

Os pilares mistos de aço-concreto, segundo Toledo (2009), podem ser definidos como elementos estruturais sujeitos, predominantemente, à compressão simples ou composta, onde a seção transversal resistente é formada por um ou mais perfis de aço estrutural revestidos ou preenchidos de concreto. Os modelos mais conhecidos são demonstrados na figura 9.

Figura 9 - Exemplos de pilares mistos aço-concreto



Fonte: Autor desconhecido (Data de publicação desconhecida). Disponível em: <http://www.scielo.br/img/revistas/rem/v60n2/n02a09fig01.gif>

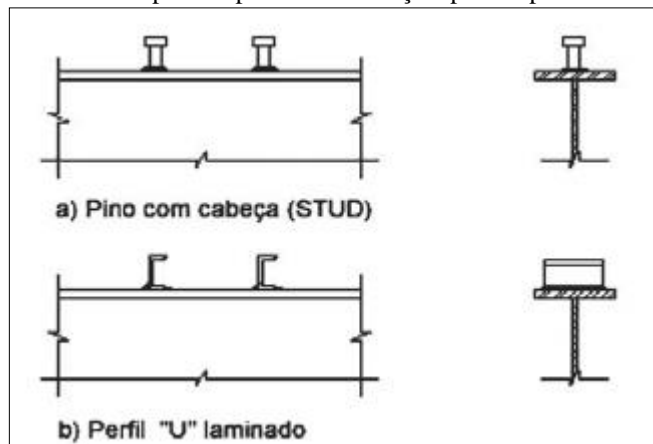
Segundo a ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, é necessário a presença de conectores de cisalhamento nos lugares onde houver interação do aço com o concreto, pois isso fará com que ambos materiais funcionem como um conjunto capaz de resistir à flexão.

Os conectores, de acordo com Tristão e Neto (2005), são responsáveis por, além de impedir a separação vertical entre a laje de concreto e o perfil de aço, transferir o fluxo de cisalhamento na interface da viga mista. Dessa forma, é possível garantir a interação dos elementos, proporcionando um comportamento uniforme.

Os conectores podem ser divididos, segundo Fabrizzi (2007), em dois grupos principais: os rígidos e flexíveis. Nos conectores rígidos a ruptura ocorre fragilmente, ou seja, sem apresentar patamar de escoamento; já os flexíveis apresentam esse patamar e ruptura dúctil.

A norma ainda retrata que os tipos mais utilizados de conectores são os pinos com cabeça e os perfis U laminados ou formados a frio. Na figura 10 podem ser vistos os exemplos de ambos pinos e suas respectivas vistas laterais.

Figura 10 - Exemplos de pinos com cabeça e perfil tipo "U" laminado



Fonte: Portal Online Met@lica (Data de publicação desconhecida). Disponível em: <http://wwwo.metalica.com.br/caracterizacao-das-construcoes-mistas-aco-concreto>.

Apesar da norma brasileira trazer os dois tipos de conectores mais utilizados, segundo QUEIROZ et al (2012) o pino com cabeça é o mais comum, pelo fato de funcionar como um eletrodo de solda e, ao mesmo tempo, após a soldagem, servir como conector de cisalhamento. Em síntese, esses são os elementos de uma estrutura mista de aço e concreto, figura 11.

Figura 11 - Edificação feita em estrutura mista



Fonte: Portal Online - Construção e Mercado (2015).

Portanto, após conhecer melhor as características de cada sistema estrutural e analisá-los, é possível começar os procedimentos de cálculo que envolvem a estrutura de um galpão, a começar pela ação do vento.

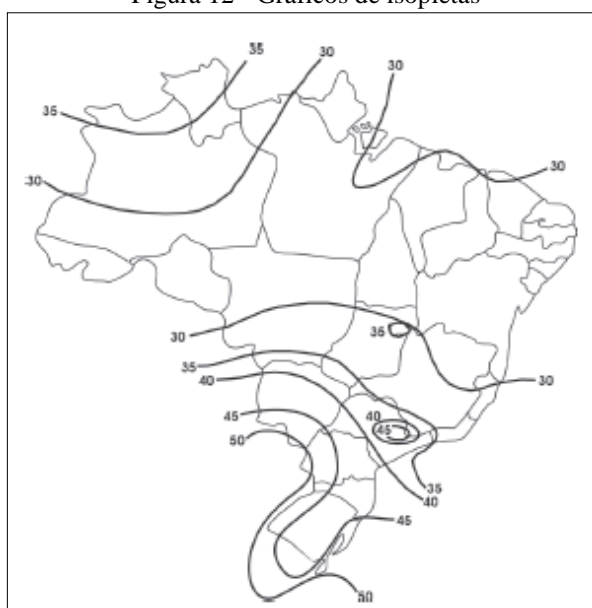
2.3 Análise da ação do vento em estruturas

A ação do vento deve ser calculada de acordo com a ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações, da qual foram retirados todos os conceitos que seguem.

2.3.1 Determinação da velocidade básica do vento

A velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, a dez metros de altura, em campo aberto e plano, ultrapassada, em média, uma vez em 50 anos. Essa pode ser definida em função do gráfico de isopletas, conforme figura 12:

Figura 12 - Gráficos de isopletas



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

2.3.1.1 Determinação do fator topográfico

O fator topográfico, S_1 , refere-se a tipologia do relevo do terreno onde será construída a edificação e pode ser determinado de duas maneiras, sendo uma para lugares planos ou fracamente acidentados e outra para taludes e morros. Na primeira situação, o valor desse fator é 1,0; já na segunda ocasião, o fator deve ser calculado em função das cotas, da inclinação, das distâncias e da angulação dos taludes.

2.3.1.2 Determinação do fator de rugosidade

O fator de rugosidade, S_2 , é obtido em função de diversos dados, dentre eles a rugosidade do terreno, a variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e as dimensões das edificações próximas ao galpão.

2.3.1.2.1 Rugosidade do terreno

A rugosidade do terreno pode ser dividida em 5 categorias. A primeira categoria, I, refere-se às superfícies lisas de grandes dimensões, tendo como alguns exemplos os mares, lagos, rios e pântanos sem vegetação; a segunda categoria, II, deve-se aos terrenos abertos em nível igual ou próximo, possuindo poucos obstáculos, como árvores e edificações baixas; a terceira categoria, III, refere-se aos terrenos planos ou ondulados que possuem obstáculos, como muros, edificações baixas e esparsas; a quarta categoria, IV, deve-se aos terrenos cobertos por numerosos obstáculos e pouco afastados, são exemplos disso as áreas industrializadas e urbanizadas; já a última e quinta categoria, V, é caracterizada por possuir terrenos cobertos por numerosas edificações, grandes, altas e pouco espaçadas, como cidades bem desenvolvidas.

2.3.1.2.2 Dimensões da edificação

A velocidade do vento varia continuamente, então o seu valor deve ser obtido através de uma média em função de intervalo qualquer de tempo. Esse vento foi analisado em rajadas de 3 segundos que atingem edificações de até 20 metros. E com essa análise a norma conseguiu classificar as edificações em função de sua geometria.

A classe A diz respeito a toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros; a classe B refere-se a toda edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros; por último, a classe C deve-se a toda edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros. Em casos de edificações que apresentem uma dimensão com tamanho superior a 80 metros, o intervalo deverá ser determinado diferentemente do apresentado.

Após definidas as categorias e as classes pertencentes à estrutura em questão, devem ser analisados os parâmetros “b”, “p” e “Fr”, de acordo com a tabela 1:

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos

| Categoria | Z_g (m) | Parâmetro | Classes | | |
|-----------|-----------|-----------|---------|-------|-------|
| | | | A | B | C |
| I | 250 | b | 1,10 | 1,11 | 1,12 |
| | | p | 0,06 | 0,065 | 0,07 |
| II | 300 | b | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | | Fr | 1,00 | 0,98 | 0,95 |
| III | 350 | p | 0,085 | 0,09 | 0,10 |
| | | b | 0,94 | 0,94 | 0,93 |
| IV | 420 | p | 0,10 | 0,105 | 0,115 |
| | | b | 0,86 | 0,85 | 0,84 |
| | | p | 0,12 | 0,125 | 0,135 |

| Tabela 1 (Conclusão). | | | | | |
|-----------------------|-----|---|------|------|-------|
| V | 500 | b | 0,74 | 0,73 | 0,71 |
| | | p | 0,15 | 0,16 | 0,175 |

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Com isso, é possível determinar o valor do fator S_2 , em função da seguinte equação numérica:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^p$$

Equação 1, onde:

S_2 é o fator de rugosidade;

b, F_r e p são valores encontrados na tabela 3, em função da classe e categoria da edificação;

Z é a altura da edificação.

2.3.1.3 Determinação do fator estatístico

O fator estatístico, S_3 , é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A probabilidade de que a velocidade básica, determinada anteriormente em função do gráfico das isopletras, seja excedida no período de 50 anos é de 63%. Esse nível é o valor adotado para o grupo 2, da tabela 2:

| Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 | | |
|---|--|-------|
| Grupo | Descrição | S_3 |
| 1 | Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc) | 1,10 |
| 2 | Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação. | 1,00 |
| 3 | Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.) | 0,95 |
| 4 | Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.) | 0,88 |
| 5 | Edificações temporárias. Estruturas do grupo 1 a 3 durante a construção | 0,83 |

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

2.3.2 Determinação da velocidade característica do vento

A velocidade característica do vento pode ser determinada pela fórmula:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Equação 2, onde:

V_k é a velocidade característica do vento;

V_0 é a velocidade básica do vento;

S_1 é o fator topográfica da edificação;
 S_2 é o fator de rugosidade da edificação;
 S_3 é o fator estatístico da edificação.

2.3.3 Determinação da pressão dinâmica do vento

A pressão dinâmica do vento é dada por:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

Equação 3, onde:


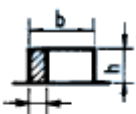
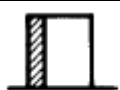
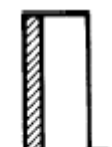
q é a pressão dinâmica do vento;

V_k é a velocidade característica do vento.

2.3.4 Coeficientes de pressão e de forma, externos

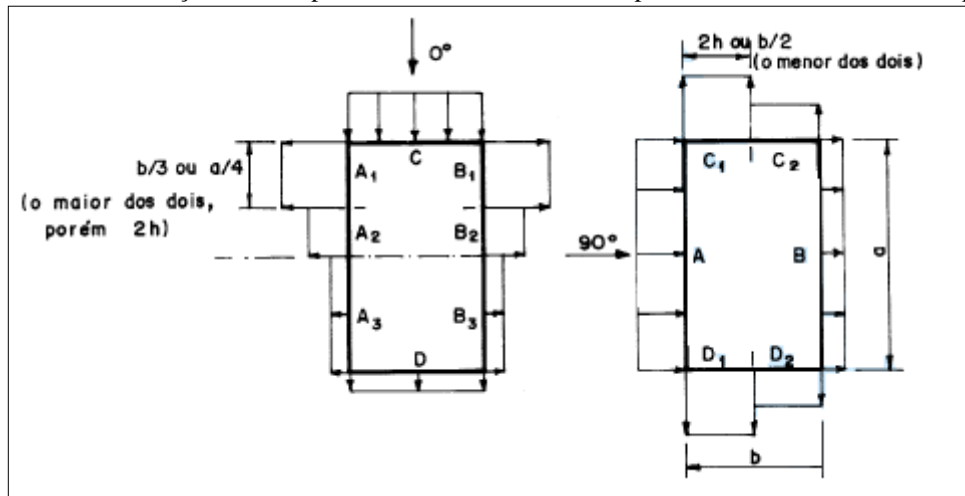
Na ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações – há inúmeros coeficientes externos para diversos tipos de edificações, no presente trabalho será retratado apenas os coeficientes para edificações retangulares. Os coeficientes externos das paredes podem ser encontrados em função da tabela 3 e da figura 13.

Tabela 3 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular

| Altura relativa | Valores de C_e para | | | | | | | | C_{pe} médio  | |
|--|-----------------------------|---------------|------|------|---------------------|------|---------------|---------------|---|------|
| | $\alpha = 0^\circ$ | | | | $\alpha = 90^\circ$ | | | | | |
| | A_1 e B_1 | A_2 e B_2 | C | D | A | B | C_1 e D_1 | C_2 e D_2 | | |
|  $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$ | -0,8 | -0,5 | +0,7 | -0,4 | +0,7 | -0,4 | -0,8 | -0,4 | -0,9 | |
| 0,2 b ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ | $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ | -0,8 | -0,4 | +0,7 | -0,3 | +0,7 | -0,5 | -0,9 | -0,5 | -1,0 |
|  $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$ | -0,9 | -0,5 | +0,7 | -0,5 | +0,7 | -0,5 | -0,9 | -0,5 | -1,1 | |
| $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$ | $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ | -0,9 | -0,4 | +0,7 | -0,3 | +0,7 | -0,6 | -0,9 | -0,5 | -1,1 |
|  $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$ | -1,0 | -0,6 | +0,8 | -0,6 | +0,8 | -0,6 | -1,0 | -0,6 | -1,2 | |
| $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$ | $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ | -1,0 | -0,5 | +0,8 | -0,3 | +0,8 | -0,6 | -1,0 | -0,6 | -1,2 |

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Figura 13 - Determinação dos comprimentos dos coeficientes de pressão e forma, externos, nas paredes



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Notas: a) para a/b entre $3/2$ e 2 , interpolar linearmente.

b) para vento a 0° , nas partes A_2 e B_2 , o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:

- para $a/b = 1$: mesmo valor das partes A_2 e B_2 ;

- para $a/b \geq 2$: $C_e = -0,2$;

- para $1 < a/b < 2$: interpolar linearmente.

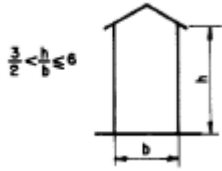
c) para cada uma das duas incidências do vento (0° ou 90°), o coeficiente de pressão médio externo C_{pe} médio, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma distância igual a $0,2b$ ou h , considerando-se o menor destes dois valores.

Os coeficientes externos dos telhados, com duas águas, podem ser encontrados em função da tabela 4 e figura 14.

Tabela 4 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular

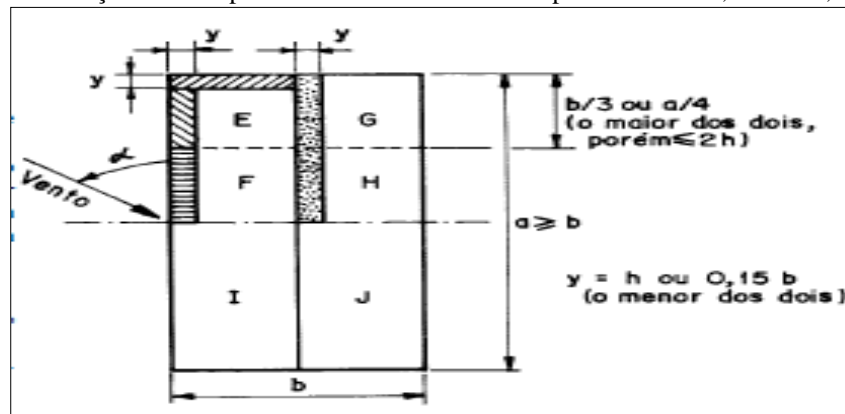
| Altura relativa | θ | Valores C para | | | | C médio | | | |
|-----------------|------------|---------------------|------|--------------------|------|---------|------|------|-------|
| | | $\alpha = 90^\circ$ | | $\alpha = 0^\circ$ | | | | | |
| | | EF | GH | EG | FH | | | | |
| | 0° | -0,8 | -0,4 | -0,8 | -0,4 | -2,0 | -2,0 | -2,0 | - |
| | 5° | -0,9 | -0,4 | -0,8 | -0,4 | -1,4 | -1,2 | -1,2 | -1,20 |
| | 10° | -1,2 | -0,4 | -0,8 | -0,6 | -1,4 | -1,4 | - | -1,2 |
| | 15° | -1,0 | -0,4 | -0,8 | -0,6 | -1,4 | -1,2 | - | -1,2 |
| | 20° | -0,4 | -0,4 | -0,7 | -0,6 | -1,0 | - | - | -1,2 |
| | 30° | 0 | -0,4 | -0,7 | -0,6 | -0,8 | - | - | -1,1 |
| | 45° | +0,3 | -0,5 | -0,7 | -0,6 | - | - | - | -1,1 |
| | 60° | +0,7 | -0,6 | -0,7 | -0,6 | - | - | - | -1,1 |
| | 0° | -0,8 | -0,6 | -1,0 | -0,6 | -2,0 | -2,0 | -2,0 | - |
| | 5° | -0,9 | -0,6 | -0,9 | -0,6 | -2,0 | -2,0 | -1,5 | -1,0 |
| | 10° | -1,1 | -0,6 | -0,8 | -0,6 | -2,0 | -2,0 | -1,5 | -1,2 |
| | 15° | -1,0 | -0,6 | -0,8 | -0,6 | -1,8 | -1,5 | -1,5 | -1,2 |
| | 20° | -0,7 | -0,5 | -0,8 | -0,6 | -1,5 | -1,5 | -1,5 | -1,0 |
| | 30° | -0,2 | -0,5 | -0,8 | -0,8 | -1,0 | - | - | -1,0 |
| | 45° | +0,2 | -0,5 | -0,8 | -0,8 | - | - | - | - |
| | 60° | +0,6 | -0,5 | -0,8 | -0,8 | - | - | - | - |

| | | | | | | | | | |
|--|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 0° | -0,8 | -0,6 | -0,9 | -0,7 | -2,0 | -2,0 | -2,0 | - |
| | 5° | -0,8 | -0,6 | -0,8 | -0,8 | -2,0 | -2,0 | -1,5 | -1,0 |
| | 10° | -0,8 | -0,6 | -0,8 | -0,8 | -2,0 | -2,0 | -1,5 | -1,2 |
| | 15° | -0,8 | -0,6 | -0,8 | -0,8 | -1,8 | -1,8 | -1,5 | -1,2 |
| | 20° | -0,8 | -0,6 | -0,8 | -0,8 | -1,5 | -1,5 | -1,5 | -1,2 |
| | 30° | -1,0 | -0,5 | -0,8 | -0,7 | -1,5 | - | - | - |
| | 40° | -0,2 | -0,5 | -0,8 | -0,7 | -1,0 | - | - | - |
| | 50° | +0,2 | -0,5 | -0,8 | -0,7 | - | - | - | - |
| | 60° | +0,5 | -0,5 | -0,8 | -0,7 | - | - | - | - |



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Figura 14 - Determinação dos comprimentos dos coeficientes de pressão e forma, externos, no telhado



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

- Notas: a) o coeficiente de forma C_e na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente.
 b) nas zonas em torno de partes de edificações salientes ao telhado (chaminés, reservatórios, torres, etc.), deve ser considerado um coeficiente de forma $C_e = 1,2$, até uma distância igual à metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta.
 c) na cobertura de lanternins, C_{pe} médio = -2,0.
 d) para vento a 0° , nas partes I e J o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:
 - $a/b = 1,0$: mesmo valor das partes F e H;
 - $a/b \geq 2$: $C_e = -0,2$;
 - Interpolare linearmente para valores intermediários de a/b .

2.3.5 Coeficientes de pressão interna

Os coeficientes de pressão interna são os mais diversos possíveis, pois dependem da permeabilidade da edificação. Sendo assim, serão retratados apenas dois exemplos, que são:

- a) duas faces opostas igualmente permeáveis – as outras faces impermeáveis.

$$C_{pi} = +0,20 \text{ – vento perpendicular a uma face permeável;}$$

$$C_{pi} = -0,30 \text{ – vento perpendicular a uma face impermeável.}$$

- b) quatro faces igualmente permeáveis:

$$C_{pi} = -0,30 \text{ ou } 0$$

Com isso é possível encontrar a carga atuante na estrutura proveniente do vento, que é calculada por:

$$\text{Carga (vento)} = q \cdot (C_e \mp C_i) \cdot \text{Área de influência}$$

Equação 4, onde:

Carga é a carga final atuante no elemento;

q é a pressão dinâmica do vento;

C_e e C_i são os coeficientes de pressão externo e interno;

Área de influência é o comprimento do elemento analisado.

Além da carga do vento atuante na edificação, é válido ressaltar que há outras cargas que devem ser consideradas, tais como: sobrecarga, carga acidental, peso das terças, peso próprio e peso de equipamentos que serão fixados nos elementos do galpão analisado. Entretanto, não serão retratados os cálculos utilizados para determinação desses, pois serão utilizados valores médios encontrados em determinadas referências bibliográficas, as quais serão devidamente referenciadas no momento apropriado. Desse modo, após a determinação de todas as cargas atuantes, faz-se as combinações para encontrar os esforços solicitantes.

2.4 Análise combinatória de ações em Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço

Segundo Souza (2011), o dimensionamento de uma estrutura deve atender minimamente as condições e as funções pelas quais foi concebida, considerando a vida útil estimada. Dessa forma, devem ser verificados os requisitos de segurança mínimos, conhecidos como estado limite último, e situação de desempenho em uso, chamados de estado de limite de serviço.

Analogamente, de acordo com Lima (2012), existem duas filosofias de projeto estrutural, o projeto pelos estados limites ou pelas resistências admissíveis. No Brasil, utiliza-se desse primeiro método. A ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas de mistas de aço e concreto de edifícios – o divide em duas categorias, o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS). Entretanto, com uma ressalva, o método dos estados limites utilizado para o dimensionamento exige que nenhum estado limite seja excedido, pois caso isso ocorra a estrutura não estará atendendo os critérios normativos e, conseqüentemente, não atenderá os objetivos para os quais foi projetada.

2.4.1 Estado Limite Último

Ainda com base nas definições da ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – os estados limites últimos estão correlacionados com a segurança da estrutura, sendo que no processo de dimensionamento, estaria submetida às combinações mais desfavoráveis previstas para toda sua vida útil ou quando atuar uma ação especial ou excepcional, como é o caso do recalque nas fundações.

Desse modo, os cálculos devem atender a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d$$

Equação 5, onde:

S_d representa os valores de cálculo dos esforços atuantes, obtidos com bases nas combinações últimas de ações, que serão vistas posteriormente;

R_d representa os valores de cálculos dos correspondentes esforços resistentes, obtidos com bases nas características mecânicas, conforme o tipo da situação.

2.4.2 Estado Limite de Serviço

Ademais, os estados limites de serviço estão diretamente ligados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização. Nessa ocasião, os cálculos deverão atender a equação:

$$S_{ser} \leq S_{lim}$$

Equação 6, onde:

S_{ser} representa os valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço, que serão vistas posteriormente;

S_{lim} representa os valores limites adotados para esses efeitos, obtidos com base nas limitações impostas pela norma.

Para atender essas condições, é preciso conhecer as características das ações atuantes nas estruturas e como essas podem ou devem ser combinadas, com seus respectivos coeficientes de ponderação.

2.5 Ações nas estruturas

A norma responsável por determinar e caracterizar os esforços solicitantes nas estruturas é a ABNT NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos – essa que, por sinal, serve como referência para as demais normas de projetos, incluindo a própria ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Portanto, a classificação das ações é dada por permanentes, variáveis e excepcionais.

2.5.1 Ações permanentes

As ações permanentes podem ser divididas em diretas e indiretas. São consideradas ações diretas os pesos próprios dos elementos da construção, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas. Já as ações indiretas são a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

2.5.2 Ações variáveis

As ações variáveis são as cargas acidentais das construções, bem como seus efeitos, que podem ser obtidos na ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, sendo eles as forças de frenação, de impacto e centrífugas, os efeitos do vento, que devem ser estabelecidos conforme ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. As ações variáveis podem ser classificadas como normais e especiais.

As normais são aquelas com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção. Agora, as especiais são aquelas com pequena probabilidade de ocorrer, a exemplo disso tem-se as ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza, como tornado.

2.5.3 Ações excepcionais

Ações excepcionais são aquelas decorrentes de causas, como diz o nome, excepcionais. Sendo assim, são elas as explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura, esses que são denominados coeficientes de ponderação das ações.

2.6 Coeficientes de ponderação das ações

Ainda de acordo com a ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, as ações devem ser ponderadas utilizando coeficientes que irão considerar a variabilidade daquele acontecimento e a probabilidade de que aqueles esforços atuem simultaneamente. Esse coeficiente é conhecido como γ_f e é dado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Equação 7, onde:

γ_f é o coeficiente de ponderação das ações;

γ_{f1} é a parcela do coeficiente de ponderação das ações, que considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} é a parcela do coeficiente de ponderação das ações, que considera a simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} é a parcela do coeficiente de ponderação das ações, que considera possíveis erros, sejam eles construtivos ou de cálculo, esse valor deve ser igual ou superior a 1,10.

2.6.1 Coeficientes de ponderação das ações no Estado Limite-Último (ELU)

Os coeficientes de ponderação das ações no Estado Limite Último são simplificados em função da tabela 5, a qual traz, resumidamente, as multiplicações dos mesmos. É interessante notar que a multiplicação do γ_{f1} γ_{f3} é representado por γ_g ou γ_q . Já o γ_{f2} é igual ao fator de combinação Ψ_0 .

Tabela 5 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$

| Ações permanentes (γ_g) ^{a c} | | | | | | |
|---|--------------------------------------|---|---|---|--|-------------|
| Diretas | | | | | | |
| Combinações | Peso próprio de estruturas metálicas | Peso próprio de estruturas pré-moldadas | Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes | Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco | Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos | Indiretas |
| | | | | | | |
| Especiais ou de construção | 1,15 (1,00) | 1,20 (1,00) | 1,25 (1,00) | 1,30 (1,00) | 1,40 (1,00) | 1,20 (0) |
| Excepcionais | 1,10 (1,00) | 1,15 (1,00) | 1,15 (1,00) | 1,20 (1,00) | 1,30 (1,00) | 0,00 (0) |
| Ações variáveis (γ_q) ^{a d} | | | | | | |
| Efeito da temperatura ^b | | Ações do vento | Ações truncadas | Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação | | |
| Normais | 1,20 | 1,40 | 1,20 | 1,50 | | |
| Especiais ou de construção | 1,00 | 1,20 | 1,10 | 1,30 | | |
| Excepcionais | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | | |

Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superior a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança pode, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m² ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de

construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais sempre 1,00.

2.6.2 Coeficientes de ponderação das ações no Estado Limite-Serviço (ELS)

Ao contrário do Estado Limite-Último, o Estado Limite-Serviço, em geral, utiliza o coeficiente de ponderação γ_f como 1. Em casos de combinações de ações de serviço, são utilizados coeficientes de ponderação, conhecidos como Ψ_1 e Ψ_2 , encontrados na tabela 6.

Tabela 6 - Valores dos fatores de combinação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para as ações variáveis

| Ações | | γ_{f2}^a | | |
|--|--|-----------------|------------|------------|
| | | Ψ_0 | Ψ_1^d | Ψ_2^e |
| Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação | Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b | 0,5 | 0,4 | 0,3 |
| | Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c | 0,7 | 0,6 | 0,4 |
| | Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas | 0,8 | 0,7 | 0,6 |
| Vento | Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral | 0,6 | 0,3 | 0 |
| Temperatura | Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local | 0,6 | 0,5 | 0,3 |
| Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos | Passarelas de pedestre | 0,6 | 0,4 | 0,3 |
| | Vigas de rolamento de pontes rolantes | 1,0 | 0,8 | 0,5 |
| | Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes | 0,7 | 0,6 | 0,4 |

Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

^a É a parcela do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a simultaneidade de atuação das ações;

^b Edificações residenciais de acesso restrito;

^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público;

^d Para estado-limite de fadiga, usar Ψ_1 igual a 1,0;

^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para Ψ_2 o valor zero.

Posteriormente à definição dos coeficientes de ponderação que serão utilizados na análise combinatória, é necessário entender e verificar qual o tipo de combinação a ser feito.

2.7 Combinações de ações nas estruturas

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação dos estados limites últimos e dos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

2.7.1 Combinações de ações para estados limites últimos

Uma combinação última de ações pode ser classificada em normal, especial, de construção e excepcional.

2.7.1.1 Combinação últimas normais

As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação. Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados limites últimos aplicáveis. Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação. Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k})$$

Equação 8, onde:

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característicos da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

2.7.1.2 Combinações últimas especiais

As combinações últimas especiais decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais. Os carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de vida útil da estrutura. Cada carregamento especial corresponde a uma única combinação última especial de ações, na qual devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezável de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação. Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k})$$

Equação 9, onde:

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característicos da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

2.7.1.3 Combinações últimas excepcionais

As combinações últimas excepcionais decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. As ações excepcionais somente devem ser consideradas no projeto de estrutura de determinados tipos de construção, nos quais essas ações não possam ser desprezadas e que, além disso, na concepção estrutural, não possam ser tomadas medidas que anulem ou atenuem a gravidade das consequências dos seus efeitos. O carregamento excepcional é transitório, com duração extremamente curta.

A cada carregamento excepcional corresponde a uma única combinação última excepcional de ações na qual devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezável de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme a ABNT NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos.

Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k})$$

Equação 10, onde:

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q,ex}$ é o valor da ação transitória excepcional.;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Souza (2011) resume que tais equações representam o somatório das ações permanentes multiplicadas pelos respectivos coeficientes de ponderação mais a ação variável principal multiplicada pelo seu coeficiente de ponderação mais os somatórios das demais ações variáveis multiplicadas pelos respectivos coeficientes de ponderação e combinação.

2.7.2 Combinações de ações para estados limites de serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras.

2.7.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

As combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período da vida da estrutura, da ordem da metade desse período. Essas combinações são utilizadas para os efeitos de longa duração e para a aparência da construção. Nas combinações

quase permanentes, todas as variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{Q,k}$.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k})$$

Equação 11, onde:

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

No contexto dos estados-limites de serviço, o termo “aparência” deve ser entendido como relacionado a deslocamentos excessivos que não provoquem danos a outros componentes da construção, e não a questões meramente estéticas.

2.7.2.2 Combinações frequentes de serviço

As combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezável desse período, da ordem de 5%. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites reversíveis, isto é, que não causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, incluindo os relacionados ao conforto dos usuários e ao funcionamento de equipamentos, tais como vibrações excessivas, movimentos laterais excessivos que comprometam a vedação, empoçamentos em coberturas e aberturas de fissuras.

Nas combinações frequentes, ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{Q,k}$:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k})$$

Equação 12, onde:

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característicos da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

2.7.2.3 Combinações raras de serviço

As combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites irreversíveis, isto é, que causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da

construção, e para aqueles relacionados ao funcionamento adequado da estrutura, tais como formação de fissuras e danos aos fechamentos.

Nas combinações raras, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes $\Psi_1 F_{Qj,k}$:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{1j} \cdot F_{Qj,k})$$

Equação 13, onde:

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característicos da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Segundo Souza (2011), nestas verificações devem ser dadas as entradas com os valores nominais das ações, ou seja, $\gamma_f = 1$. Já nas combinações das ações de serviço devem ser usados os fatores de redução das ações Ψ_1 e Ψ_2 . Além dessa forma de combinação, há ainda as combinações que levarão aos valores característicos e nominais de um determinado material, que será utilizado para determinar a resistência do mesmo diante de uma solicitação de esforços.

2.8 Valores característicos e nominais

As resistências dos materiais são representadas pelos valores característicos definidos como aqueles que, em um lote de material, têm apenas 5% de probabilidade de não serem atingidos. De acordo com a norma 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, o valor característico pode ser substituído pelo valor nominal, quando fornecido por norma ou especificação aplicável ao material. Por simplicidade, o termo “nominal” aplicado a uma resistência pode significar tanto uma resistência características quanto uma resistência nominal.

2.8.1 Valores de cálculo

A resistência de cálculo, fd , de um material é definida como:

$$fd = \frac{fk}{\gamma_m}$$

Equação 14, onde:

fd é a resistência de cálculo;

fk é a resistência característica;

γ_m é o coeficiente de ponderação.

O coeficiente de ponderação pode ser encontrado por:

$$\gamma_m = \gamma_{m1}\gamma_{m2}\gamma_{m3}$$

Equação 15, onde:

γ_m é o coeficiente médio de ponderação;

γ_{m1} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;
 γ_{m2} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera a diferença entre a resistência do material no corpo-de-prova e na estrutura;

γ_{m3} é a parcela do coeficiente de ponderação que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

Os valores das tensões resistentes de cálculo são estabelecidos, em cada caso particular, a partir das teorias de resistência dos elementos estruturais considerados.

2.8.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU)

Os valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m do aço estrutural, do concreto e do aço das armaduras, representados respectivamente por γ_a , γ_c , e γ_s são dados na tabela 7, em função da classificação da combinação última de ações. No caso do aço estrutural, são definidos dois coeficientes, γ_{a1} e γ_{a2} , o primeiro para estados-limites últimos relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade e o segundo à ruptura.

Tabela 7 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m

| Combinações | Aço estrutural ^a | | Concreto γ_c | Aço das armaduras γ_s |
|-------------------------------|--|--------------------------|------------------------|------------------------------------|
| | γ_a | | | |
| | Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1} | Ruptura γ_{a2} | | |
| Normais | 1,10 | 1,35 | 1,40 | 1,15 |
| Especiais ou de construção | 1,10 | 1,35 | 1,20 | 1,15 |
| Excepcionais | 1,00 | 1,15 | 1,20 | 1,00 |

Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

^a Inclui o aço de forma incorporada, usados nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

2.8.1.2 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite de serviço (ELS)

Os limites estabelecidos para os estados-limites de serviço não necessitam de minoração, portanto, $\gamma_m = 1,00$.

2.9 Dimensionamento dos elementos de um pórtico – estrutura metálica

Após encontrar e determinar todos os critérios supracitados, deve-se realizar o dimensionamento dos elementos estruturais. Para isso, é necessário conhecer as características básicas desse material, conforme tabela 8.

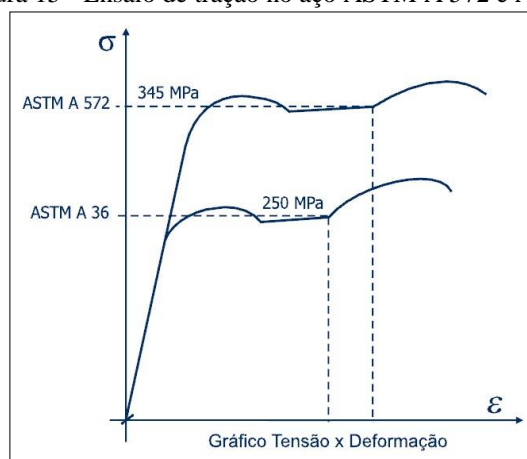
Tabela 8 - Propriedades mecânicas do aço

| | |
|------------------------------------|--|
| Módulo de elasticidade | $E = 200.000 \text{ Mpa}$ |
| Módulo de elasticidade transversal | $G = 77.000 \text{ Mpa}$ |
| Coefficiente de Poisson | $\nu_a = 0,3$ |
| Coefficiente de dilatação térmica | $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ |
| Massa específica | $P_a = 7850 \text{ kg/m}^3$ |

Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Segundo Bellei (2008), todo projeto de estruturas de aço parte de dois princípios muito importantes, o Limite de escoamento e o Limite de Ruptura. Essas características podem ser encontradas através de ensaios de tração. A ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – representa o limite de escoamento por (f_y) e o de ruptura por (f_u). A figura 15 mostra o resultado encontrado no ensaio de dois aços amplamente usados no comércio.

Figura 15 - Ensaio de tração no aço ASTM A 572 e A 36



Fonte: Portal Online - Catálogo de produtos Gerdau (2012).

Os procedimentos de cálculo para o dimensionamento de perfis formam uma etapa trabalhosa e que pode consumir um tempo considerável do engenheiro estrutural. Atualmente, com o uso comum de softwares de dimensionamento esta etapa pode ser automatizada, permitindo que o engenheiro dedique mais tempo às análises e otimização das estruturas. Sendo assim, é possível criar um roteiro de cálculo para a situação problema aqui presente, dimensionamento de um pórtico metálico, para isso foi utilizada os conceitos da ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, assim como o passo a passo disponível no Manual de Construção em Aço – Galpões para uso gerais, feito pelo INSTITUTO BRASIL (2010) e divulgado pelo Centro Brasileiro de Construções em Aço (CBCA).

2.9.1 Solicitações de cálculo

Inicialmente deve ser feita uma criteriosa análise sobre as tensões atuantes na estrutura, destacando-se as barras submetidas aos maiores esforços, para que sejam dimensionadas de acordo com as prescrições normativas.

2.9.2 Pré-dimensionamento dos elementos

Segundo Bellei (2006), é recomendado que para colunas de galpões sem ponte rolante com seção constante a altura do perfil seja entre $H/20$ e $H/30$, sendo que H é a altura da coluna até o beiral. Já para as vigas o mesmo autor recomenda alturas de perfis de $L/50$ até $L/70$.

2.9.3 Dimensionamento e verificações

Em galpões, de modo geral, é comum ver o dimensionamento de apenas uma coluna, considerada crítica, essa prática, além de facilitar o processo de cálculo, possibilita maior facilidade na instalação dos perfis na hora da execução, uma vez que não corre o risco de instalar perfis erroneamente. Com o pré-dimensionamento indicado por Bellei (2006) é possível encontrar a medida do perfil em normas, tabelas ou catálogos de fabricantes de produtos siderúrgicos. É válido entender que, nesse primeiro momento não está sendo escolhido um perfil que necessariamente terá o melhor desempenho em capacidade e custo. Para ter essa solução, deve ser analisado diversos fatores, dentre eles a disponibilidade de fornecedores e custos.

2.9.3.1 Verificação da esbeltez

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e mistas de aço e concreto de edifícios, a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas não deve ser superior a 200. A esbeltez pode ser calculada por:

$$\lambda = \frac{r_{x,y}}{L_{x,y}}$$

Equação 16, onde:

λ é o índice de esbeltez;

$r_{x,y}$ é o raio de giração correspondente ao eixo analisado, sendo ele em x ou em y ;

$L_{x,y}$ é a maior relação entre o comprimento destravado do perfil.

2.9.3.2 Verificação da capacidade à compressão

Para que seja possível verificar a capacidade à compressão é necessário verificar a qual grupo o perfil escolhido pertence. Isso é possível analisando a tabela 9:

Tabela 9 - Valores limites (b/t)lim

| Elementos | Grupo | Descrição dos elementos | Alguns exemplos com indicação | (b/t)lim |
|-----------|-------|--|-------------------------------|---------------------------------------|
| AA | 1 | - Mesas ou almas de seções tubulares retangulares - Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas | | $1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ |
| | 2 | - Almas de seções I, H ou U - Mesas ou almas de seção-caixão - Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 | | $1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ |
| AL | 3 | - Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travejamento | | $0,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ |
| | 4 | - Mesas de seções I, H, T ou U laminadas - Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas - Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas | | $0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ |
| | 5 | - Mesas de seções I, H, T ou U soldadas | | $0,64 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$ |
| AL | 6 | - Almas de seções T | | $0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ |

Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Após definido qual o grupo do perfil selecionado é necessário verificar a necessidade, ou não, de utilizar o fator de redução Q . É interessante notar que caso a relação (b/t) não supere $(b/t)_{lim}$ esse fator é 1,00. Caso essa relação (b/t) seja superior a $(b/t)_{lim}$ o fator deve ser calculado da seguinte forma:

$$Q = Q_a \cdot Q_s$$

Equação 17, onde:

Q é o fator de redução total;

Q_a é o fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos da categoria AA;

Q_s é o fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos da categoria AL.

Deve considerar ainda que se a seção tiver apenas elementos AL, o fator de redução total, Q , será igual ao fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos da categoria AL, Q_s . O mesmo ocorre se houver apenas elementos AA, nesse caso o fator de redução total, Q , será igual ao fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos da categoria AA, Q_a . Elementos circulares são calculados diferentemente das condições aqui apresentadas.

2.9.3.2.1 Elementos comprimidos AA

O fator de redução, Q_a , das seções transversais com elementos comprimidos AA, cuja relação entre largura e espessura ultrapassa os valores limites, é definido como:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

Equação 18, onde:

Q_a é o fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos da categoria AA;

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal;

A_g é a área bruta.

A área efetiva da seção transversal pode ser encontrada em, com o somatório estendendo-se a todos elementos AA:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t$$

Equação 19, onde:

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal;

A_g é a área bruta;

b é largura de um elemento comprimido AA;

t é a espessura de um elemento comprimido AA;

b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA.

A largura efetiva, b_{ef} , dos elementos AA é:

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[1 - \frac{c_a}{(b/t)} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

Equação 20, onde:

b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA;

t é a espessura de um elemento comprimido AA;

E é o módulo de elasticidade do aço;

σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado;

c_a é um coeficiente, igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares e 0,34 para todos os outros elementos;

b é a largura de um elemento comprimido AA.

A tensão, σ , que pode atuar no elemento analisado, é tomado, de forma conservadora, igual a:

$$\sigma = f_y$$

Equação 21, onde:

σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

2.9.3.2.2 Elementos comprimidos AL

Os fatores de redução, Q_s , das seções transversais com elementos comprimidos AL, cuja relação entre largura e espessura ultrapassa os valores limites, são os seguintes.

a) Elementos do grupo 3:

$$Q_s = 1,34 - 0,76 \cdot \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0,53 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 0,91 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Equação 22 e Equação 23, respectivamente, onde:

Q_s é o fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos da categoria AL;

b é a largura de um elemento comprimido AL;

t é a espessura de um elemento comprimido AL;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

E é o módulo de elasticidade do aço.

b) Elementos do grupo 4:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \cdot \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0,69 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Equação 24 e Equação 25, respectivamente, onde:

Q_s é o fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos da categoria AL;

b = é a largura de um elemento comprimido AL;
 t = é a espessura de um elemento comprimido AL;
 f_y = é a resistência ao escoamento do aço;
 E = é o módulo de elasticidade do aço.

c) Elementos do grupo 5:

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \cdot \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c \cdot E}}, \text{ para } 0,64 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$$

$$Q_s = \frac{0,90 \cdot E \cdot k_c}{f_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,17 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$$

Equação 26 e Equação 27, respectivamente, onde:

Q_s é o fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos da categoria AL;
 b é a largura de um elemento comprimido AL;
 t é a espessura de um elemento comprimido AL;
 f_y é a resistência ao escoamento do aço;
 k_c é o coeficiente a ser usado nessa situação;
 E é o módulo de elasticidade do aço.

O coeficiente a ser usado nessa situação, k_c , é dado por:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76$$

Equação 28, onde:

k_c é o coeficiente a ser calculado;
 h é a altura da alma;
 t_w é a espessura da alma;

d) Elementos do grupo 6:

$$Q_s = 1,908 - 1,22 \cdot \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,75 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0,69 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Equação 29 e Equação 30, respectivamente, onde:

Q_s é o fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos da categoria AL;
 b é a largura de um elemento comprimido AL;
 t é a espessura de um elemento comprimido AL;
 f_y é a resistência ao escoamento do aço;
 E é o módulo de elasticidade do aço.











Após realizados os respectivos cálculos, será possível encontrar o valor do coeficiente de redução total, Q . Em seguida, devem ser analisados os valores do coeficiente de flambagem por flexão, para que essa seja calculada.

2.9.3.2.3 Valores do coeficiente de flambagem por flexão

Na tabela a seguir são fornecidos os valores teóricos do coeficiente de flambagem por flexão, K_x ou K_y , para seis casos ideais de condições de contorno de elementos isolados, nos quais a rotação e translação das extremidades são totalmente livres ou totalmente impedidas. Caso não se possa assegurar a perfeição do engaste, devem ser usados os valores recomendados apresentados. Nos elementos contraventados, o coeficiente de flambagem por flexão deve ser tomado igual a 1,0, a menos que se demonstre que pode ser utilizado um valor menor.

Nas barras das subestruturas de contraventamento analisadas de acordo com as prescrições indicadas na ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, o coeficiente de flambagem por flexão deve ser tomado igual a 1,0.

Tabela 10 - Coeficiente de flambagem por flexão em elementos isolados

| | (a) | (b) | (c) | (d) | (e) | (f) |
|--|---|--|---|--|--|--|
| A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem |  |  |  |  |  |  |
| Valores teóricos de K_x ou K_y | 0,50 | 0,70 | 1,00 | 1,00 | 2,00 | 2,00 |
| Valores recomendados | 0,65 | 0,80 | 1,20 | 1,00 | 2,10 | 2,00 |
| Código para condição de apoio |  | Rotação e translação impedidas | | | | |
| |  | Rotação livre, translação impedida | | | | |
| |  | Rotação impedida, translação livre | | | | |
| |  | Rotação e translação livres | | | | |

Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

2.9.3.2.3.1 Valores do coeficiente de flambagem por torção

O coeficiente de flambagem por torção, K_z , função das condições de contorno, deve ser determinado por análise estrutural ou, simplificada, tomado igual a:

- 1,00, quando ambas as extremidades da barra possuírem rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre.
- 2,00, quando uma das extremidades da barra possuir rotação em torno do eixo longitudinal e empenamento livres e, a outra extremidade, rotação e empenamento impedidos.

Posteriormente, deve ser analisada a flambagem elástica do perfil, essa que é dividida em 4 partes referentes a simetria do perfil adotado.

2.9.3.2.4 Seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto

A força axial de flambagem elástica, N_e , de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto é dada por:

a) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2}$$

Equação 31, onde:

N_{ex} é a força axial de flambagem elástica no eixo x;

E é o módulo de elasticidade do aço;

I_x é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

K_x é o coeficiente de flambagem para o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x adotado.

L_x é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x.

b) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

Equação 32, onde:

N_{ey} é a força axial de flambagem elástica no eixo y;

E é o módulo de elasticidade do aço;

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;

K_y é o coeficiente de flambagem para o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y adotado;

L_y é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y.

c) para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right]$$

Equação 33, onde:

N_{ez} é a força axial de flambagem elástica no eixo z;

r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento;

E é o módulo de elasticidade do aço;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal;

K_z é o coeficiente de flambagem para o comprimento de flambagem por torção adotado;

L_z é o comprimento de flambagem torção;

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

J é a constante de torção da seção transversal.

O raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento pode ser encontrado por:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)}$$

Equação 34, onde:

r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento;

r_x é o raio de giração em relação ao eixo central x;

r_y é o raio de giração em relação ao eixo central y;

x_0 é a coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo central x em relação ao centro geométrico da seção;

y_0 é a coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo central y em relação ao centro geométrico da seção.

2.9.3.2.5 Seções monossimétricas, exceto o caso de cantoneiras simples

A força axial de flambagem elástica, N_e , de uma barra com seção transversal monossimétrica, cujo eixo y é o eixo de simetria, é dada por:

a) para flambagem elástica por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2}$$

Equação 35, onde:

N_{ex} é a força axial de flambagem elástica no eixo x;

E é o módulo de elasticidade do aço;

I_x é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

K_x é o coeficiente de flambagem para o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x adotado;

L_x é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x.

b) para flambagem elástica por flexo-torção:

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \cdot \left[1 - \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ey} \cdot N_{ez} \cdot \left[1 - \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

Equação 36, onde:

N_{eyz} é a força axial de flambagem elástica por flexo-torção;

N_{ey} é a força axial de flambagem elástica no eixo y;

N_{ez} é a força axial de flambagem elástica no eixo z;

y_0 é a coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo central y em relação ao centro geométrico da seção;

r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento.

Caso o eixo x seja o eixo de simetria, basta substituir x por y em a) e y por x e y_0 por x_0 em b).

2.9.3.2.6 Seções assimétricas, exceto o caso de cantoneiras simples

A força axial de flambagem elástica, N_e , de uma barra com seção transversal assimétrica (sem nenhum eixo de simetria) é dada pela menor das raízes da seguinte equação cúbica:

$$(N_e - N_{ex}) \cdot (N_e - N_{ey}) \cdot (N_e - N_{ez}) - N_e^2 \cdot (N_e - N_{ey}) \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 - N_e^2 \cdot (N_e - N_{ex}) \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 = 0$$

Equação 37, onde:

N_e é a força axial de flambagem elástica de uma barra com seção transversal assimétrica;

N_{ex} é a força axial de flambagem elástica no eixo x;

N_{ey} é a força axial de flambagem elástica no eixo y;

N_{ez} é a força axial de flambagem elástica no eixo z;

x_0 é a coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo central x em relação ao centro geométrico da seção;

r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento;

y_0 é a coordenada do centro de cisalhamento na direção do eixo central y em relação ao centro geométrico da seção.

Em casos de cantoneiras conectadas por uma aba, deve-se consultar a ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. O valor a ser adotado, entre os cálculos realizados será o menor deles, a fim de atender todas as situações. Agora, com o valor da força axial de flambagem elástica encontrada, é possível definir o índice de esbeltez reduzido, que é calculado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

Equação 38, onde:

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido;

Q é o fator de redução total associado à flambagem local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

N_e é a força axial de flambagem elástica.

Em seguida, calcula-se o fator de redução associado à resistência à compressão, em função do valor encontrado no índice de esbeltez reduzido, conforme:

a) para $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$X = 0,658\lambda_0^2$$

b) $\lambda_0 > 1,5$:

$$X = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

Equação 39 e Equação 40, respectivamente, onde:

x é o fator de redução associado à resistência à compressão;

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido.

E, finalmente, a força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

Equação 41, onde:

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo;

X é o fator de redução associado à resistência à compressão;

Q é o fator de redução total associado à flambagem local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

γ_{a1} é coeficiente de ponderação das resistências do aço estrutural para escoamento, flambagem e instabilidades.

2.9.4 Verificação da capacidade à flexão

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil é necessária a análise quanto a sua esbeltez, a fim de saber se a alma é ou não considerada esbelta.

As vigas de alma não-esbelta são aquelas constituídas por seções, I, H, U, caixões e tubulares retangulares, cujas almas, quando perpendiculares ao eixo de flexão, têm parâmetro de esbeltez, λ , inferior ou igual a λ_r – para o estado limite-último de flambagem local da alma –, por seções tubulares circulares com relação entre diâmetro e espessura de parede não superior a $0,45.E/f_y$ e por seções T, seções formadas por duas cantoneiras em T, seções sólidas circulares ou retangulares com quaisquer dimensões.

As vigas de alma esbelta são aquelas com seção I ou H soldada com dois eixos de simetria ou um eixo de simetria no plano médio da alma, carregadas nesse plano, com o parâmetro de esbeltez da alma, $\lambda = h/t_w$, onde h é a distância entre as faces internas das mesas e t_w a espessura da alma, superior a $5,70.E/f_y$.

Após definida a esbeltez da alma do perfil analisado, é possível começar o procedimento de cálculo do momento fletor resistente. No caso de vigas de alma não-esbelta, há 5 tipos de seção, sendo que cada uma possui seus próprios estados-limites, veja na tabela 11:

Tabela 11 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

| Tipos de seção e eixo de flexão | Estados-limites aplicáveis |
|---|---------------------------------------|
| Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção fletidas em relação ao eixo de maior momento. | Flambagem lateral com torção |
| | Flambagem lateral com mesa comprimida |
| | Flambagem lateral da alma |
| Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia. | Flambagem lateral com torção |
| | Flambagem lateral com mesa comprimida |
| | Flambagem lateral da alma |
| Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia. | Flambagem lateral com mesa comprimida |
| | Flambagem lateral da alma |
| Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia. | Flambagem lateral com torção |
| Seções-caixão e tubulares retangulares, duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo aos dois lados. | Flambagem lateral com torção |
| | Flambagem lateral com mesa comprimida |
| | Flambagem lateral da alma |

Fonte: ABNT NBR 8800:2008 (adapt. pelo autor, 2017).

Além dessa característica quanto aos estados-limites aplicáveis, cada grupo desse possui seus próprios valores quanto ao momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, M_r , quanto ao momento fletor de flambagem elástica, M_{cr} , parâmetro de esbeltez, λ , parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação, λ_p ,

e parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, λ_r . Tais métodos de cálculo podem ser encontrados no anexo G da ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

A fim de exemplificar o cálculo desses parâmetros, serão mostradas as fórmulas que contemplam a primeira categoria, ou seja, para seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia.

2.9.4.1 Verificação do estado limite para flambagem lateral com torção

a) parâmetro de esbeltez.

$$\lambda = \frac{l_b}{r_y}$$

Equação 42, onde:

λ é o parâmetro de esbeltez;

l_b é a distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado);

r_y é o raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão.

b) parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação.

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Equação 43, onde:

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

c) parâmetro de momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver.

$$M_r = (f_y - \sigma_t) \cdot W$$

Equação 44, onde:

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

σ_t é a tensão residual de compressão nas mesas, nessa ocasião, deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado;

W é o módulo de resistência mínimo elástico da seção, relativo ao eixo de flexão.

d) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

Antes de realizar o cálculo da esbeltez é preciso encontrar outros dois valores, são eles, o coeficiente em geral, β_1 , e a constante do empenamento da seção transversal, C_w :

$$\beta_1 = \frac{M_r}{E \cdot J}$$

Equação 45, onde:

β_{IFLT} é o coeficiente em geral;

M_f é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver;
 E é o módulo de elasticidade do aço;
 J constante de torção da seção transversal.

$$C_w = \frac{I_y \cdot (d - t_f)^2}{4}, \text{ para seções } I$$

$$C_w = \frac{t_f \cdot (b_f - 0,5 \cdot t_w)^3 \cdot (d - t_f)^2}{12} \left[\frac{3 \cdot (b_f - 0,5 \cdot t_w) \cdot t_f + 2 \cdot (d - t_f) \cdot t_w}{6 \cdot (b_f - 0,5 \cdot t_w) \cdot t_f + (d - t_f) \cdot t_w} \right], \text{ para seções } U$$

Equação 46 e Equação 47, respectivamente, onde:

C_w é a constante do empenamento da seção transversal;

I_y é o momento de inércia da seção em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;

d é a altura externa da seção, medida perpendicularmente ao eixo de flexão;

t_f é a espessura da mesa;

b_f é a largura total da mesa;

t_w é a espessura da alma.

Por fim, é possível encontrar o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}}$$

Equação 48, onde:

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

I_y é o momento de inércia da seção em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;

J é a constante de torção da seção transversal;

r_y é raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;

β_1 é o coeficiente em geral para a flambagem lateral por torção;

C_w é a constante do empenamento da seção transversal para flambagem lateral por torção;

e) parâmetro de momento fletor de flambagem elástica.

Para encontrar o momento fletor de flambagem elástica é necessário, primeiramente, encontrar o parâmetro de monossimetria da seção transversal, que é dado por:

$$R_m = 0,5 + 2 \cdot \left(\frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2$$

Equação 49, onde:

R_m é um parâmetro de monossimetria da seção transversal para seções com um eixo de simetria fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa;

I_{yc} é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria, como a curvatura é reversa, esse momento refere-se à mesa de menor momento de inércia;

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria;

Em qualquer ocasião diferente dessa, o valor a ser adotado é 1,00. Posteriormente, deve ser calcular o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, C_b , sendo que esse pode ser tomado como:

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2,5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot R_w \leq 3,0$$

Equação 50, onde:

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;

$M_{m\acute{a}x}$ é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado.;

M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda.

Em trechos em balanços entre uma seção com restrição a deslocamento lateral e à torção e a extremidade livre, o valor de modificação, C_b , será 1,00. Por fim, é possível encontrar o momento fletor de flambagem elástica:

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \cdot \frac{J \cdot L_b^2}{C_w} \right)}$$

Equação 51, onde:

M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;

E é o módulo de elasticidade do aço;

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria;

C_w é a constante do empenamento da seção transversal para flambagem lateral por torção;

J é a constante de torção da seção transversal;

L_b é a distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado).

f) parâmetro de momento fletor de plastificação da seção transversal

$$M_{pl} = Z \cdot f_y$$

Equação 52, onde:

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

Z é o módulo de resistência plástico;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

Após a aquisição, portanto, de todos esses parâmetros é possível definir o momento resistente de cálculo, esse que será definido em função da esbeltez. É interessante lembrar nesse momento que, todos os cálculos até o presente instante, são para a primeira categoria de vigas de alma não esbelta e para a flambagem lateral por torção. Continuando, para os tipos de seção e eixos de flexão, para o estado limite de flambagem lateral por torção, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

-para $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

Equação 53, onde:

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência dos materiais.

-para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

Equação 54, onde:

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência dos materiais;

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver;

λ é o parâmetro de esbeltez;

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

-para $\lambda > \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

Equação 55, onde:

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência dos materiais;

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

2.9.4.2 Verificando o estado limite para flambagem local da mesa

Assim, como no estado limite para flambagem lateral com torção, há um procedimento de cálculo para casos com flambagem local da mesa. Sendo assim, é necessário encontrar os devidos parâmetros para que seja possível encontrar o valor resistente.

a) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

Equação 56, onde:

λ é o parâmetro de esbeltez;

b/t é a relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil, no caso de seções I e H com um eixo de simetria, b/t refere-se à mesa comprimida (para mesas de seções I e H, b é a metade da largura total, para mesas de seções U, a largura total, para seções tubulares retangulares, a largura da parte plena e para perfis caixão, a distância livre entre almas).

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Equação 57, onde:

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

- c) parâmetro de momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver.

$$M_r = (f_y - \sigma_t) \cdot W$$

Equação 58, onde:

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

σ_t é a tensão residual de compressão nas mesas, nessa ocasião, deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado;

W é o módulo de resistência mínimo elástico da seção, relativo ao eixo de flexão.

- d) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

Esse parâmetro é dividido em duas partes, sendo a primeira para perfis laminados e a segunda para perfis soldados.

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \text{ para perfis laminados}$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} \text{ para perfis soldados}$$

Equação 59 e Equação 60, respectivamente, onde:

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

σ_r é a tensão residual de compressão nas mesas, nessa ocasião, deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado;

k_c é o coeficiente a ser usado nessa situação, encontrado na equação 32.

- e) parâmetro de momento fletor de flambagem elástica

Esse parâmetro é dividido em duas partes, sendo a primeira para perfis laminados e a segunda para perfis soldados.

$$M_{cr} = \frac{0,69 \cdot E}{\lambda^2} \cdot W_c \text{ para perfis laminados}$$

$$M_{cr} = \frac{0,90 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_c \text{ para perfis soldados}$$

Equação 61 e Equação 62, respectivamente, onde:

M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica;

E é o módulo de elasticidade do aço;

k_c é o coeficiente a ser usado nessa situação, encontrado na equação 32;

W_c é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão;

λ é o parâmetro de esbeltez.

- f) parâmetro de momento fletor de plastificação da seção transversal

$$M_{pl} = Z \cdot f_y$$

Equação 63, onde:

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

Z é o módulo de resistência plástico;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

Após a aquisição, portanto, de todos esses parâmetros é possível definir o momento resistente de cálculo, esse que será definido em função da esbeltez. É interessante lembrar que, todos os cálculos descritos nesse segundo tópico são para a segunda categoria de vigas de alma não esbelta e para a flambagem local da mesa. Continuando, para os tipos de seção e eixos de flexão, para o estado limite de flambagem local da mesa, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

- para $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

Equação 64, onde:

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência dos materiais.

-para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

Equação 65, onde:

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência dos materiais;

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver;

λ é o parâmetro de esbeltez;

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

-para $\lambda > \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}$$

Equação 66, onde:

M_{Rd} é o momento resistente de cálculo;

M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência dos materiais;

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal.

2.9.4.3 Verificando o estado limite para flambagem local da alma

Assim, como no estado limite para flambagem local da mesa, há um procedimento de cálculo para casos com flambagem local da alma. Sendo assim, é necessário encontrar os devidos parâmetros para que seja possível encontrar o valor resistente.

a) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

Equação 67, onde:

λ é o parâmetro de esbeltez;

h é a altura da alma, tomada igual à distância entre faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados e igual ao comprimento da parte plana nas seções tubulares retangulares;

t_w é a espessura da alma.

b) parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Equação 68, onde:

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

c) parâmetro de momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver.

$$M_r = f_y \cdot W$$

Equação 69, onde:

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

W é o módulo de resistência mínimo elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;

d) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Equação 70, onde:

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

e) parâmetro de momento fletor de flambagem elástica

Caso haja necessidade de calcular esse parâmetro, a viga será caracterizada como viga de alma esbelta, desse modo, deverá ser consultado o anexo H da ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

f) parâmetro de momento fletor de plastificação da seção transversal

$$M_{pl} = Z \cdot f_y$$

Equação 71, onde:

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

Z é o módulo de resistência plástico;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

Após a aquisição, portanto, de todos esses parâmetros é possível definir o momento resistente de cálculo, esse que será definido em função da esbeltez. É interessante lembrar que, todos os cálculos descritos nesse terceiro tópico são para a terceira categoria de vigas de alma não esbelta e para a flambagem local da mesa. Continuando, para os tipos de seção e eixos de flexão, para o estado limite de flambagem local da mesa, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

-para $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

Equação 72, onde:

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência dos materiais.

-para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

Equação 73, onde:

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência dos materiais;

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver;

λ é o parâmetro de esbeltez;

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

-para $\lambda > \lambda_r$

Nessa condição verificar anexo H, da ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

2.9.5 Verificação da capacidade ao cisalhamento

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados alguns parâmetros, assim como no caso do momento fletor. De mesmo modo, na ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto – são retratadas diversas ocasiões em função do perfil adotado, entretanto com intuito de tratar apenas os perfis mais utilizados será descrito aqui apenas a condição de cálculo para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma.

a) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

Equação 74, onde:

λ é o parâmetro de esbeltez;

h é a altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados;

t_w é a espessura da alma.

b) parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

Antes de determinar a esbeltez correspondente à plastificação é necessário encontrar uma constante que fará parte do cálculo, sendo essa chama de k_v .

$$k_v = \begin{cases} 5,0 \text{ para almas sem enrijecedores transversais, para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou para } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{h/t_w} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2}, \text{ para todos os outros casos} \end{cases}$$

Equação 75, onde:

k_v é a constante usada nessa condição;

a é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;

h é a altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados;

t_w é a espessura da alma.

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}}$$

Equação 76, onde:

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

k_v é a constante usada nessa condição;

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

c) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}}$$

Equação 77, onde:

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente à ao início do escoamento;

k_v é a constante usada nessa condição;

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

d) força correspondente à plastificação da alma por cisalhamento

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y$$

Equação 78, onde:

V_{pl} é a força correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

A_w é a área efetiva de cisalhamento, encontrada pela multiplicação entre a altura total da seção transversal e a espessura da alma;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

Por fim, é possível encontrar a força cortante resistente de cálculo, que é encontrada em função do índice de esbeltez, conforme a seguir:

-para $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

-para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

-para $\lambda > \lambda_r$

$$V_{Rd} = 1,24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

Equação 79, Equação 80 e Equação 81, onde:

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo;

V_{pl} é a força correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência dos materiais;

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ é o parâmetro de esbeltez;

Finalmente, é possível fazer a verificação quanto à estabilidade do pórtico, esse que está submetido a flexo-compressão, para isso deve ser obedecida as seguintes expressões de interações:

- para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

- para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

Equação 82 e Equação 83, respectivamente, onde:

N_{Sd} é a força de tração ou compressão solicitante de cálculo.

N_{Rd} é a força de tração ou compressão resistente de cálculo.

$M_{x,Sd}$ é o momento atuante no eixo x, solicitante de cálculo.

$M_{x,Rd}$ é o momento atuante no eixo x, resistente de cálculo.

$M_{y,Sd}$ é o momento atuante no eixo y, solicitante de cálculo.

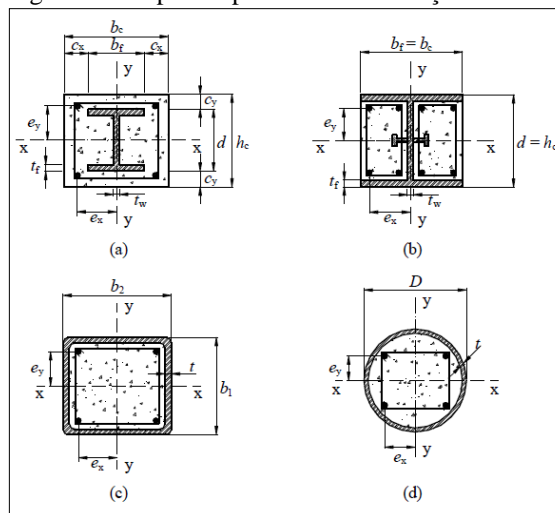
$M_{y,Rd}$ é o momento atuante no eixo y, resistente de cálculo.

Terminado o procedimento de cálculo da estrutura metálica, faz-se necessário o dimensionamento da estrutura mista de aço e concreto para que seja possível realizar o comparativo esperado do presente trabalho.

2.10 Critérios de dimensionamento para estrutura mista

O procedimento de cálculo aqui descrito refere-se apenas a pilares mistos de aço e concreto, levando em conta algumas considerações específicas. As fontes utilizadas para descrever tal processo são: a ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas de aço e concreto de edifícios – e o Manual de Construção em Aço – Estruturas Mistas Volume 1, feito por QUEIROZ et al. (2012) e publicado pelo Centro Brasileiro de Construções em Aço (CBCA). Em primeiro lugar, é preciso conhecer os tipos de pilares mistos de aço e concreto, conforme figura.

Figura 16 - Tipos de pilares mistos de aço e concreto



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Será retratado, portanto, o mesmo procedimento utilizado no manual supracitado, uma vez que o principal foco do trabalho é o comparativo entre as medidas de proteção. Sendo assim, serão descritas aqui, sucintamente, as verificações que devem ser feitas, apenas com intuito de dar uma melhor concepção ao leitor ao dimensionamento desse sistema estrutural.

Com isso, é necessário que algumas condições e limitações sejam atendidas, lembrando que esse processo se refere a pilares submetidos a flexo-compressão:

- a) a interação entre o concreto e o perfil deve ser completa;
- b) o concreto deve ter densidade normal;
- c) todas as seções devem ser duplamente simétricas;
- d) a relação entre a maior e a menor dimensões externas da seção deve ser inferior a 5;

- e) o fator de contribuição do aço deve ficar entre 0,2 e 0,9;
- f) a maior esbeltez relativa do pilar não deve ser maior que 2;
- g) nos casos de pilares totalmente ou parcialmente revestidos de concreto devem existir armaduras longitudinais e transversais para garantir a integridade do concreto;
- h) no caso de pilares parcialmente revestidos, para garantir essa integridade, é necessário que as armaduras transversais atravessem a alma do perfil ou alternativamente, devem ser usados conectores, com espaçamento igual ou inferior a 500mm;
- i) para que uma armadura longitudinal seja considerada na resistência da seção, sua área deve ficar entre 0,3% a 4% da área de concreto (telas soladas não podem ser usadas para esta finalidade);
- j) o projeto das armaduras, incluindo espaçamento, cobrimento de concreto, distância livre entre as barras e o perfil, contenção contra flambagem das barras, etc., deve atender as prescrições da ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento;
- k) no caso de pilares totalmente revestidos os cobrimentos do perfil devem atender os limites;
- l) a instabilidade local de elementos da seção do perfil de aço, devida a força normal ou momento fletor, não pode ser motivo de falha do pilar.

2.10.1 Propriedades principais do pilar misto

Para levar em conta os efeitos da retração e da fluência do concreto, o módulo de elasticidade, E_c , deve ser reduzido para o cálculo de propriedades de pilares mistos, como a seguir:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{(1 + 0,6 \cdot \varphi)}$$

Equação 84, onde:

$E_{c,red}$ é o módulo de elasticidade reduzido;

E_c é o módulo de elasticidade;

φ é o coeficiente de fluência do concreto, podendo ser tomado igual a 2,5 para seções envolvidas totalmente ou parcialmente por concreto e igual a zero para seções tubulares preenchidas de concreto.

Em seguida, deve ser analisada a rigidez efetiva da seção mista. A rigidez é dividida em duas, sendo elas à compressão axial e à flexão, respectivamente demonstradas nas equações a seguir:

$$(E \cdot A)_e = (E_a \cdot A_a) + (E_{c,red} \cdot A_c) + (E_s \cdot A_s)$$

$$(E \cdot I)_e = (E_a I_a) + (0,6 E_{c,red} I_c) + (E_s I_s)$$

Equação 85 e Equação 86, respectivamente, onde:

$(E \cdot A)_e$ é a rigidez efetiva à compressão axial;

E_a é o módulo de elasticidade do aço do perfil;

A_a é a área da seção do perfil;

$E_{c,red}$ é o módulo de elasticidade do concreto reduzido;
 A_c é a área da seção do concreto não fissurado;
 E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura;
 A_s é a área da seção da armadura;
 $(E.I)_e$ é a rigidez efetiva à flexão;
 I_a é o momento de inércia da seção do perfil em relação ao eixo de simetria considerado;
 I_c é o momento de inércia da seção do concreto não fissurado em relação ao eixo de simetria considerado;
 I_s é o momento de inércia da seção da armadura em relação ao eixo de simetria considerado.

2.10.2 Resistência de cálculo da seção à plastificação total por força axial

Com a rigidez calculada, é necessário calcular a resistência de cálculo da seção à plastificação total por força axial de compressão, sendo essa encontrada em função da seguinte equação.

$$N_{pl,Rd} = A_s \left(\frac{f_y}{1,1} \right) + A_c \left(\alpha \cdot \frac{f_{ck}}{1,4} \right) + A_s \left(\frac{f_{ys}}{1,15} \right)$$

Equação 87, onde:

$N_{pl,Rd}$ é a resistência de cálculo da seção à plastificação total por força axial de compressão;
 A_s é a área da seção do perfil;
 f_y é a resistência ao escoamento do aço;
 A_c é a área da seção do concreto não fissurado;
 α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares preenchidas com concreto e 0,85 para os demais casos;
 f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;
 A_s é a área da seção da armadura;
 f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura.

Em seguida é necessário definir o fator de contribuição do aço, δ , conforme equação:

$$\delta = \frac{A_a \left(\frac{f_y}{1,1} \right)}{N_{pl,Rd}}$$

Equação 88, onde:

δ é o fator de contribuição do aço;
 A_a é a área da seção do perfil;
 f_y é a resistência ao escoamento do aço;
 $N_{pl,Rd}$ é a resistência de cálculo da seção à plastificação por força axial de compressão.

A seguir, a esbeltez relativa do pilar, $\lambda_{o,m}$, deve ser encontrada:

$$\lambda_{o,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}}$$

Equação 89, onde:

$\lambda_{o,m}$ é a esbeltez relativa do pilar;
 $N_{pl,R}$ é a resistência à plastificação total por força axial de compressão;
 N_e é a força de instabilidade elástica.

A resistência à plastificação total por força axial de compressão deve ser encontrada em:

$$N_{pl,R} = A_a \cdot f_y + A_c (\alpha \cdot f_{ck}) + A_s \cdot f_{ys}$$

Equação 90, onde:

$N_{pl,R}$ é a resistência à plastificação total por força axial de compressão;

A_a é a área da seção do perfil;
 f_y é a resistência ao escoamento do aço;
 A_c é a área da seção do concreto não fissurado;
 α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares preenchidas com concreto e 0,85 para os demais casos;
 f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;
 A_s é a área da seção da armadura;
 f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura.

A força de instabilidade elástica pode ser obtida por:

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot (E \cdot I)_e}{(K \cdot L)^2}$$

Equação 91, onde:

N_e é a força de instabilidade elástica;
 $(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão em relação ao eixo de simetria perpendicular ao plano de flambagem considerado;
 (KL) é o comprimento de flambagem do pilar no plano de flambagem considerado, determinado conforme a NBR 8800.

2.10.3 Resistência de cálculo da seção à plastificação total por momento

Posteriormente, a resistência de cálculo da seção à plastificação total por momento fletor deve ser obtida. Para isso, deve ser definida a posição da linha neutra, LNP, essa que pode ser determinada por equilíbrio entre as forças resistentes de cálculo de compressão e de tração, considerando-se as tensões de cálculo, conforme equações:

- para áreas tracionadas e comprimidas do perfil:

$$\frac{f_y}{1,1}$$

- para áreas tracionadas e comprimidas da armadura (por simplicidade, a seção de cada barra da armadura pode ser considerada concentrada no próprio centro):

$$\frac{f_{ys}}{1,15}$$

- para áreas comprimidas do concreto, em casos de áreas tracionadas o valor do coeficiente α deve ser adotado como 0 (zero):

$$\frac{\alpha \cdot f_{ck}}{1,4}$$

Entretanto, deve-se ter noção de que, para estabelecer o equilíbrio das forças, é necessário estabelecer hipóteses sobre a posição da linha neutra, cortando, por exemplo, a alma do perfil, a mesa, ou, até mesmo, fora do perfil.

Após determinada a linha neutra plástica, é possível determinar a resistência de cálculo da seção à plastificação pelo momento fletor, $M_{pl,Rd}$:

$$M_{pl,Rd} = \sum (F_{id} \cdot Y_i) \text{ ou } \sum (F_{id} \cdot X_i)$$

Equação 92, onde:

F_{id} é a força de cálculo no centro de gravidade do elemento i (armadura longitudinal, elemento de concreto subtraído de eventual área de armadura, elemento de aço), igual à área do elemento multiplicada pela tensão de cálculo aplicável ($f_y/1,1$ para o perfil de aço, $f_{ys}/1,15$ para a armadura longitudinal e $\alpha f_{ck}/1,4$ para o concreto comprimido);

y_i , x_i são as distâncias de F_{id} até o eixo de simetria considerado, isto é x-x para o momento relativo ao eixo x-x e eixo y-y para momento relativo ao eixo y-y, respectivamente (devida atenção deve ser dada aos sentidos dos momentos das forças em relação ao eixo de simetria considerado).

No anexo P da ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, encontram-se expressões prontas para a determinação da resistência de cálculo da seção à plastificação pelo momento fletor, para todas as seções demonstradas no início desse tópico.

2.10.4 Dimensionamento de pilares mistos submetidos a flexo-compressão

No entanto, apesar das considerações supracitadas fazerem parte da ABNT NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, o processo de dimensionamento a ser utilizado é o que se refere a dimensionamento de pilares mistos à flexo-compressão. Para isso, as solicitações devem ser determinadas por meio de análise elástica de segunda ordem (global e local) com a devida consideração das imperfeições da estrutura. Para isso, devem ser considerados os estados limites últimos descritos a seguir.

2.11.4.1 Falha do perfil de aço sujeito às ações de cálculo aplicadas antes da cura do concreto.

Caso a concretagem do pilar misto seja feita após a montagem do perfil de aço, este deve resistir a todas as ações de cálculo aplicadas antes da cura do concreto. A verificação deve ser feita de acordo com o item 5.5.1 da ABNT NBR 8800 – Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

2.11.4.2 Falha do pilar misto sujeito a todas as ações de cálculo (aplicadas antes e depois da cura do concreto)

Nessa ocasião devem ser analisadas as seguintes condições:

- a) falha por instabilidade devida à força axial de compressão

Quando o pilar for sujeito apenas a força axial de compressão, deve-se ter:

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

Equação 93, onde:

N_{sd} é a força axial de compressão solicitante de cálculo;

N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo;

A força axial de compressão resistente de cálculo pode ser encontrada em:

$$N_{Rd} = X \cdot N_{pl,Rd}$$

Equação 94, onde:

X é determinado em função do $\lambda_{o,m}$, conforme item 5.3.3 da ABNT NBR 8800.

$N_{pl,Rd}$ é a resistência de cálculo da seção à plastificação total por força axial de compressão.

b) falha devida à ação conjunta de força axial de compressão e momento fletor

A verificação pode ser feita pelas equações de interação a seguir:

- para $\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

- para $\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} < 0,2$

$$\frac{N_{sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

Equação 95 e Equação 96, respectivamente, onde:

N_{sd} é a força axial de compressão solicitante de cálculo;

N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo;

$M_{x,sd}$ é o momento solicitante de cálculo em relação ao eixo x da seção transversal;

$M_{x,Rd}$ é o momento resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção transversal;

$M_{y,sd}$ é o momento solicitante de cálculo em relação ao eixo y da seção transversal;

$M_{y,Rd}$ é o momento resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção transversal.

c) falha devida à flambagem ou plastificação de elementos do perfil de aço pela força cortante

A verificação nesse momento deve ser feita da mesma forma aplicável a vigas de aço e painéis de alma de pilares.

d) cisalhamento das superfícies de contato entre o concreto e o perfil de aço nas regiões de introdução de cargas

A base do pilar, as regiões de emenda do pilar e as regiões onde o pilar é ligado a vigas são denominadas regiões de introdução de cargas. Em tais regiões deve-se evitar a ocorrência de escorregamento relativo entre o concreto e o perfil de aço, que prejudique a ação conjunta entre os dois componentes. Considera-se o comprimento de introdução de carga igual a duas vezes a menor dimensão da seção do pilar ou um terço da distância entre as seções onde ocorre a introdução, o que for menor.

Na base e nas regiões de emenda pode haver descontinuidade de algum componente do pilar, por exemplo, a armadura longitudinal. Assim, quando essa armadura for considerada na resistência do pilar, deve haver outro mecanismo de transmissão dos esforços que compense a referida descontinuidade. Uma solução possível é a instalação de conectores capazes de transmitir os esforços solicitantes de cálculo das barras da armadura para elementos de aço

adicionais que restaurem a resistência de cálculo total do pilar misto. O comprimento dentro do qual devem ser instalados os conectores é igual ao comprimento de introdução de carga, já definido, respeitando-se o comprimento de ancoragem das barras da armadura.

Como, nesse trabalho, será analisado somente o pilar misto de aço e concreto isoladamente, não serão descritos os processos de cálculo e verificações para esses conectores, mas é válido lembrar que quando houver a interação do mesmo com lajes ou vigas metálicas é necessário o dimensionamento desses conectores.

Agora com o procedimento de cálculo de pilares mistos de aço e concreto é necessário compreender sobre a análise em situação de incêndio, começando pelo seu histórico.

2.11 Histórico da análise em situação de incêndio

Segundo Silva (2001), a probabilidade de um acidente fatal ocorrer em incêndios é, em média, 30 vezes menor que o risco de morte no sistema de transporte. O risco à vida em função do colapso estrutural em função de um incêndio em edifícios dimensionados de maneira adequada é ainda menor. No entanto, em projetos sempre devem ser consideradas a proteção a vida do Homem. Dessa forma, verifica-se a necessidade de conhecer o quanto nova é essa análise e compreender o quanto a mesma precisa ser desenvolvida.

2.11.1 Breve histórico no contexto mundial

Segundo Kirchhof (2004), no contexto mundial, as primeiras regulamentações que tratavam do assunto de proteção contra incêndio ocorreram em meados do século XVII, devido a um incêndio de grandes proporções, em Londres. No entanto, conforme apontado em Claret (2000) e, também, em Kirchhof (2004), a ASTM – *American Society for Testing and Materials* – é responsável pela primeira norma para teste de resistência ao fogo, porque em 1911 estipulou a “*Standard tests for fireproof constructions*”. Posteriormente, em 1932, a British Standard Institution divulgou a norma BS 476 nomeada “*Fire test on building materials and structures*”.

Os testes realizados a fim de determinar os regulamentos e códigos normativos quanto as imposições de resistência ao fogo, eram feitos em elementos isolados dentro de fornos. De tal modo, esses resultavam em projetos antieconômicos, inviabilizando então o sistema estrutural em aço. Devido a esse fator, na década de 90, houveram mudanças quanto as verificações. Nesse momento, passaram a submeter estruturas inteiras em situações de incêndio. O resultado deu-se por análises mais racionais e econômicas, conforme ressalta Regobello (2007).

Comprovando essa alteração no processo de ensaios, de acordo com Kirchhof (2004), nos anos 1995 e 1996, a British Steel realizou 4 testes em estruturas construídas em escala real. No entanto, segundo a mesma autora, esse teste não foi o primeiro. Em 1985, na Alemanha, ensaios dessa magnitude já tinham sido realizados pela Universidade de Stuttgart-Vaihingen.

Nas últimas décadas, os dados utilizados são, geralmente, resultados obtidos pela BHP – um dos maiores fabricantes de aço da Austrália – e pelo Laboratório de Melbourne. Esses têm buscado inovações nas análises e buscado encontrar resultados nos mais diversos tipos de edificações, como garagens e ginásios, conforme conclui Kirchhof (2004).

2.11.2 Breve histórico no Brasil

Segundo Rodrigues (1999), somente após o acontecimento de inúmeros incêndios, como os ocorridos no Edifício Andraus, em 1972, e no Edifício da Caixa Econômica do Rio de Janeiro, em 1974, o Brasil começou a dar a devida atenção a análise contra incêndio. Resultando, em 1979, na criação do Laboratório de Ensaios ao Fogo no Instituto de Pesquisas Tecnológicas, IPT.

De acordo com Ferreira, Correia e Azevedo (2006), foi depois da década de 70 que começaram a ser divulgados a maioria das normas brasileiras referentes a esse assunto. Basicamente, até então, as legislações aqui vigentes eram adaptações estrangeiras, pois eram realizadas pelo Instituto de Resseguros, que tinha como objetivo a contratação de seguros.

Em 1980, foi divulgada a Norma Regulamentadora Brasileira 5627, intitulada como Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo. Entretanto, em 2001 foi cancelada, porque apresentava dados que inviabilizavam a execução de obras em concreto. Nos últimos anos, segundo Kirchhof (2004), inúmeros testes e ensaios têm sido divulgados com a finalidade de se desenvolver um método mais racional.

Consequentemente, e em concordância com Silva e Fakury (2000), foram divulgadas Normas Brasileiras para o cálculo de estruturas de aço em situação de incêndio: NBR 14323:1999 e NBR 14432:2000, onde são expostas as exigências e recomendações normativas no Brasil. Entretanto, tais normas passaram por processos de revisão, das quais, atualmente são denominadas: ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio e ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações- procedimentos.

O Brasil, apesar das divulgações acima relatadas, deve muito ao doutor, professor e escritor Valdir Pignatta e Silva, esse que possui inúmeros livros publicados. Esse trouxe à tona pesquisas e inovações acerca de estruturas em situação de incêndio, possibilitando maior

entendimento aos engenheiros. No entanto, antes de descrever algumas considerações desse importantíssimo autor, deve-se compreender o fenômeno da combustão, assunto que será retratado no próximo tópico.

2.12 Fenômeno da combustão

De acordo com os conhecimentos básicos do fogo, seu domínio e anulação exigem entendimentos físicos e químicos do mesmo. Frequentemente o fogo é dado como sinônimo de combustão, no entanto, o fogo é uma forma de combustão.

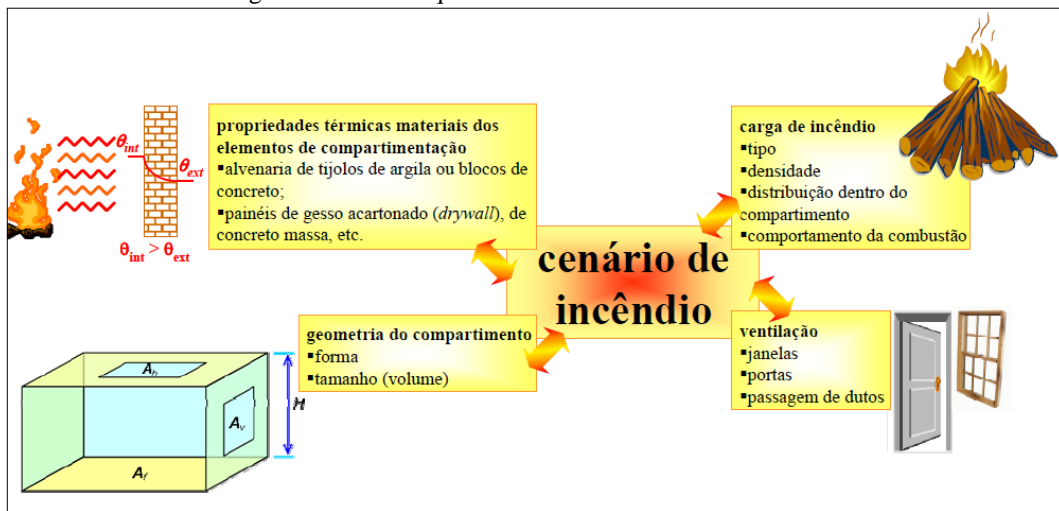
Com base nos conceitos de Tuve (1993), o fogo é um processo de oxidação rápida, autossustentável, que ocorre em paralelo à produção de luz e calor, sendo esses, variáveis. Dessa forma, são necessários três quesitos para a ignição de um fogo: algo que queime, denominado combustível, uma fonte de ignição, caracterizada pelo calor, e o oxigênio, que é o comburente.

Apesar do triângulo do fogo ter sido usado por muitos anos, atualmente a análise sob processo de início de um incêndio baseia-se em um tetraedro, ou seja, com a presença de quatro elementos coexistentes. Segundo Oliveira (2005), para exemplificar e explicar o fenômeno da combustão é necessário conhecer os quatro lados de um tetraedro, sendo eles: o agente oxidante, o combustível, o calor e a reação química em cadeia.

A nova conceituação, segundo Silva (2001), permite que o processo aqui analisado seja cíclico, mostrando uma interdependência entre os quatro elementos. Dessa forma, o combustível na presença do oxigênio e do calor – provocado pelo aumento da temperatura – dão o início ao fogo. Entretanto, o mesmo só permanece por um período de tempo por causa do quarto elemento: reação química em cadeia, que permite a combustão por tempo indeterminado, até que algum dos outros três elementos acabe.

De maneira sucinta e direta, Silva, Vargas e Ono (2010) caracterizam os quatro elementos da seguinte forma: combustível é qualquer substância capaz de produzir calor como consequência de uma reação química; comburente é a substância que alimenta a reação, o oxigênio é o mais comum pelo fato de estar presente na maioria dos ambientes; calor é a energia transferida de um sistema a outro em virtude da diferença de temperatura; reação em cadeia é a sequência cíclica dos três eventos acima, resultando na combustão.

Figura 17- Fatores que caracterizam o cenário do incêndio



Fonte: Portal Online - Biblioteca Digital Usp (2008).

Após a definição do fenômeno da combustão, é de extrema importância entender como acontece o processo de transferência de calor, esse que é responsável por tirar o foco de incêndio de um ponto e passar para os demais.

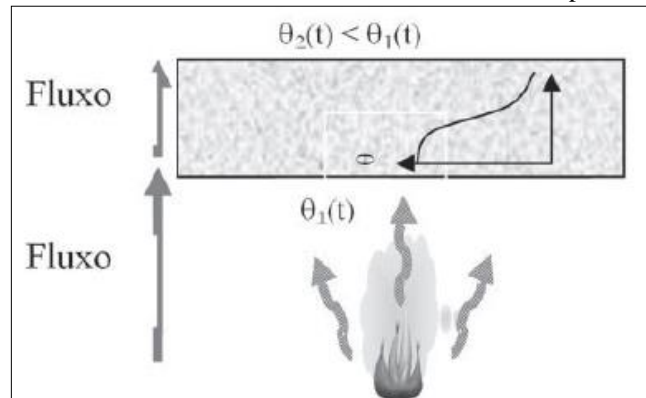
2.13 Transferência de calor

Drysdale (1998) afirma que a análise da transferência do calor ajuda a entender e identificar as formas de espalhamento do incêndio. Existem, segundo o mesmo autor, três formas de transferência de calor: condução, convecção e radiação. Cabe aqui ressaltar que o processo de transferência se dá devido à divergência de temperatura entre dois ou mais elementos, dos quais o calor tenta realizar um equilíbrio de temperatura entre os dois, ocorrendo o processo de transferência.

2.13.1 Condução

Segundo Silva, Vargas e Ono (2010) a condução é a transferência do calor de um material sólido. Um exemplo desse processo seria o aquecimento de uma barra de ferro, da qual uma parte estaria em contato direto com o fogo. Sendo assim, as moléculas daquela região se aqueceriam primeiro e, posteriormente, as demais moléculas seriam aquecidas, onde o calor iria passando de uma a uma até que todas estivessem com a mesma temperatura.

Figura 18 - Fluxo de calor através de um elemento de compartimentação

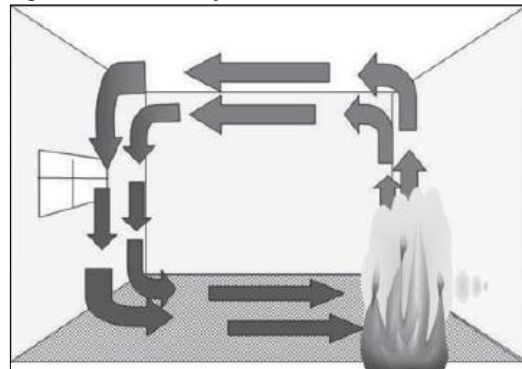


Fonte: Manual de construção em aço: prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura (2010).

2.13.2 Convecção

Ainda segundo Silva, Vargas e Ono (2010), a transferência de calor por convecção se dá pela diferença de densidade entre os gases em um ambiente tomado por chamas. A exemplo seria o aquecimento de um copo de água, onde esse começa a ser aquecido em baixo e quando atinge o estado gasoso começa a se direcionar ao topo do copo. Esse método de transferência é um dos principais causadores de propagação de incêndio em edifícios, já que os gases quentes tendem a chegar nas escadas e elevadores.

Figura 19 - Convecção decorrente de um incêndio

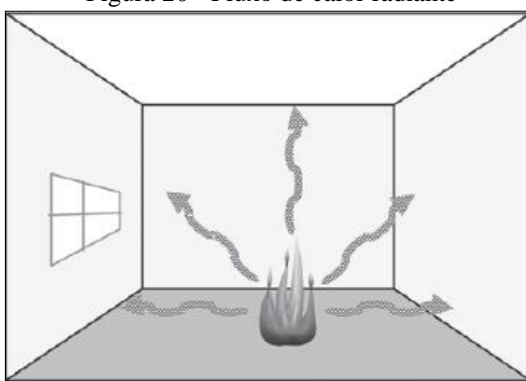


Fonte: Manual de construção em aço: prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura (2010).

2.13.3 Radiação

Por último, mas não menos importante, e ainda seguindo os conceitos de Silva, Vargas e Ono (2010), a transferência de calor por radiação é a propagação de ondas, seja no gás ou no vácuo, de um material com alta temperatura para outro com temperatura mais amena. Dessa forma, o calor é propagado em todas as direções, e os objetos mais próximos são os mais vulneráveis ao aquecimento pela radiação.

Figura 20 - Fluxo de calor radiante



Fonte: Manual de construção em aço: prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura (2010).

Após a definição dos tipos de transferência de calor, deve-se estudar como é dado o processo de evolução de um incêndio, esse que será utilizado para determinação de alguns parâmetros utilizados nos métodos de análise em situação de incêndio.

2.14 Evolução de um incêndio

Um incêndio pode ser analisado de duas formas, sendo: real ou padrão. Segundo Costa (2008), um incêndio real é caracterizado por uma curva que relaciona a temperatura com o tempo, e possui dois ramos, um ascendente representando a elevação da temperatura e o outro, descendente, representando o estágio do resfriamento. Já o incêndio padrão é determinado por curvas nominais.

2.14.1 Incêndio Real

O aumento e queda de temperatura em uma situação de incêndio pode ser dividido em três etapas, sendo elas: *pré-flashover*, *pós-flashover* e resfriamento. O *pré-flashover* é o período compreendido entre a ignição e o *flashover*. O *pós-flashover* é o período compreendido entre o *flashover* e o ponto de temperatura máxima. Já o resfriamento é o período pós temperatura máxima, no qual a temperatura começa a diminuir gradativamente.

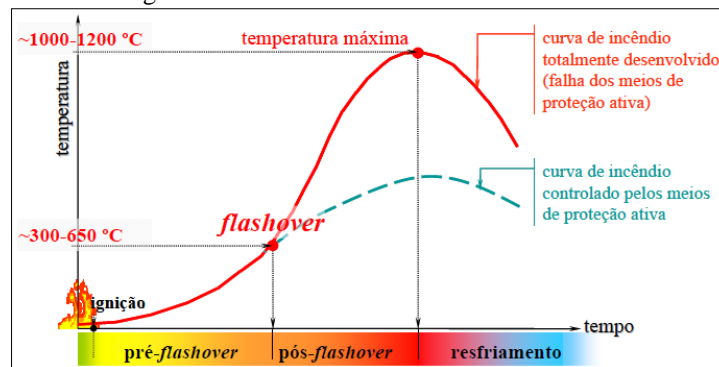
Segundo Silva, Vargas e Ono (2010), a fase de ignição retratada na curva é definida pelo próprio nome, ou seja, é o surgimento da ignição, e conseqüentemente grandes divergências de temperatura. Essa grande diferença se dá, porque nesse momento os objetos estão em temperaturas discrepantes e começam a querer atingir equilíbrio térmico. Há a possibilidade de o incêndio não sair dessa fase, caso o material seja queimado por inteiro.

De acordo com Costa (2008), *pré-flashover* é caracterizado por uma aceleração no aumento da temperatura, o incêndio, nesse momento, ainda é localizado e sua duração depende

das características do compartimento. Ainda mesmo autor, *flashover* é o instante em que todo o cômodo é tomado pelas chamas e o sinistro deixa ser controlável pelas proteções ativas.

O pós-*flashover*, conseqüentemente, é quando todo o material combustível no compartimento entra em combustão. Nesse período, há uma mudança quanto ao crescimento da temperatura, onde torna-se mais crescente. Finalmente, após um período de tempo, o combustível será totalmente consumido. Dessa forma o incêndio terá sua intensidade amenizada, nesse momento inicia a fase de resfriamento, conclui Silva, Vargas e Ono (2010),

Figura 21 - Curva de um incêndio real



Fonte: Portal Online - Biblioteca Digital Usp (2008).

2.14.2 Incêndio Padrão

O incêndio padrão, segundo ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimentos, é a elevação padronizada de temperatura em função do tempo, dada pela expressão:

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

Equação 97, onde:

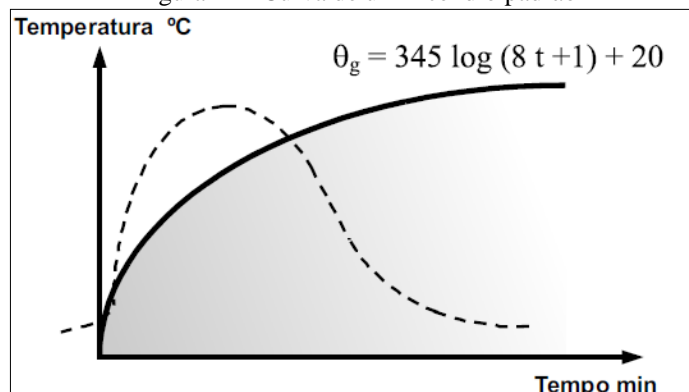
t: Tempo (min);

θ_g = Temperatura dos gases no instante t (°C);

θ_o = Temperatura do ambiente antes do início do aquecimento (°C).

Dessa forma é possível construir uma curva com base na equação apresentada.

Figura 22 - Curva de um incêndio padrão



Fonte: Manual de construção em aço - resistência ao fogo das estruturas metálicas (2005).

Com a definição do fenômeno da combustão, sua forma de transmissão e sobre a evolução de um incêndio, é preciso compreender quais os fatores que influenciam um incêndio.

2.15 Fatores influenciadores ao incêndio

Há inúmeros fatores que podem influenciar os resultados de um incêndio, dentre eles pode-se destacar aqueles que afetam a severidade do próprio incêndio, aqueles que afetam a segurança do patrimônio e da vida dos usuários.

2.15.1 Fatores que influenciam a severidade de um incêndio

Mantendo a linha de raciocínio dos autores Silva e Pannoni (2010), deve-se coibir o princípio de incêndio antes que esse atinja dimensões incontroláveis. O risco de início de incêndio, sua intensidade e duração estão correlacionados com a atividade desenvolvida no edifício, a forma do edifício, condições de ventilação, propriedades térmicas e o sistema de segurança contra incêndio. Desse modo, faz-se necessário explicitar o que é cada uma dessas características e como defini-las.

Referente as atividades desenvolvidas no edifício, é necessário avaliar o tipo e a quantidade de material combustível. Esses valores podem ser obtidos no anexo C da Norma Brasileira NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimentos – ou no anexo B do presente trabalho. Essa avaliação é de extrema importância, pois é nela que se verifica o maior risco de incêndio em lugares com alta carga de incêndio, como depósitos de gases, estacionamentos, etc.

A forma do edifício está diretamente correlacionada com a probabilidade de alastramento do incêndio. Uma edificação térrea sem compartimentação pode ter um risco maior de incêndio, do que outra que possua diversas compartimentações, responsáveis por confinar o incêndio.

A condição de ventilação do ambiente é de suma importância, essa que está relacionada com as dimensões e posições das janelas. Prova disso, é a maleabilidade normativa quanto a ambientes com alto índice de janelas e portas. Um exemplo a ser citado é a isenção da análise em situação de incêndio em alguns tipos de edificações que apresentem 50% do perímetro com fachadas de aproximação opostas, ou seja, com aberturas expostas a vias públicas ou privadas.

As propriedades térmicas dos materiais também devem ser analisadas, pois quanto mais isolante eles forem, menor será a propagação do incêndio para os demais ambientes. Entretanto,

quando os materiais de um determinado cômodo são isolantes, a severidade do incêndio naquele ambiente é maior.

Por fim, o que pode diminuir significativamente a severidade de um incêndio, e que pode até isentar a edificação dos requisitos de resistência ao fogo são os sistemas de segurança contra incêndio. Quando há presença de dispositivos detectores de fumaça, sistemas de chuveiros automáticos ou a presença de brigada, a probabilidade de iniciar um incêndio é reduzida. Em concordância, e à exemplo disso, no anexo A da NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimentos, ou no anexo C do presente trabalho, na alínea e), isenta algumas edificações que forem providas de chuveiros automáticos.

2.15.2 Fatores que influenciam a segurança do patrimônio

Ainda segundo Silva e Pannoni (2010), o momento em que acontece a generalização do incêndio, é conhecido como *flashover*. É nesse momento que além da rápida propagação do incêndio, há possibilidade que ocorram explosões, quebras de janelas e portas, etc. Antes desse momento, normalmente, não há risco de colapso da estrutura.

Evidentemente, esse período compreendido como *flashover* deve ser evitado a todo custo. Sabe-se que caso ocorra a propagação no ambiente inteiro as perdas materiais são inúmeras, como a perda de conteúdo, interrupção da produção, danos ao edifício e aos vizinhos, etc. Portanto, verifica-se a necessidade de um bom projeto contra incêndio, seja com medidas passivas ou ativas.

Apesar da necessidade de evitar o *flashover*, normalmente, o dimensionamento das estruturas é dado nessa situação. Sabendo que o aço tem péssimas propriedades quanto ao calor – conforme será retratado posteriormente -, dependendo da magnitude do resultado obtido faz-se o uso de materiais de revestimento contrafogo, ou aproveita-se o comportamento ao fogo de estruturas mistas. No entanto, caso seja adotado apenas as medidas aqui expostas seria evitado apenas o colapso estrutural, permanecendo os dados às estruturas e aos equipamentos.

Portanto, pode-se concluir que a análise quanto a segurança do patrimônio é extremamente importante. Os autores, concluem ainda que a resistência da estrutura ao fogo é mais importante, isso porque o valor monetário dos conteúdos da edificação é maior que os elementos estruturais do edifício.

2.15.3 Fatores que influenciam a segurança da vida

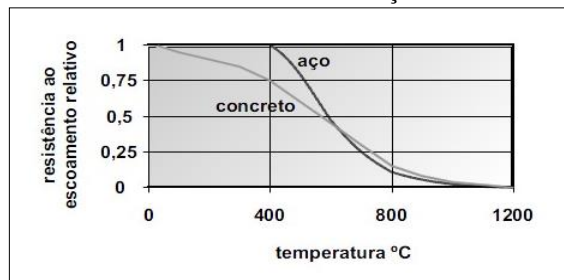
Os fatores que influenciam a segurança da vida podem ser definidos segundo o tempo de abandono de uma edificação. Dessa forma, de acordo com Silva e Pannoni (2010), esse tempo varia conforme a forma da edificação, a quantidade de pessoas e a mobilidade dessas.

Por conseguinte, as medidas a serem tomadas são diferentes em cada tipo de edificação, seja ele alto ou térreo, com alta ou baixa densidade de pessoas, se há presença de pessoas com mobilidade de reduzida, como hospitais, etc. Sabendo ainda que a morte em incêndio geralmente é provocada pela fumaça ou pelo calor, torna de suma importância uma rota de fuga adequada e bem sinalizada.

2.16 Comportamento dos materiais em situação de incêndio

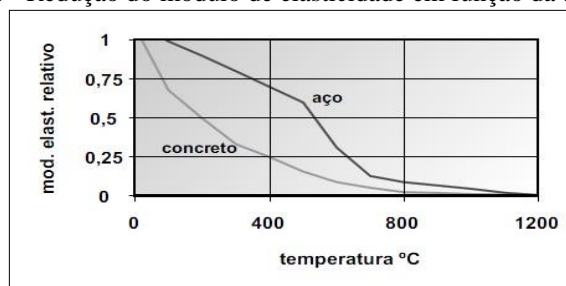
O aço e o concreto, assim como outros materiais quando submetidos a altas temperaturas sofre redução da sua resistência e da sua rigidez, conforme figuras a seguir.

Figura 23 - Redução da resistência ao escoamento do aço e do concreto frente à temperatura



Fonte: Vargas (2005).

Figura 24 - Redução do módulo de elasticidade em função da temperatura



Fonte: Vargas (2005).

Sendo assim, essas reduções devem ser consideradas no dimensionamento das estruturas em situação de incêndio, para que os requisitos de segurança sejam atendidos. A ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio – apresenta algumas propriedades, mecânicas e térmicas, acerca do aço. A tabela 12, por exemplo, fornece os fatores de redução, relativos aos valores a 20°C, da

resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade, respectivamente, $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$, de aços laminados.

Tabela 12 - Fatores de redução do aço

| Temperatura do aço (θ_a) °C | Fator de redução da resistência ao escoamento ^a ($k_{y,\theta}$) | Fator de redução do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) |
|---|--|--|
| 20 | 1,000 | 1,000 |
| 100 | 1,000 | 1,000 |
| 200 | 1,000 | 0,900 |
| 300 | 1,000 | 0,800 |
| 400 | 1,000 | 0,700 |
| 500 | 0,780 | 0,600 |
| 600 | 0,470 | 0,310 |
| 700 | 0,230 | 0,130 |
| 800 | 0,110 | 0,090 |
| 900 | 0,060 | 0,068 |
| 1000 | 0,040 | 0,045 |
| 1100 | 0,020 | 0,023 |
| 1200 | 0,000 | 0,000 |

^a Para valores intermediários da temperatura do aço, pode ser feito interpolação linear.

Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

Após a definição do fator de redução, é possível determinar o valor de resistência ao escoamento, conforme equação:

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$$

Equação 98, onde:

$k_{y,\theta}$: Fator de redução da resistência ao escoamento (adimensional);

$f_{y,\theta}$: Resistência ao escoamento dos aços a uma temperatura θ_a (variável);

f_y : Resistência ao escoamento dos aços a 20°C.

Assim como a resistência ao escoamento, o valor do módulo de elasticidade, possui uma redução em situação de incêndio, esse que pode ser definido em função da equação 99:

$$k_{E,\theta} = \frac{E\theta}{E}$$

Equação 99, onde:

$k_{E,\theta}$: Fator de redução do módulo de elasticidade (adimensional);

$E\theta$: Módulos de elasticidade dos aços a uma temperatura θ_a (variável);

E : Módulo de elasticidade dos aços a 20°C.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio, em seu anexo E, são

definidas algumas características do aço, dentre elas a massa específica, que é igual a 7850 kg/m³, variações do alongamento, calor específico e condutividade térmica.

2.17 Segurança das estruturas

Segundo Silva e Pannoni (2010), o objetivo a ser alcançado pela análise em situação de incêndio é a segurança dos moradores dos edifícios, assim como do patrimônio. Para que seja possível garantir essa segurança, é necessário definir o tempo requerido de resistência ao fogo.

2.17.1 Tempo requerido de resistência ao fogo – TRRF

O tempo requerido de resistência ao fogo é, segundo ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimentos, o tempo em que os elementos estruturais devem suportar em situação de um incêndio padrão. Nesse intervalo de tempo, pré-determinado, é necessário que a estrutura mantenha sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento.

A ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimentos – retrata que tal tempo pode ser definido de duas maneiras, pelo método tabular e pelo método de tempo equivalente.

2.17.1.1 Método tabular

O TRRF poderia ser calculado, segundo Vargas e Silva (2005), empregando-se inúmeras formulações e conceitos científicos rigorosos. No entanto, seria extremamente trabalhoso, uma vez que cada edificação possui sua particularidade. A fim de facilitar tal procedimento, diversos países propuseram algumas condições mínimas em função do tipo da edificação, ver anexo A. É interessante analisar que cada país possui uma exigência quanto a esse valor, a exemplo, tem-se que na Nova Zelândia o TRRF máximo é de 60 minutos, enquanto nos Estados Unidos é de 180 minutos. Como se observa, o TRRF, presente no anexo B, é um consenso da sociedade de um país.

2.17.1.2 Método do tempo equivalente

O método do tempo equivalente permite a redução do TRRF adotado, pela consideração das particularidades das edificações que lhe conferem maior segurança ao incêndio. A ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento, apesar de aceitar o método aqui apresentado, não o apresenta detalhado. Esse

procedimento consta no anexo F da atual ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto edificações em situação de incêndio.

$$t_e = 0,07 \cdot q_{fi,k} \cdot W \cdot \gamma_n \cdot \gamma_s \cdot \gamma_r$$

Equação 100, onde:

t_e : Tempo equivalente (min);

$q_{fi,k}$: Valor característico da carga de incêndio específica (MJ/m²), determinado segundo NBR 14432:2001;

W: Fator relacionado com a área de ventilação e da altura do compartimento (adimensional);

γ_n : Coeficiente que leva em conta a presença de medidas de proteção ativa na edificação (adimensional);

γ_s : Coeficiente que depende da altura do piso mais elevado da edificação e da área do compartimento (adimensional);

γ_r : Coeficiente que depende do risco de ativação do incêndio (adimensional).

Os valores, considerados na fórmula citada como $q_{fi,k}$ são caracterizados, segundo a ABNT NBR 14432:2001 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio, como: soma das energias que poderiam ser liberadas pela combustão completa de todos os materiais – inclusive de revestimentos – dividido pela área do piso considerado, e podem ser encontrados no anexo B.

O valor de W pode ser definido conforme a seguinte fórmula, entretanto, para que essa expressão seja válida é interessante ressaltar que a relação de A_v/A_f não pode ser inferior a 0,025 e caso o valor dessa relação supere 0,30, o valor a ser tomado é de 0,30.

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \cdot \left[0,62 + \frac{90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)^4}{1 + 12,5 \left[1 + 10 \frac{A_v}{A_f}\right] \frac{A_h}{A_f}} \right] \geq 0,5$$

Equação 101, onde:

W: Fator relacionado a área de ventilação e da altura do compartimento.

H: Altura do compartimento – distância do piso ao teto (m);

A_v : Área de ventilação vertical para o ambiente externo do compartimento, considerando-se que os vidros das janelas se quebrarão em incêndio (m²);

A_h : Área de ventilação horizontal (m²);

A_f : Área total do piso do compartimento (m²).

O coeficiente γ_n pode ser definido em função da seguinte equação:

$$\gamma_n = \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \cdot \gamma_{n3}$$

Equação 102, onde:

γ_n : Coeficiente que leva em conta a presença de medidas de proteção ativa na edificação (adimensional);

γ_{n1} , γ_{n2} e γ_{n3} : Coeficientes relacionados às medidas de segurança contra incêndio.

Os valores acerca dos coeficientes γ_{n1} , γ_{n2} e γ_{n3} , podem ser encontrados na tabela 13.

Tabela 13 - Valores dos coeficientes γ_n associados às medidas de segurança contra incêndio

| Existência de chuveiros automáticos (γ_{n1}) | Brigada contra incêndio (γ_{n2}) | Existência de detecção automática (γ_{n3}) |
|---|---|---|
| 0,60 | 0,90 | 0,90 |

Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

*Na ausência de algum meio de proteção indicado na tabela, adota-se o respectivo γ_n igual a 1.

O coeficiente γ_s pode ser definido em função da seguinte equação, entretanto tal valor possui alguns limites aos quais devem ser respeitados. Caso o valor de γ_s seja inferior a 1, adotar 1, e caso seja superior a 3, adotar 3.

$$\gamma_s = 1 + \frac{Af \cdot (h + 3)}{100.000}$$

Equação 103, onde:

γ_s : Coeficiente em função da altura do piso mais elevado da edificação e da área do compartimento (adimensional);

Af: Área total do piso do compartimento (m²);

h = Altura do piso mais elevado (m).

O valor de γ_r pode ser encontrado em função da seguinte tabela:

Tabela 14 - Valores de γ_r em função do risco de ativação

| γ_r | Probabilidade de ativação | Ocupação |
|------------|---------------------------|---|
| 0,85 | Pequeno | Escola, galeria de arte, parque aquático, igreja, museu |
| 1,00 | Regular | Biblioteca, cinema, correio, consultório médico, escritório, farmácia, frigorífico, hotel, livraria, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, teatro, etc. |
| 1,20 | Média | Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica |
| 1,50 | Alta | Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis |

Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

2.17.1.2.1 Limitações de uso do método do tempo equivalente

Algumas limitações devem ser tomadas acerca do método acima demonstrado, segundo a ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio, devem ser respeitadas as seguintes considerações:

-O tempo t_{eq} não pode ser tomado como inferior a 15 minutos. Esse tempo também não pode ser tomado como inferior ao tempo determinado pela ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimentos – reduzido de 30 minutos;

-O produto de $q_{fi,k}$; γ_n ; γ_s não pode ser tomado como inferior a 300 MJ/m².

2.17.2 Fator de massividade

Após a determinação do tempo requerido de resistência ao fogo é necessário determinar a velocidade de aquecimento do componente, ao qual chamamos fato de massividade. Segundo Silva e Pannoni (2010), a velocidade de aquecimento é um dos fatores que influenciam a resistência ao fogo, pois quanto mais tempo demorar para o aquecimento, maior será o tempo

até que se atinja a temperatura crítica. A exemplo, tem-se que uma seção de baixa esbeltez, de grande massa, se aquecerá mais lentamente do que uma seção esbelta.

A ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimentos – define que o fator de massividade é a relação entre o perímetro exposto ao incêndio e a área da seção transversal de um perfil. É interessante notar, que um mesmo perfil pode ter diversos fatores de massividade em função do perímetro exposto. Abaixo segue a fórmula acerca do fator de massividade:

$$\text{Fator de massividade} = \frac{u}{A}$$

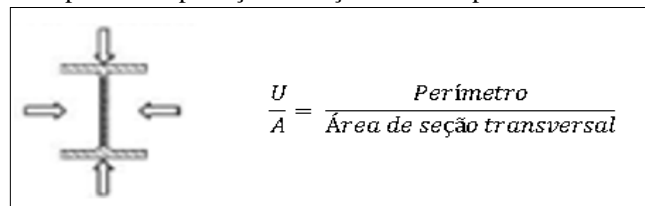
Equação 104, onde:

u: Perímetro exposto ao incêndio (m);

A: Área da seção transversal do perfil (m²).

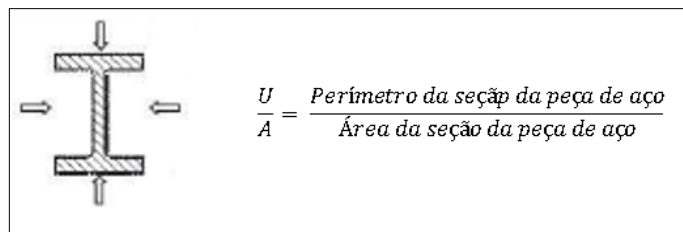
Ainda na ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio – são mostrados alguns exemplos de perfis expostos a incêndio, sejam eles com ou sem revestimento. A seguir será demonstrado um exemplo de cada situação, a fim de facilitar o entendimento desse fator:

Figura 25 - Exemplo de perfil sem proteção de seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados



Fonte: ABNT NBR 14323:2013 (Adaptado pelo autor).

Figura 26 - Exemplo de perfil com proteção tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados



Fonte: ABNT NBR 14323:2013 (Adaptado pelo autor).

Logo, após a determinação dos dois valores primordiais para a análise em situação de incêndio, TRRF e fator de massividade, é necessário estudar a elevação de temperatura do aço.

2.17.3 Elevação da temperatura do aço

A elevação da temperatura do aço deve ser analisada, pois é ela quem vai conseguir relatar se o perfil precisa ou não de um material de proteção térmica. Isso porque, por exemplo, o Corpo de Bombeiros do estado de São Paulo adote que a temperatura crítica do aço é de

550°C, sendo assim quando o elemento estrutural possuir elevação de temperatura superior a tal valor, há necessidade de revestimento contrafogo. A seguir será analisada a elevação de temperatura em perfis sem e com material de proteção.

2.17.3.1 Elevação da temperatura de perfis sem revestimento contrafogo

Segundo a ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio, para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura, $\Delta\theta_{a,t}$, em graus Celsius, de um elemento estrutural de aço sem revestimento contrafogo, situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo, Δt , pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{\left(\frac{u}{Ag}\right)}{ca \cdot \rho a} \cdot \varphi \Delta t$$

Equação 105, onde:

$\Delta\theta_{a,t}$: Elevação de temperatura (°C);

k_{sh} : Fator de correção para o efeito de sombreamento, que pode ser tomado igual a 1.

u/Ag : Fator de massividade para elementos de aço sem revestimento contrafogo (m^{-1});

ca : Calor específico do aço ($J/kg/°C$);

ρa : Massa específica do aço (kg/m^3);

φ : Valor do fluxo de calor por unidade de área (W/m^2);

Δt : Intervalo de tempo (s) – não pode ser maior que 5.

2.17.3.2 Elevação da temperatura de perfis com revestimento contrafogo

Ainda de acordo com a ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio – a elevação de temperatura de um elemento estrutural situado no interior do edifício, envolvido por um material de revestimento contrafogo, durante um intervalo de tempo, pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda m \left(\frac{Um}{Ag}\right) \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t}{tm \cdot \rho a \cdot ca} \quad \text{onde} \quad \xi = \frac{cm \cdot \rho m}{ca \cdot \rho a} \cdot tm \cdot \left(\frac{Um}{Ag}\right)$$

$$\Delta\theta_{a,t} \geq 0 \text{ se } \Delta\theta_{g,t} > 0$$

Equação 106 e Equação 107, respectivamente, onde:

$\Delta\theta_{a,t}$: Elevação de temperatura (°C);

λm : Condutividade térmica do material de revestimento contrafogo ($Wm/°C$);

Um : Perímetro efetivo do material de revestimento contrafogo, igual ao perímetro da face internet do material de revestimento, limitado às dimensões do elemento estrutural de aço (m);

Ag : Área bruta da seção transversal do elemento estrutural (m^2);

$\theta_{g,t}$: Temperatura dos gases no tempo t (°C);

$\theta_{a,t}$: Temperatura do aço no tempo t (°C);

Δt : Intervalo de tempo (s) – não pode ser superior a 30s;

Tm : Espessura do material de revestimento contrafogo (m);

ρa : Massa específica do aço (kg/m^3);

ca : Calor específico do aço ($J/kg/°C$);

Cm : Calor específico do material de revestimento contrafogo ($J/kg/°C$);

ρm : Massa específica do material de revestimento contrafogo (kg/m^3);

Após a determinação, portanto, do tempo requerido de resistência ao fogo, do fator de massividade e a análise quanto a necessidade de material de revestimento contrafogo, é necessário compreender sobre as possíveis medidas a serem tomadas a fim de evitar que o perfil entre em colapso.

2.18 Medidas contra o incêndio

As medidas a serem adotados contra o incêndio, segundo Silva e Pannoni (2010), podem ser classificadas como ativas e passivas. A ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimento – traz as seguintes definições acerca da proteção ativa e passiva:

- a) Proteção ativa: tipo de proteção contra incêndio que é ativada manual ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, composta basicamente das instalações prediais de proteção contra incêndio.
- b) Proteção passiva: conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício, sendo funcional durante o uso normal da edificação e que reage passivamente ao desenvolvimento do incêndio, não estabelecendo condições propícias ao seu crescimento e propagação, garantindo a resistência ao fogo.

Dentre as proteções passivas, existem as compartimentações verticais e horizontais que são de extrema importância a fim de compartimentar o fogo em determinada área, evitando sua propagação, e também os materiais de proteção térmica que podem ser utilizados nos perfis garantindo sua estabilidade durante um período de tempo, esse que deve ser maior ou igual ao tempo requerido de resistência ao fogo.

2.18.1 Compartimentação

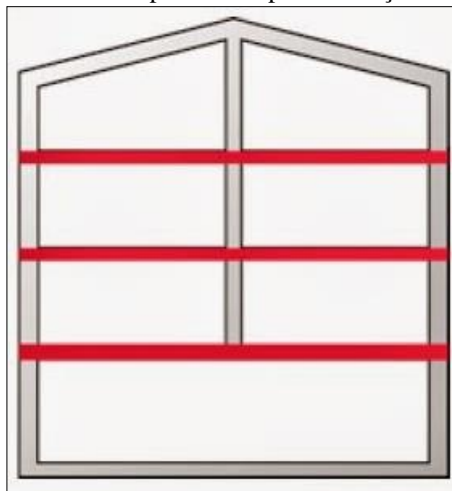
Apontado como um dos principais meios de segurança contra incêndio, segundo Silva (2012), a compartimentação evita que o incêndio iniciado em um determinado compartimento se propague para outros. Compartimento, ainda o mesmo autor, é a parte da edificação construída a fim de evitar a propagação do incêndio de dentro para fora de seus limites. Tal compartimentação pode ser dada por vertical ou horizontal.

2.18.1.1 Compartimentação vertical

A compartimentação vertical, de acordo com Silva (2012), é a que impede a propagação vertical dos gases ou do calor, e inclui lajes com espessuras mínimas de forma a respeitar

isolamento e estanqueidade, parapeitos ou marquises da fachada, portas corta fogo e *firestops* (selagem) para vedar toda e qualquer ligação vertical entre pavimentos.

Figura 27 - Exemplo de compartimentação vertical

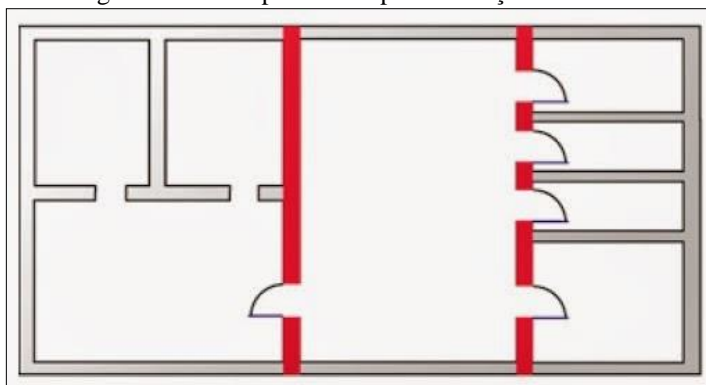


Fonte: Autor desconhecido (2014). Disponível em: <http://bombeiroswaldo.blogspot.com.br/2014/10/sistemas-especiais-de-seguranca-contra.html>

2.18.1.2 Compartimentação horizontal

A compartimentação horizontal, ainda com base nos fundamentos apresentados por Silva (2012), é a que impede a propagação horizontal, e inclui paredes com características (material e espessura) de forma a respeitar isolamento e estanqueidade, porta corta fogo, distância mínima entre aberturas de compartimentos e *firestops* para vedar toda e qualquer ligação horizontal entre os compartimentos do mesmo pavimento.

Figura 28 - Exemplo de compartimentação horizontal



Fonte: Autor desconhecido (2014). Disponível em: <http://bombeiroswaldo.blogspot.com.br/2014/10/sistemas-especiais-de-seguranca-contra.html>

Em conjunto, tais medidas são capazes de garantir a fuga dos usuários do edifício, além de minimizar os prejuízos nas edificações adjacentes e propiciar devida segurança aos profissionais que combaterão o incêndio, como brigadistas e corpo de bombeiros.

2.18.2 Materiais de proteção térmica

Uma estrutura ao ser verificada pode exigir alterações para atender aos requisitos mínimos de resistência em tal situação. Segundo Vargas e Silva (2005), os materiais de proteção térmica devem apresentar, de modo geral, baixa massa específica aparente, baixa condutividade térmica, alto calor específico, adequada resistência mecânica, garantia de integridade durante a evolução do incêndio e custo compatível.

Conforme relatado no início do presente trabalho, inúmeros foram os feitos de Valdir Pignatta e Silva referente a análises de edifícios em situação de incêndio. Sendo assim, o mesmo possui diversos materiais publicados com informações similares. Os tópicos a seguir, ao qual serão retratados os tipos de materiais de proteção térmica, foram extraídos das seguintes obras: Vargas e Silva (2005), Silva e Pannoni (2010) e Silva, Vargas e Ono (2010). As tabelas com as cartas de cobertura foram extraídas de Lima (2012).

2.18.2.1 Pintura intumescente

A pintura intumescente é uma película de tinta que intumesce, ou seja, aumenta de volume, quando sujeita à ação do calor e forma uma camada de proteção térmica no aço. Ela é aplicada de maneira convencional, ou seja, com pistola e rolos, diretamente sobre a superfície do aço, que deve estar devidamente preparada.

O método de preparo pode ser dado pela aplicação de uma tinta de fundo, conhecida como primer, e depois de aplicada a pintura intumescente, é possível realizar o acabamento, a fim de obter a textura, aparências e cores similares as pinturas comuns. No processo de aplicação devem ser retiradas todas as substâncias estranhas presentes nos perfis.

A carta de cobertura disponibilizada no catálogo da AUDAX, consiste na divulgação de espessuras de tinta em função, assim como apresentado na argamassa projetada e nas placas rígidas, do fato de massividade e do tempo requerido de resistência ao fogo. É possível, portanto, encontrar essa espessura na tabela 15.

| Fator de massividade | Tempo requerido de resistência ao fogo | | |
|----------------------|--|-------|-------|
| | 30 | 60 | 90 |
| 140 | Não indicado | 0,419 | 1,134 |

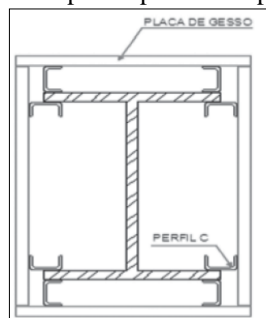
| Tabela 15 (Conclusão). | | | |
|------------------------|--------------|-------|--------------|
| 145 | Não indicado | 0,432 | 1,195 |
| 150 | Não indicado | 0,445 | 1,255 |
| 155 | Não indicado | 0,458 | 1,315 |
| 160 | Não indicado | 0,471 | 1,375 |
| 165 | Não indicado | 0,484 | 1,436 |
| 170 | Não indicado | 0,497 | Não indicado |
| 175 | Não indicado | 0,510 | Não indicado |
| 180 | Não indicado | 0,523 | Não indicado |
| 185 | Não indicado | 0,536 | Não indicado |
| 190 | Não indicado | 0,549 | Não indicado |
| 195 | Não indicado | 0,562 | Não indicado |
| 200 | Não indicado | 0,575 | Não indicado |
| 205 | Não indicado | 0,593 | Não indicado |
| 210 | Não indicado | 0,614 | Não indicado |
| 215 | Não indicado | 0,635 | Não indicado |
| 220 | Não indicado | 0,656 | Não indicado |
| 225 | Não indicado | 0,678 | Não indicado |
| 230 | 0,212 | 0,699 | Não indicado |
| 235 | 0,218 | 0,720 | Não indicado |
| 240 | 0,225 | 0,779 | Não indicado |
| 245 | 0,230 | 0,838 | Não indicado |
| 250 | 0,238 | 0,897 | Não indicado |

Fonte: Lima (2012), Catálogo AUDAX – adaptado pelo autor (2017).

2.18.2.2 Placas rígidas

As placas rígidas são elementos pré-fabricados fixados na estrutura por meio de pinos ou perfis leves de aço. Essas placas são, geralmente, compostas por materiais fibrosos, gesso, vermiculita ou até mesmo pela combinação desses materiais. As placas de gesso são constituídas por um núcleo de gesso natural revestido por 2 lâminas de cartão duplex. O que torna essas placas resistentes ao fogo é a adição de fibras minerais no núcleo.

Figura 29 - Exemplo de perfil com placas rígidas



Fonte: Manual de Construção em Aço: prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura (2010).

Assim como na argamassa projetada a obtenção da espessura de uma placa rígida deve-se ao fator de massividade e do tempo requerido de resistência ao fogo do perfil, dessa forma basta consultar as tabelas dos fabricantes ou de alguns escritores, os quais fizeram ensaios. A tabela 16 a seguir trata desse assunto:

Tabela 16 - Carta de cobertura para placas de gesso acartonado

| Fator de massividade | Tempo requerido de resistência ao fogo | | | |
|----------------------|--|----------|----------|----------|
| | 30 | 60 | 90 | 120 |
| <55 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 15 |
| 55 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 2 x 12,5 |
| 70 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 2 x 12,5 |
| 98 | 12,5 | 12,5 | 15 | 2 x 12,5 |
| 138 | 12,5 | 12,5 | 2 x 12,5 | 2 x 12,5 |
| 152 | 12,5 | 12,5 | 2 x 12,5 | 2 x 15 |
| 203 | 12,5 | 15 | 2 x 12,5 | 2 x 15 |
| 240 | 12,5 | 15 | 2 x 12,5 | 3 x 12,5 |
| 334 | 12,5 | 2 x 12,5 | 3 x 12,5 | 3 x 12,5 |
| 400 | 12,5 | 2 x 12,5 | 3 x 12,5 | 3 x 12,5 |

Fonte: Lima (2012), Vargas (2005) – adaptado pelo autor (2017).

2.18.2.3 Argamassa projetada

As argamassas projetadas consistem na mistura de agregados, fibras minerais e aglomerantes. Essas são aplicadas com auxílio de uma mangueira, dentro de tal equipamento é misturada com água nebulizada e, posteriormente, jateada diretamente na superfície do aço. A aparência dos elementos submetidos a tal procedimento é rugosa, sendo assim é interessante o uso desse em locais onde serão cobertos por forros ou ambientes menos exigentes – arquitetonicamente.

Assim como os demais materiais de proteção térmica, devem trabalhar monoliticamente com a estrutura, de modo a acompanhar os movimentos da mesma, evitando a abertura de fissuras ou desprendimentos, formando um revestimento homogêneo e contínuo. Em determinados casos as mesmas podem estar em contato direto com os usuários, desse modo é proibido a utilização de materiais agressivos à saúde desses, como por exemplo: o amianto.

Ademais, é proibido ocorrer desprendimento do material, pois quando submetido às ações de correntes de ar poderiam contaminar o ambiente. Diante das considerações firmadas, é proibido também qualquer perda de material de modo que prejudique a confiabilidade do sistema em possível situação de incêndio. Além disso, o material deve ter propriedades aderentes de maneira que, caso perdida alguma espessura do material, o mesmo aceite a sobreposição de camadas.

Não devem ser higroscópicas e o aço, conforme esperado, deve ficar livre de qualquer umidade, no mais é necessário que a argamassa não apresente combustibilidade e propagação de chamas. Deve ser evitado qualquer espaço vazio, pois esses propiciam a instalação de insetos, bactérias e fungos.

No Brasil, existem argamassas importadas e também as nacionais. De maneira geral, as características das argamassas importadas são a baixa massa específica (240kg/m^3), além de ser atóxica. Elas são compostas basicamente por gesso, com uma pequena parcela de cimento e resina. Já as argamassas nacionais possuem massa específica um pouco maior (300kg/m^3) e são compostas por vermiculita expandida, gesso, aglomerante hidráulicos, resinas acrílicas, fibras de celulose e partículas de poliestireno.

É válido lembrar, que apesar do acabamento rústico provocado pelo uso desse material de proteção térmica, sua vantagem é o custo-benefício, que tende a ser mais econômico. Na tabela 17 é possível analisar um exemplo de carta de cobertura de argamassa projetada disponibilizada pela Isolatec International Clafco Blaze Shield II. Nessa estão presentes algumas espessuras que variam em função do fator de massividade e do tempo requerido.

Tabela 17 - Carta de cobertura de argamassa projetada (mm)*

| Fator de massividade | Tempo de resistência ao fogo | | | |
|----------------------|------------------------------|----|----|-----|
| | 30 | 60 | 90 | 120 |
| 30 | 10 | 12 | 12 | 12 |
| 50 | 10 | 12 | 12 | 16 |
| 70 | 10 | 12 | 15 | 21 |
| 90 | 10 | 12 | 17 | 25 |
| 110 | 10 | 12 | 20 | 29 |
| 130 | 10 | 13 | 22 | 32 |
| 150 | 10 | 14 | 24 | 35 |
| 170 | 10 | 15 | 26 | 37 |
| 190 | 10 | 16 | 28 | 40 |
| 210 | 10 | 16 | 29 | 42 |
| 230 | 10 | 17 | 30 | 43 |
| 250 | 10 | 18 | 31 | 45 |
| 270 | 10 | 18 | 33 | 47 |
| 290 | 10 | 19 | 34 | 48 |
| 310 | 10 | 19 | 35 | 50 |

Fonte: Catálogo Isolatec International Clafco Blaze Shield II – adaptado pelo autor (2017).

*Para valores intermediários de fator de massividade, pode ser feito interpolação

2.18.2.4 Concreto com função apenas de isolante térmico

Outra medida muito utilizada antigamente, mas que caiu em desuso na atualidade, devido ao seu alto custo e peso, é o concreto como isolante térmico. Isso porque, apesar de ser aceito pelas normas brasileiras, ele, na maioria das vezes, não é economicamente viável. O método utilizado para determinar a espessura do material é o mesmo dos demais materiais, entretanto agora com base nas indicações da ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio, conforme tabela 18.

Tabela 18 - Requisitos para pilares mistos totalmente revestidos*

| | Tempo requerido de resistência ao fogo | | | |
|--|--|-----|-----|-----|
| | 30 | 60 | 90 | 120 |
| Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm) | 150 | 180 | 220 | 300 |
| Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutura c (mm) | 40 | 50 | 50 | 75 |
| Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura U_s (mm) | 20 | 30 | 30 | 40 |

Fonte: ABNT NBR 14323:2013 – (Adaptado pelo autor).

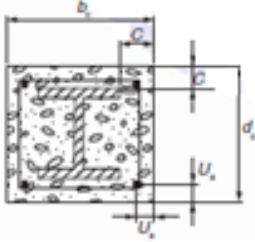
*Método permitido apenas para pilares totalmente revestidos e impedidos de sofrer rotação.

2.18.2.5 Concreto com função estrutural e de isolante térmico

Segundo Bellei (2008), no início o concreto era adotado apenas como um material de revestimento para o aço, assim como os materiais de revestimento supracitados, entretanto essa condição aumentava relativamente o peso da estrutura, devido ao alto peso. Dessa forma, diferentemente do último tópico, o concreto também pode ter como função, além de isolante térmico, auxílio estrutural, em que parte dos esforços solicitantes serão resistidos por ele. O dimensionamento de estruturas mistas surgiu com intuito de permitir a colaboração do aço e do concreto da maneira mais efetiva possível.

Nesse momento, a fim de explicitar facilmente o método de avaliação de pilares mistos de aço e concreto, será demonstrado uma parte da ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio – relacionada a avaliação de pilares mistos pelo método tabular, conforme tabela 19.

Tabela 19 - Requisitos para pilares mistos totalmente revestidos com concreto

| | TRRF [min] | | | | |
|---|------------|-----|-----|-----|-----|
| | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 |
|  | | | | | |
| 1.1 Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm) | 150 | 180 | 220 | 300 | 350 |
| 1.2 Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural c (mm) | 40 | 50 | 50 | 75 | 75 |
| 1.3 Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura | 20 | 30 | 30 | 40 | 50 |

Fonte: ABNT NBR 14323:2013 – Adapt. pelo autor (2017).

3 METODOLOGIA

3.1 Classificação da pesquisa

Esta pesquisa está classificada como exploratória, possuindo fundamentos em fontes de papel, sejam normas, literaturas técnicas ou livros referentes ao desempenho dos métodos para o aumento de resistência ao fogo nas estruturas de aço.

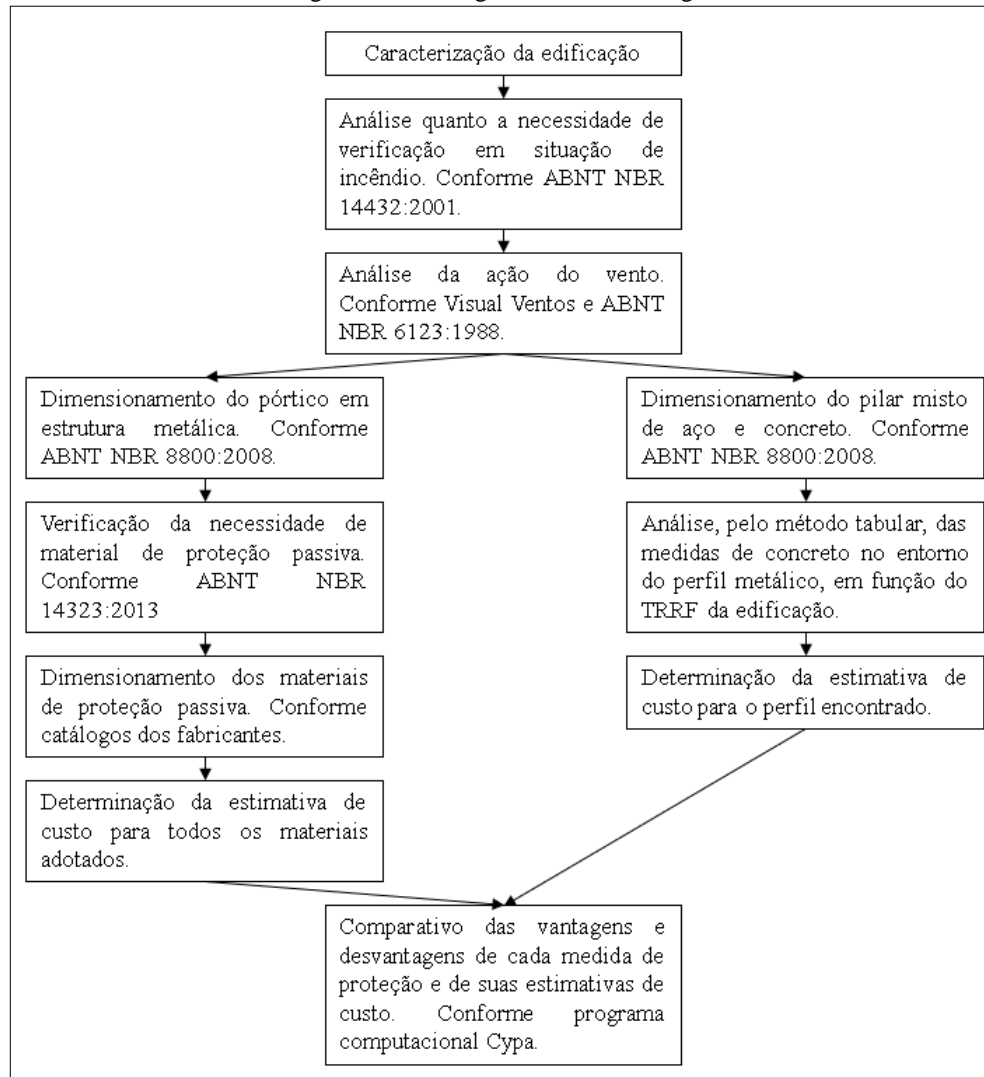
3.2 Planejamento da pesquisa

A primeira etapa da pesquisa tem como função a caracterização de um galpão, apêndice A. Após caracterizado, será feita a análise da edificação, buscando averiguar a necessidade ou não de material de proteção passiva, apêndice B, conforme ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. Após analisada, será feito o estudo da análise do vento, conforme a ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações – e a análise combinatória dessa com as demais cargas atuantes na edificação, apêndice C. Para encontrar os esforços solicitantes combinados na edificação será utilizado o programa computacional Ftool, desenvolvido na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Com isso, será realizado o dimensionamento do pórtico metálico do galpão, apêndice D, e o dimensionamento do pilar misto de aço e concreto, apêndice E, em função das exigências da ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto.

Posteriormente, será feita a análise do pórtico em situação de incêndio, propondo materiais de proteção passiva, apêndice F. Em seguida, o pilar misto de aço e concreto também será submetido, pelo método tabular, à análise de incêndio, apêndice G, buscando averiguar se as dimensões de cobrimento são suficientes para resistir ao tempo requerido de resistência ao fogo. Essas análises atenderão as exigências da ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio.

Por fim, com a ajuda do Gerador de Preços do grupo Cype – Software para Engenharia e Construção, será feita um comparativo quanto ao custo benefício dos materiais, relatado nas considerações finais. É válido lembrar que o custo é apenas uma estimativa, podendo haver variações em função da localidade e da marca. Para facilitar o entendimento foi feito um fluxograma, conforme figura 30.

Figura 30 - Fluxograma da metodologia

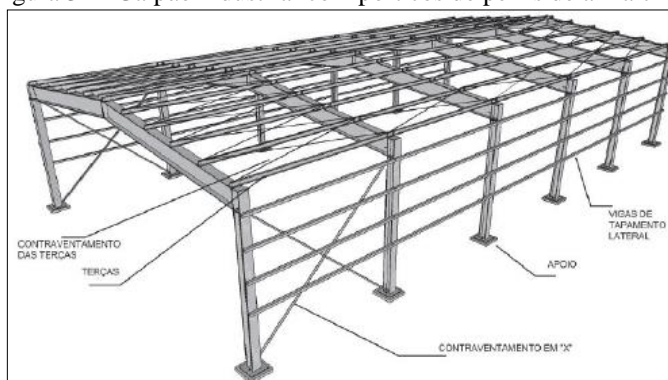


Fonte: O autor (2017).

4 ESTUDO DE CASO

O galpão a ser dimensionado, presente no apêndice A, possui duas águas, inclinação da cobertura em 10%, pórticos compostos por perfis de alma cheia, bases com apoio simples rotulados, seção transversal de 15 metros, vão longitudinal de 6 metros entre cada pórtico, comprimento total de 54 metros, e pé direito de 6 metros. O galpão será utilizado para fins industriais com carga de incêndio específica superior a 1.200 MJ/m², dentre as possíveis utilizações do galpão são: cereais, espumas, farinhas, materiais plásticos, dentre outros. A seguir, encontra-se uma prévia do layout do galpão.

Figura 31 - Galpão industrial com pórticos de perfis de alma cheia



Fonte: Manual de Construção em Aço: galpões de uso geral (2010).

Tendo as dimensões e o tipo de ocupação do galpão, é possível começar a análise da necessidade de verificação em situação de incêndio, presente no apêndice B. Com isso, concluiu-se que a edificação faz parte da classificação I-2 e que a mesma, devido à carga de incêndio, precisa ser analisada em situação de incêndio, tendo como tempo requerido de resistência ao fogo, TRRF, 60 minutos.

Seguindo, portanto, para o dimensionamento dos elementos constituintes do pórtico, foi necessário realizar a combinação dos esforços atuantes, conforme apêndice C. Em resumo, foram considerados os valores de telhas, contraventamentos, terças e tirantes. O total da carga permanente foi de 0,45kN/m². Além dessas cargas, foi considerada uma sobrecarga de 0,25kN/m².

Em seguida, foi feita a análise da ação do vento na edificação, para isso foi utilizado o Software VisualVentos, o qual gerou a pressão dinâmica do vento nas paredes e no telhado. Os resultados mais críticos foram os que tiveram coeficientes de pressão interno positivos. Foram realizadas três combinações, conforme proposto pelo Manual de Construções em Aço – Galpões em geral. Com a finalização dessa análise, utilizou-se do Software Ftool para realizar o cálculo dos esforços, normal, cortante e momento fletor, nos elementos. Com os esforços

solicitantes gerados, foi criada uma tabela a fim de encontrar os esforços considerados críticos nos elementos.

Os esforços considerados críticos foram: esforço axial, 42,6 kN; esforço cortante, 41,0kN e momento fletor 81 kN.m. A fim de facilitar o procedimento de cálculo foram analisados apenas dois trechos do pórtico, sendo eles o pilar (4-2) e a viga (3-5). Essas numerações constam ainda no mesmo apêndice, em que foram nomeados os trechos do pórtico.

Com os esforços solicitantes considerados críticos encontrados, iniciou-se o dimensionamento do pórtico metálico, apêndice D. No primeiro momento, foi adotado um perfil, em função de uma relação entre comprimento e medidas propostas por Bellei (2006), com isso foi adotado o perfil W 310x38,7 para iniciar as verificações, a fim de analisar se o mesmo atenderia aos esforços solicitantes encontrados anteriormente. Com intuito de facilitar o processo de execução, foi adotado um mesmo perfil para ser utilizado no pilar e na viga.

A primeira verificação realizada foi a de esbeltez, posteriormente foi analisado a qual grupo o perfil fazia parte, para que fosse possível começar o procedimento de cálculo quanto à verificação à compressão. Foi verificado que o perfil fazia parte do grupo II e era classificado como um elemento AA. Como a relação $(b/t)_{lim}$ ficou acima do limite permitido, foi necessário encontrar o valor do fator de redução, Q .

Com o fator de redução calculado, foi encontrado o valor da força axial resistente de cálculo. Em seguida, foi verificada a capacidade à flexão para seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia. Para isso, foram feitas as verificações do estado limite para flambagem lateral com torção, FLT, flambagem local da mesa, FLM e flambagem local da alma, FLA. Em seguida, foi verificado o momento fletor resistente de cálculo, sendo que esse é o menor valor encontrados nas três verificações de flambagem.

Com a verificação do momento calculado, foi analisada verificação a capacidade ao cisalhamento do perfil, seguindo alguns procedimentos, conforme proposto pela ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Os valores resistentes encontrados foram: esforço axial resistente de cálculo, 398,62 kN; esforço cortante resistente de cálculo, 338,35 kN e momento fleto resistente de cálculo, 131,84 kN.m.

Com esses valores é possível verificar que todos eles são superiores aos esforços que estarão atuando sobre a estrutura. Além disso, ainda foi feita a análise de flexo-compressão, mas que também foi atendida, conforme os requisitos normativos. Dessa forma, concluiu-se

que o perfil W 310x38,7 atende as necessidades do galpão. Todo esse processo foi repetido para o dimensionamento da viga, essa que também consta no apêndice D.

Feito o dimensionamento a verificação do pórtico em material metálico, iniciou-se o procedimento de cálculo para a determinação do pilar misto de aço e concreto, presente no apêndice E. O método utilizado nessa etapa do dimensionamento, por se tratar de um trabalho acadêmico, deu-se pelo tabular, ou seja, em função dos esforços solicitantes encontrados, foi determinado um perfil, pré-dimensionado, que atendesse essas condições. Desse modo, com base nas tabelas disponibilizadas pelo Manual de Construções em Aço – Estruturas mistas – Volume 1, determinou-se que o perfil do pilar seria PS 350x350x16,0x8,0 e que a medida externa, já com o concreto, seria de 50x50.

Agora com os perfis dimensionados e voltando para a análise em situação de incêndio, foi possível realizar a análise do pórtico metálico em situação de incêndio, apêndice F. Nesse momento, foram obtidos alguns dados importantes, dentre eles o fator de massividade do perfil, que é a relação entre seu perímetro e sua área. Em seguida foi feito a análise de elevação de temperatura no aço, foram obtidos, resumidamente, os seguintes dados:

Tabela 20 - Elevação da temperatura no aço

| Tempo | | Propriedades do aço | | | | Massividade | 250 | Calor específico | 600 | ksh |
|---------|----------|---------------------|------------------------|--------------------|--------------------|-------------|----------|--------------------|-----|----------------|
| Minutos | Segundos | Temp. Gases (°C) | Temp. Gases - Aço (°C) | $(\theta_g+273)^4$ | $(\theta_a+273)^4$ | ϕ_r | ϕ_c | Intervalo de tempo | 5 | 0,69 |
| | | | | | | | | °C | | Temp. Aço (°C) |
| 0,00 | 0 | 20 | - | - | - | - | - | - | - | 20 |
| 10,00 | 600 | 678 | 166,46 | 4,40E+11 | 1,75E+04 | 4161,52 | 21614,96 | 3,96 | | 516 |
| 11,00 | 660 | 693 | 135,62 | 3,95E+11 | 1,57E+04 | 3390,60 | 19057,47 | 3,49 | | 560 |
| 30,00 | 1800 | 842 | 10,37 | 5,67E+10 | 2,25E+03 | 259,28 | 2508,79 | 0,46 | | 832 |
| 60,00 | 3600 | 945 | 3,77 | 2,72E+10 | 1,08E+03 | 94,36 | 1173,05 | 0,21 | | 942 |

Fonte: O autor (2017).

Com base na Instrução Técnica 08/2011 do Corpo de Bombeiros de São Paulo a temperatura crítica deve ser de 550°C, ou seja, em função da tabela 20 é possível analisar que a temperatura máxima será atingida logo nos primeiros 11 minutos. Dessa forma, é dever do engenheiro encontrar medidas de proteção passiva que sejam capazes de garantir a estabilidade da estrutura durante os 60 minutos.

Os materiais escolhidos para realizar essa proteção foram: pintura intumescente, gesso acartonado, argamassa projetada e concreto com função única de isolante térmico. Consultando os catálogos, disponibilizados pelos fabricantes e presentes em Lima (2012), foram encontradas

suas espessuras. Para pintura intumescente é necessário 0,9mm de material para que a estrutura resista a esse TRRF. Para o gesso acartonado, apesar de não ter em seu catálogo o fator de massividade de 250, é preciso de 2 placas de 12,5mm cada para a situação em questão. Para a argamassa projetada é necessária uma espessura de 18mm. Já para o concreto com função exclusiva de isolante térmico é preciso uma cobertura igual a 50mm.

Com os materiais de proteção passiva encontrados, foi analisado o pilar misto de aço e concreto em situação de incêndio, apêndice G. Do mesmo modo ao que foi realizado com o concreto com função exclusiva de isolante térmico, o pilar com concreto resistente a esforços, foi analisado pelo método tabular, o qual também deverá ter um revestimento igual a 50mm. Foram feitas outras análises também, como as dimensões mínimas de d_c e b_c , as quais também foram atendidas.

Ainda nos apêndices F e G, encontram-se os custos para a execução de tais materiais, os quais serão resumidos a seguir:

Tabela 21 - Custo unitário por material

| Elemento | Custo unitário por material | | | | |
|----------|-----------------------------|------------------|---------------------|---|--|
| | Pintura intumescente | Gesso acartonado | Argamassa projetada | Mista de aço e concreto, com função exclusiva de isolante térmico | Misto de aço e concreto, com função estrutural |
| Viga | R\$ 2.206,02 | R\$ 2.331,79 | R\$ 1.522,24 | - | - |
| Pilar | R\$ 1.760,13 | R\$ 1.860,48 | R\$ 1.214,81 | R\$ 2.279,84 | R\$ 2.441,64 |

Fonte: O autor (2017).

Agora, com as características dos materiais, suas vantagens e desvantagens e seus respectivos custos, é possível realizar uma discussão e encontrar uma melhor opção levando em conta uma análise técnica.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse tópico serão discutidos os resultados encontrados. Para isso foi criada uma tabela comparando as vantagens e as desvantagens entre os materiais de proteção passiva. Além disso, foram criados gráficos capazes de comparar os custos encontrados para a execução das vigas e dos pilares. Na tabela 22, está o comparativo entre diferentes medidas de proteção passiva em estruturas de aço.

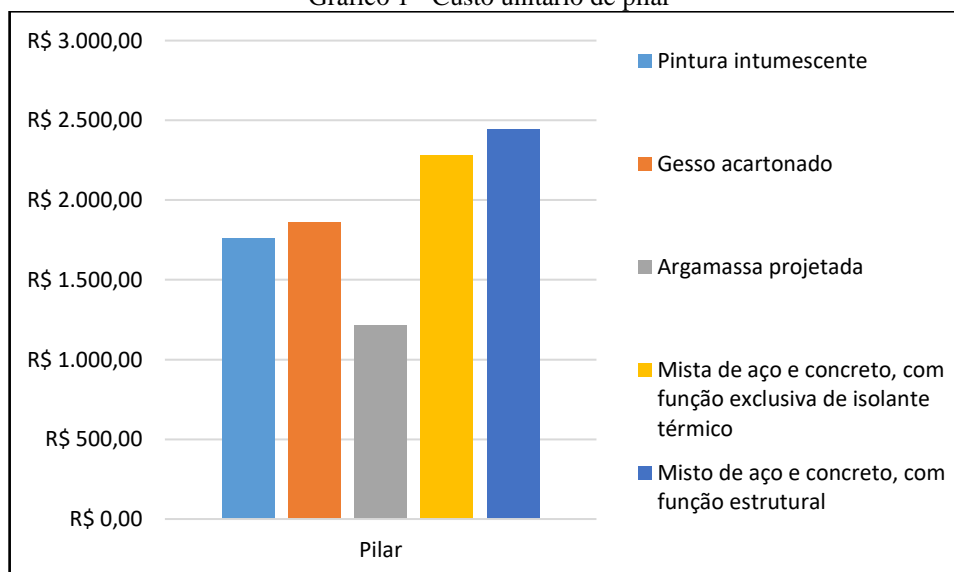
Tabela 22 - Comparativo entre diferentes medidas de proteção passiva em estruturas de aço

| Material | Vantagens | Desvantagens |
|----------------------|--|---|
| Pintura intumescente | excelente acabamento visual podem permanecer expostos possuem excelente resistência mecânica | necessidade de mão de obra especializada requer controle rigoroso de espessura condições climáticas e prazos entre demãos |
| Gesso acartonado | permitem acabamento e pintura boa resistência mecânica ideais para colunas aparentes | custo elevado aplicação lenta requer elementos de ancoragem sofre agressão da umidade |
| Argamassa projetada | ideias para áres industriais podem permanecer expostos baixo custo | acabamento grosseiro aplicação lenta limpeza posterior |
| Concreto | bom isolante térmico podem permanecer expostos alta resistência mecânica | necessidade de formas moldantes alto custo aumento no peso da estrutura |

Fonte: Lima (2012) – adaptado pelo autor (2017).

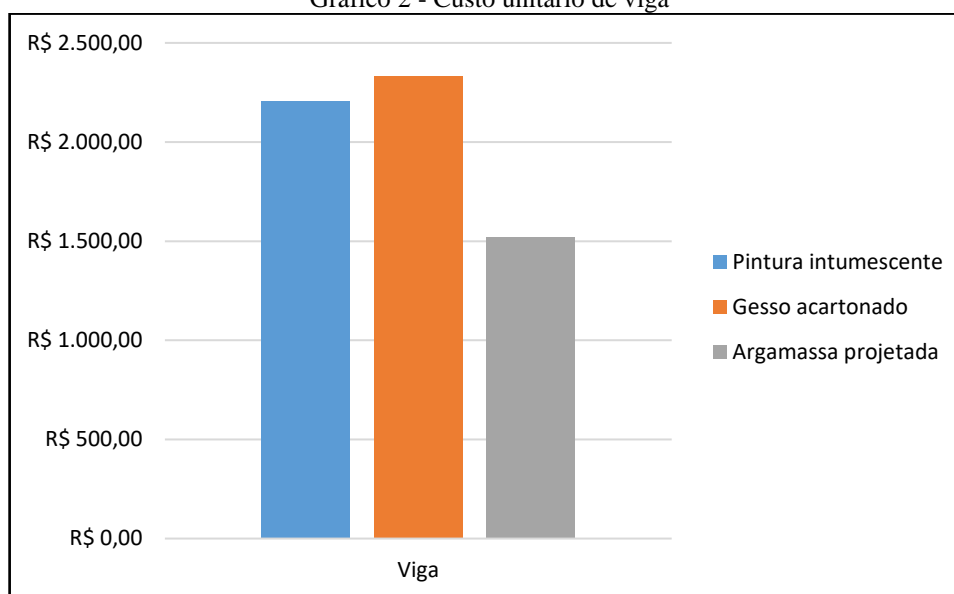
Com a análise técnica feita entre as medidas de proteção, é possível ser comparado os custos dos mesmos, conforme gráficos 1 e 2.

Gráfico 1 - Custo unitário de pilar



Fonte: O autor (2017).

Gráfico 2 - Custo unitário de viga



Fonte: O autor (2017).

A respeito das medidas de proteção, concluiu-se que a pintura intumescente é uma boa opção devido ao seu acabamento e pela sua resistência mecânica, podendo ficar exposta sem ter muito desgaste, no entanto o seu alto custo aliado com a necessidade de uma mão de obra especializada, além de um altíssimo e rigoroso controle de espessura acabam tornando essa opção inviável para um edifício destinado a fins industriais.

O gesso acartonado é similar à pintura intumescente, uma vez que suas qualidades são referentes ao acabamento, que esse aceita facilmente pinturas, e à boa resistência mecânica, no entanto as desvantagens são maiores que a primeira opção. É, dentre as opções analisadas, a alternativa mais cara e, aliado a isso, possui aplicação lenta, requer elementos de ancoragem e sofre agressão da umidade. Desse modo, essa medida também se mostrou inviável.

A argamassa projetada tem como vantagens seu baixo custo aliado com sua resistência ao intemperismo. Quanto às desvantagens desse material é referente ao acabamento grosseiro, a aplicação lenta e a necessidade de realizar limpeza após a aplicação.

Já o concreto como material de proteção térmica, apresenta como vantagem a resistência a altíssimas temperaturas, entretanto como desvantagens há o alto peso específico do mesmo, podendo colocar a estrutura em situação de risco – caso tal carga não seja avaliada -, além disso, quando utilizado o concreto há necessidade de utilizar conectores de cisalhamento, para que haja interação do concreto e do aço, evitando que esse lasque. Portanto, dentre as quatro opções vistas a que mostrou as melhores vantagens técnicas e econômicas foi a argamassa projetada, pensando que suas desvantagens, quando comparada com as dos demais materiais, são amenas.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em síntese, foi possível alcançar todos os objetivos propostos e concluiu-se que a verificação do dimensionamento de edificações em situação de incêndio é extremamente importante, uma vez que essa é responsável por garantir, por um determinado período de tempo, estabilidade à edificação, possibilitando a fuga dos usuários. Além disso, foi possível entender melhor o motivo da criação do sistema estrutural misto aço-concreto. Ficando evidente que são inúmeras as vantagens desse método construtivo, pois oferece benefícios específicos do aço quanto a execução de obra, facilidade da aquisição de perfis prontos e, também, benefícios do concreto, como a alta resistência desse em presença de temperaturas elevadas, além de sua eficiência em absorver esforços de compressão. Entretanto, apesar de todas essas vantagens, na edificação em questão, quando comparado com as demais opções de proteção passiva, não se mostrou tecnicamente e economicamente viável. Verificou-se ainda, a necessidade de analisar as diversas possibilidades que podem ser empregadas nos perfis a fim de evitar essas perdas. Isso porque, apesar de todas possuírem inúmeras vantagens técnicas, as suas aplicabilidades são diferentes, em função da edificação. Um exemplo disso é que, a pintura intumescente apresenta diversas vantagens, como acabamento e boa resistência mecânica, entretanto necessita de mão de obra especializada, ou seja, possui um custo elevado. Dessa forma, é dever do engenheiro analisar se há necessidade de aplicar um material desse porte em função da edificação a ser construída. No estudo realizado, para galpão de uso industrial, ficou evidente que dentre todos os materiais comparados o que possuía as melhores vantagens técnicas e econômicas era a argamassa projetada. Isso deve-se ao fato de que, para indústrias, não há necessidade de acabamento estético e precisa-se de materiais fáceis de serem aplicados e de baixo custo. Além disso, verificou-se também que esse material é mais vantajoso que os demais, pelo fato de possuir um método simplificado de aplicação, sendo apenas jateado, evitando, por exemplo, o uso de fôrmas, como é o caso do concreto, ou pinos, como é o caso do gesso acartonado. Nesse sentido, o presente trabalho possibilitou, além de uma visão melhorada a respeito das medidas de proteção passiva, um aprimoramento ao senso crítico profissional, esse que é essencial para definir alguns critérios durante a execução de projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, A.T. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – EESC, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14724**: Informação e documentação – trabalhos acadêmicos – apresentação. Rio de Janeiro, 2011.

AZEREDO, H.A.D. **O edifício até sua cobertura**. São Paulo. 2ª Edição. Editora Blucher, 1997.

BARBOZA, M.R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Bauru. Iniciação Científica. Universidade Estadual Paulista – UNEP, 2008.

BASTOS, P.S. dos S. **Notas de aula da disciplina de estruturas de concreto I: elementos estruturais**. Bauru. Universidade Estadual Paulista - UNEP, 2006.

BELLEI, I. **Edifícios industriais em aço**. São Paulo, Editora Pini, 2006.

BELLEI, I. H.; PINHO, Fernando O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. São Paulo. Editora Pini, 2008.

CLARET, A.M. **Resistência ao fogo de vigas mistas aço-concreto modeladas pelo método dos elementos finitos**. Punta Del Este. Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 2000.

CORPO DE BOMBEIROS. **Instrução técnica 08/2011**: Resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo. Secretaria do Estado dos Negócios da Segurança Pública, 2011.

COSTA, C.N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. São Paulo. Dissertação (Doutorado). Universidade de São Paulo – USP, 2008.

COSTA, O.V. **Estudo de alternativas de projetos estruturais em concreto armado para uma mesma edificação**. Fortaleza. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Ceará – UFC, 1997.

CYPE INGENIEROS, S.A. **CYPE: Gestão – Gerador de preços**. Programa computacional. Portugal, 2016.

DIAS, L. A. M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. São Paulo. 10ª Edição. Editora Zigurate, 1997.

DRYSDALE, D. **Introduction to fire dynamics**. Inglaterra. 2ª Edição. Editora Wiley, 1998.

FABRIZZI, M.A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – EESC, 2007.

FERREIRA, W.G.; CORREIA, E.L.S.; AZEVEDO, M.S. **Dimensionamento de Estruturas de Aço e Mistras em Situação de Incêndio**. Editora Grafer, 2006.

FONTES, F.F. **Análise estrutural de elementos lineares, segundo a ABNT NBR 6118:2003**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – EESC, 2005.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Manual de construção em aço: Galpões para usos gerais**. Rio de Janeiro. Instituto Brasil - Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), 2012.

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

KRIKPA, M. **Análise estrutural para engenharia civil e arquitetura – estruturas isostáticas**. 2ª Edição. Editora PINI, 2011.

LIMA, A.S.C. **Segurança das estruturas de aço em situação de incêndio**. Ijuí. Trabalho de conclusão de curso (Graduação). Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, 2012.

LIMA, Y.D.C. **Alternativas de sistemas de lajes para edifício em aço: um estudo comparativo**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos – UFSC, 2009.

MARTHA, L. F. **Ftool – Two-Dimensional Frame Analysis Tool**. Rio de Janeiro. Programa computacional. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2015.

OLIVEIRA, Marcos de. **Manual de estratégias táticas e técnicas de combate a incêndios estruturais**. Florianópolis: Editora Editograf, 2005.

PORTAL ONLINE. **Aço maranhão**, 2016. Disponível em: <<http://acomaranhao.grupodimensao.com.br/pt-br/estrutura-metalica-e-aposta-na-construcao/>>. Acesso em: 01 maio 2017.

PORTAL ONLINE. **Biblioteca Digital Usp**, 2008. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-04092008-155911/pt-br.php>>. Acesso em: 01 maio 2017.

PORTAL ONLINE. **Catálogo de produtos Gerdau**, 2015. Disponível em: <<https://www.gerdau.com.br/pt/produtos/perfis-estruturais-gerdau#ad-image-0>>. Acesso em: 27 de outubro de 2017.

PORTAL ONLINE. **Centro Brasileiro de Construções em Aço**, 2012. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/>>. Acesso em: 01 de maio de 2017.

PORTAL ONLINE. **Construção e mercado**, 2015. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/171/artigo364749-1.aspx>>. Acesso em: 01 maio 2017.

PORTAL ONLINE. **Engenharia e Etc.**, 2015. Disponível em: <<https://engenhariaetc.wordpress.com/2015/06/14/steel-deck-tecnologia-de-lajes-mistas-que-dispensa-escoramento/>>. Acesso em: 01 maio 2017.

PRAVIA, Z. M. C.; **Visual Ventos**: Programa para cálculo de esforço devido ao vento de edificações com planta retangular e telhado a duas águas, segundo ABNT NBR 6123/1988. Passo Fundo. Programa computacional. Universidade de Passo Fundo – UPF, 2008.

QUEIROZ, G. et al. **Manual de construção em aço: estruturas mistas**. Rio de Janeiro. Instituto Brasil - Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), 2012.

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

RODRIGUES, F.C. **Comportamento de estruturas construídas por perfis formados a frio em temperatura ambiente e em temperatura elevada**. Belo Horizonte. II Seminário Internacional “O uso de estruturas metálicas na construção civil”, 1999.

SANTOS, T.J. **Edifícios de múltiplos pavimentos estruturados em concreto, aço e elementos mistos de aço-concreto: análise comparativa**. São Carlos. Trabalho de conclusão de curso (Graduação). Universidade Federal de São Carlos – UFSC, 2010.

SILVA, V.P.; **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo. 1ª Edição. Editora Zigurate, 2001.

SILVA, V.P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. São Paulo. 1ª Edição. Editora Blucher, 2012.

SILVA, V.P.; FAKURY, R.H. **Normas brasileiras de estruturas de aço em situação de incêndio**. Punta Del Este. Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 2000.

SILVA, V.P.; PANNONI, F. D. **Estruturas de aço para edifícios – aspectos tecnológicos e de concepção**. 1ª Edição. Editora Blucher, 2010.

SILVA, V.P.; VARGAS, M.R.; ONO, R. **Manual de construção em aço: prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura**. Rio de Janeiro. Instituto Brasil - Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), 2010.

SOUZA, A.S.C. **Análise da estabilidade de edifício de andares múltiplos em aço**. São Carlos. Relatório final, processo de número 07/03839-0. Universidade Federal de São Carlos – UFSC, 2009.

SOUZA, A.C. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço**. São Carlos. Universidade Federal de São Carlos – UFSC, 2011.

TOLEDO, G.N. **Utilização de pilares mistos aço e concreto parcialmente em edifícios de múltiplos pavimentos**. São Carlos. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Universidade Federal de São Carlos – UFSC, 2009.

TRISTÃO, G.A.; NETO, J.M. **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise de uma resposta numérica**. São Paulo. Cadernos de Engenharias de Estruturas, 2005.

TUVE, Richard L. **Principios de la química de protección contra incendios**. Espanha. CEPREVEN, 1993.

VARELA, W.D. **Modelo teórico-experimental para análise de vibrações induzidas por pessoas caminhando sobre lajes de edifícios**. Rio de Janeiro. Dissertação (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 2004.

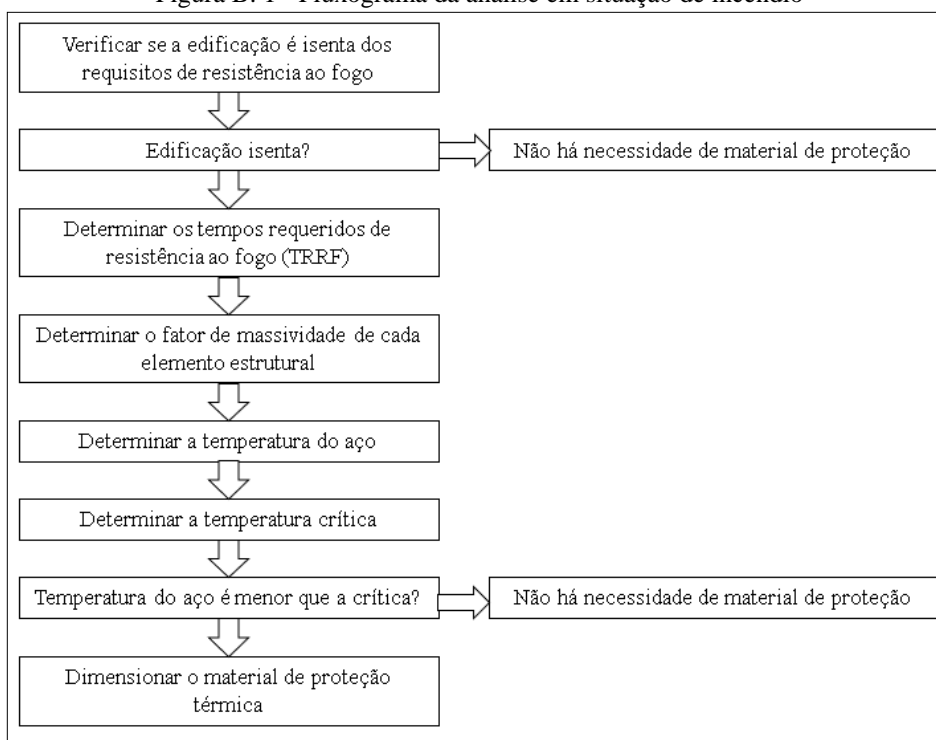
VARGAS, M.R.; SILVA, V.P. **Manual de Construção em aço: resistência ao fogo das estruturas de aço**. Rio de Janeiro. Instituto Brasil - Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), 2005.

APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO GALPÃO

APÊNDICE B – ANÁLISE DA NECESSIDADE DE VERIFICAÇÃO DE INCÊNDIO

Com o layout do galpão definido é possível verificar, em função de suas características geométricas e sua utilização, a necessidade de medidas contra incêndio. A fim de facilitar o entendimento sobre como ocorre esse processo de análise, foi adaptado o seguinte fluxograma de Silva (2001), figura B.1.

Figura B. 1 - Fluxograma da análise em situação de incêndio



Fonte: Silva (2001) – adaptado pelo autor (2017).

Segundo, portanto, essas etapas, a primeira análise se refere quanto à classificação da edificação, anexo A, e a determinação da carga de incêndio dos materiais que estarão dispostos na edificação, anexo B. A classificação da edificação deu-se por I-2, que é caracterizado como locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentam grande potencial de incêndio. Já a carga de incêndio dos materiais, atendendo aos requisitos impostos na caracterização da edificação na etapa de estudo de caso, é superior à 1.200 MJ/m².

Em seguida, foi verificado se a edificação não era isenta da análise de incêndio, com base nas alíneas do anexo C. Constatou-se que essa não era isenta, uma vez que possuía mais de 750 metros quadrados e seria utilizada como indústria com carga de incêndio específica superior a 1.200 MJ/m². Com isso, em função do anexo D, definiu-se que o tempo requerido de resistência ao fogo, TRRF, é de 60 minutos.

Com isso, foi possível concluir que a edificação precisará de uma análise em situação de incêndio, os demais passos constantes no fluxograma serão apresentados após o

dimensionamento dos perfis metálicos, uma vez que para encontrar o fator de massividade é necessário ter em mãos qual o perfil a ser utilizado no pórtico. É interessante notar que questões como: fator de massividade, temperatura do aço, temperatura crítica, serão utilizados apenas na análise do pórtico metálico, já que o pilar misto será dimensionado por método tabular, ou seja, não havendo a necessidade de fazer todas essas verificações. Desse modo, foi possível começar o processo de dimensionamento da estrutura.

APÊNDICE C – COMBINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Inicialmente, algumas considerações foram tomadas, dentre elas a de que não haveria nenhuma ação oriunda de equipamentos fixados na estrutura e de que todos os pórticos seriam iguais, havendo necessidade de analisar apenas um.

Desse modo, foi possível começar o procedimento de cálculo com a determinação das ações permanentes. Nessa ocasião, foram adotados os seguintes valores: 0,10 kN/m² para as telhas; 0,05 kN/m² para os contraventamentos; 0,20 kN/m² para as terças e tirantes e 0,10 kN/m² para as colunas e vigas. Totalizando uma ação permanente igual a 0,45 kN/m², posteriormente converteu-se para força linearmente distribuída, bastando-se multiplicar tal valor pelo vão entre os pórticos, que nesse caso era 6 metros, resultando em uma carga de 2,7 kN/m.

Atendendo os requisitos da ABNT NBR 8800:2008 – Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, quanto à ação acidental em coberturas, foi adotado o valor de sobrecarga mínima de 0,25 kN/m². Assim como na carga permanente, para converter esse valor para carga linearmente distribuída, multiplicou-se pelo vão entre os pórticos, resultando em uma ação acidental de 1,5 kN/m.

Ademais, atendendo a necessidade de que em estruturas de pequena ou média deslocabilidade os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise, foi calculada uma força horizontal, chamada de força nocional, para isso foi feita a combinação das cargas gravitacionais com seus respectivos coeficientes de majoração e, posteriormente, a multiplicação do valor encontrado por 0,3% e pela distância linear entre os dois pórticos de 15 metros.

$$F_{d1} = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k})$$

$$F_{d1} = (1,25) \cdot (2,7) + (1,50) \cdot (1,50)$$

$$F_{d1} = 5,63 \text{ kN/m}$$

$$F_{Nhorizontal} = 0,03 \cdot F_d \cdot b$$

$$F_{Nhorizontal} = 0,03 \cdot 5,63 \cdot 15$$

$$F_{Nhorizontal} = 0,25 \text{ kN}$$

A seguir, começou-se o procedimento de cálculo da ação proveniente do vento. Para isso, foi utilizado o Software Visual Ventos. Na primeira etapa, figura C.1, para que o cálculo da ação do vento fosse iniciado pelo referido software foi preciso inserir no sistema os dados geométricos da edificação, tais como as medidas da largura, do comprimento, da altura, da distância entre pórticos e da inclinação do telhado.

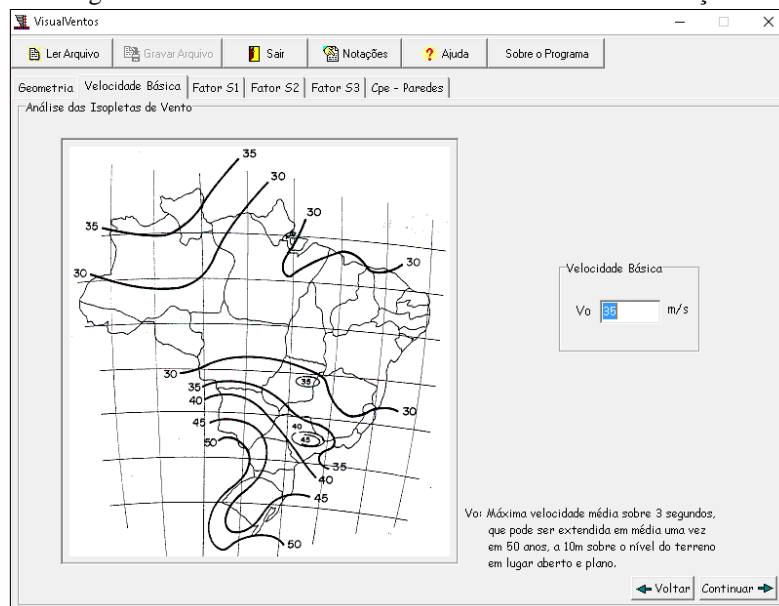
Figura C. 1 - Dados geométricos da edificação

| Face | Fixa | Móvel |
|------|------------------|------------------|
| A1 | 0 m ² | 0 m ² |
| A2 | 0 m ² | 0 m ² |
| A3 | 0 m ² | 0 m ² |
| B1 | 0 m ² | 0 m ² |
| B2 | 0 m ² | 0 m ² |
| B3 | 0 m ² | 0 m ² |
| C1 | 0 m ² | 0 m ² |
| C2 | 0 m ² | 0 m ² |
| D1 | 0 m ² | 0 m ² |
| D2 | 0 m ² | 0 m ² |

Fonte: Software VisualVentos (2017).

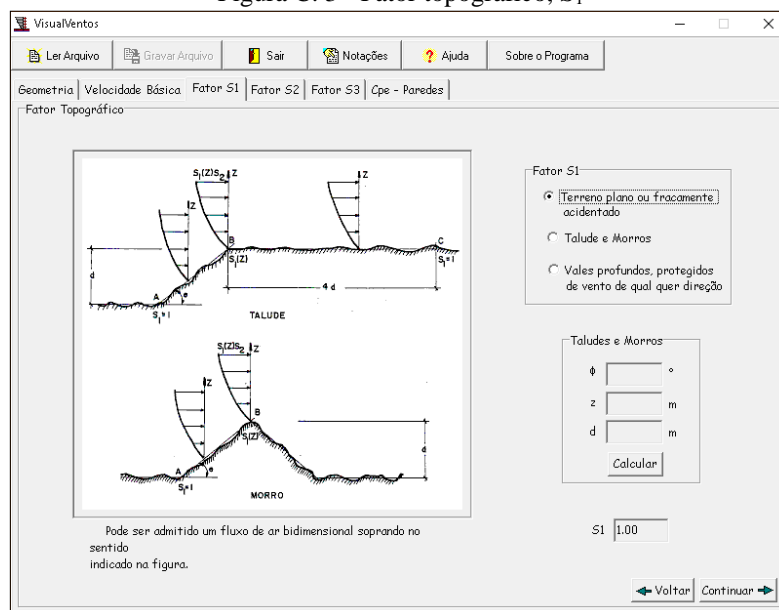
Na segunda etapa, figura C.2, adotou-se o valor da velocidade básica, que deve ser determinada em função da localização da edificação e com base nos dados do gráfico de isopletas de vento.

Figura C. 2 - Velocidade básica do vento atuante na edificação



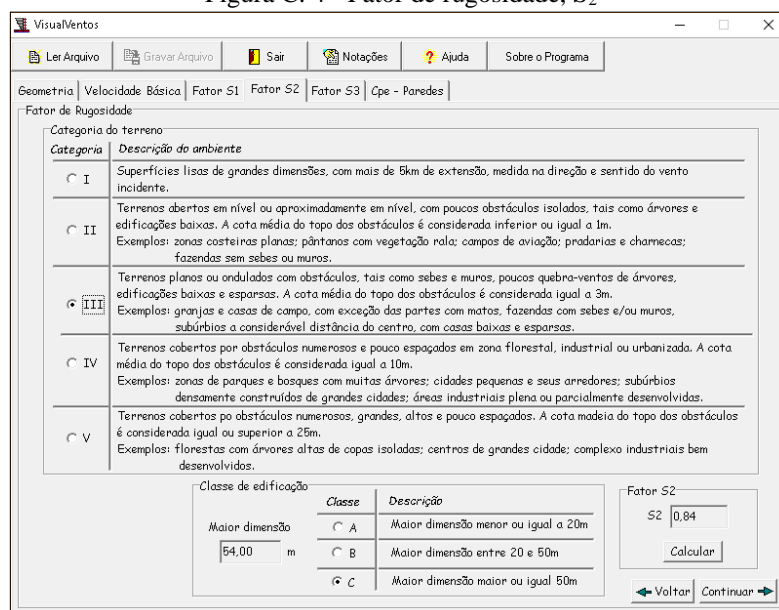
Fonte: Software VisualVentos (2017).

A terceira etapa, figura C.3, consistiu na adoção do valor do fator topográfico, S_1 , em função do tipo do terreno. Foi considerado que a edificação estaria em terreno plano ou fracamente acidentado, resultado em um fator de valor um.

Figura C. 3 - Fator topográfico, S_1 

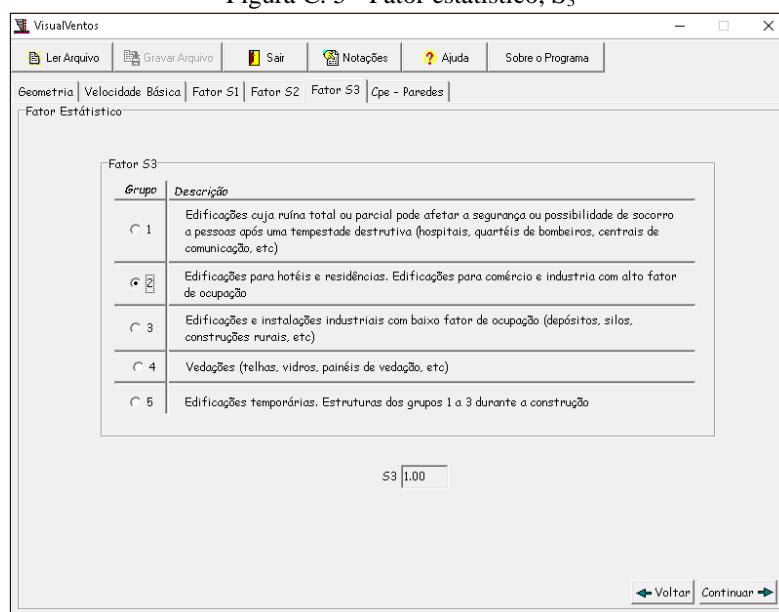
Fonte: Software VisualVentos (2017).

Na quarta etapa, figura C.4, foram analisadas a categoria e a classe da edificação, em função das medidas geométricas inseridas na primeira etapa. A categoria encontrada foi a III, correspondente a terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Já a classe obtida foi a C, uma vez que a edificação possui a sua maior dimensão superior ou igual a 50 metros. Com isso foi possível encontrar o fator de rugosidade, S_2 .

Figura C. 4 - Fator de rugosidade, S_2 

Fonte: Software VisualVentos (2017).

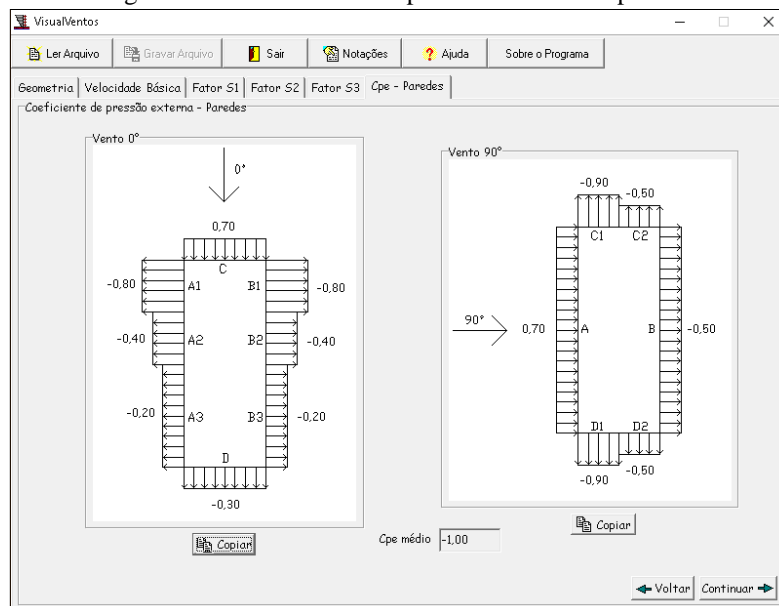
Logo depois, na quinta etapa, figura C.5, foi determinado o fator estatístico. Sabendo, portanto, que a edificação será destinada para fins industriais, o valor encontrado foi 1,0.

Figura C. 5 - Fator estatístico, S_3 

Fonte: Software VisualVentos (2017).

Já na sexta etapa, figura C.6, o programa determinou os coeficientes de pressão externos atuantes nas paredes, conforme determinação da ABNT NBR 6123:1988 – Forças devido ao vento em edificações.

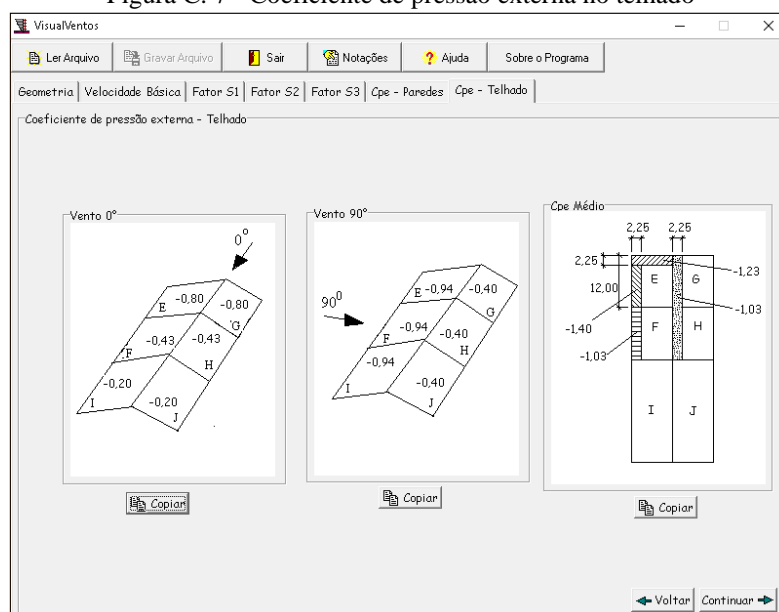
Figura C. 6 - Coeficiente de pressão externa em paredes



Fonte: Software VisualVentos (2017).

Da mesma forma, na sétima etapa, figura C.7, o programa determinou os coeficientes de pressão externos atuantes no telhado. É interessante notar que o programa conseguiu, ao mesmo tempo, determinar o vento para 0 e 90 graus. Do mesmo modo, ele foi capaz de encontrar as medidas das áreas hachuradas prescritas na norma e na revisão bibliográfica da presente monografia.

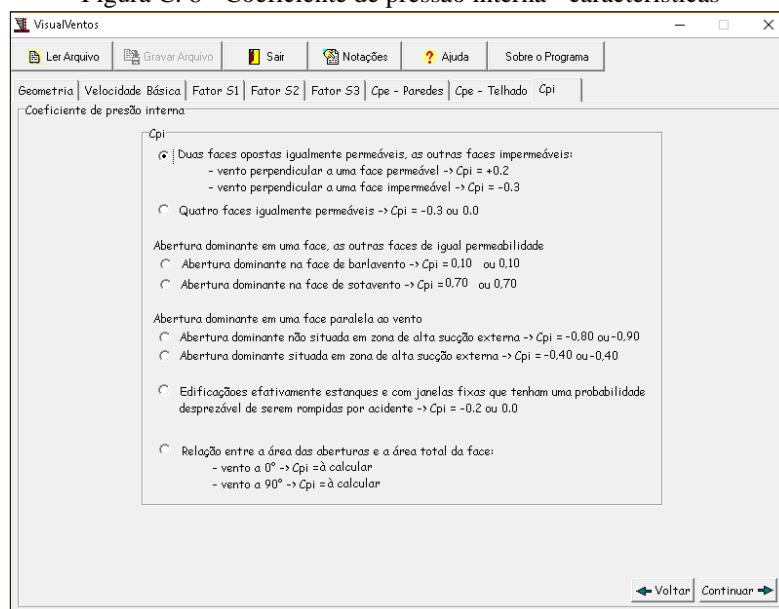
Figura C. 7 - Coeficiente de pressão externa no telhado



Fonte: Software VisualVentos (2017).

A última determinação inserida no programa foi na oitava etapa, figura C.8, a qual se refere ao coeficiente de pressão interno que vai variar em função do tipo de galpão. O programa apresenta diversas possibilidades, dentre elas foi adotado que o galpão analisado possui duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras faces impermeáveis

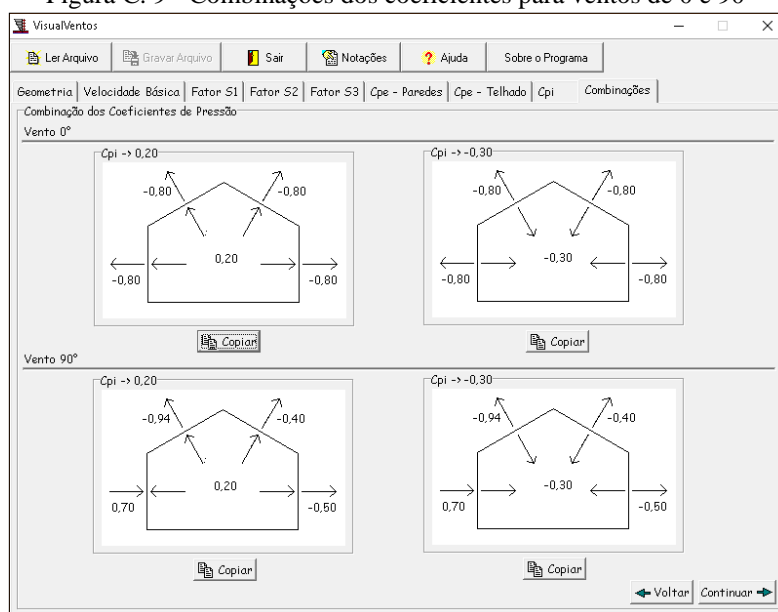
Figura C. 8 - Coeficiente de pressão interna - características



Fonte: Software VisualVentos (2017).

Finalmente, na nona etapa, figura C.9, o programa gerou os valores dos coeficientes de pressão interno, atuantes tanto nas paredes quanto no telhado. Ele forneceu ainda duas opções, com coeficientes negativos e positivos, para ventos a 0 e a 90 grau.

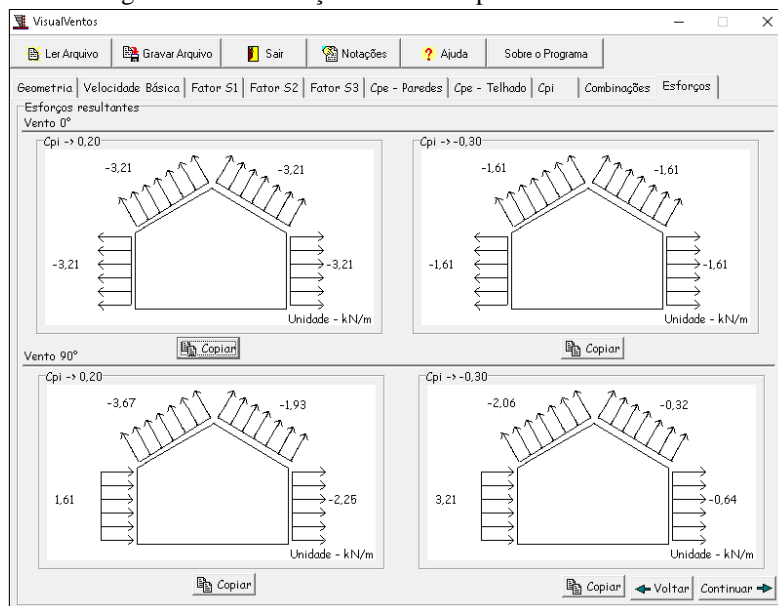
Figura C. 9 - Combinações dos coeficientes para ventos de 0 e 90°



Fonte: Software VisualVentos (2017).

Por último, na etapa dez, figura C.10, foram gerados os valores dos esforços resultantes. É válido notar que os valores negativos são aqueles que possuem a tendência de fazer a estrutura expandir, enquanto os valores positivos de contrair.

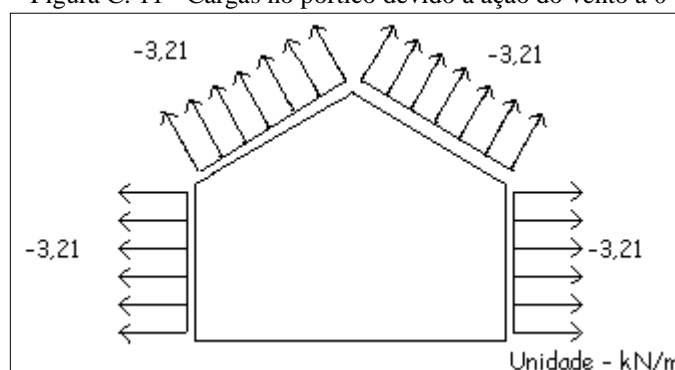
Figura C. 10 - Esforços resultantes para vento de 0 e 90°



Fonte: Software VisualVentos (2017).

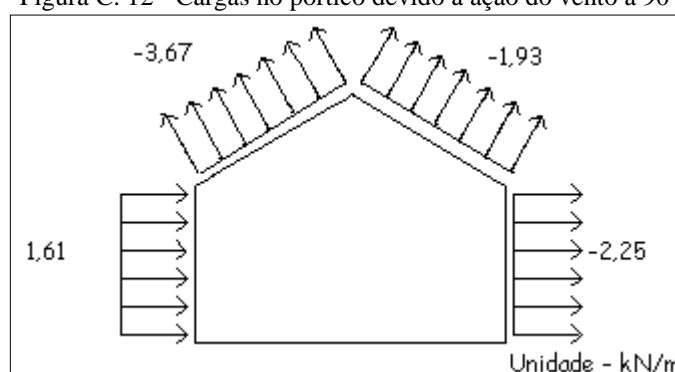
Nesse momento, verificou-se os casos considerados críticos. Sendo duas situações críticas, ambas provenientes de combinações com coeficientes de pressão interno positivos. Dessa forma, os valores considerados na estrutura, para realização do cálculo estrutural, foram representados para os ventos a 0 e 90 graus, respectivamente, nas figuras C.11 e C.12.

Figura C. 11 - Cargas no pórtico devido à ação do vento a 0°



Fonte: Software VisualVentos (2017).

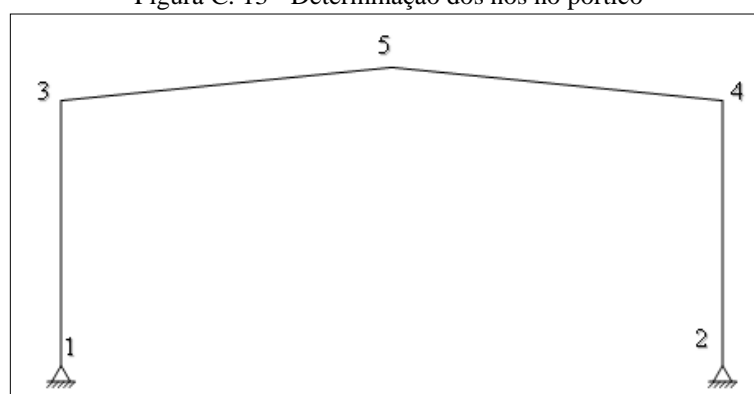
Figura C. 12 - Cargas no pórtico devido à ação do vento a 90°



Fonte: Software VisualVentos (2017).

Com a finalização da análise do vento na edificação foram definidos os nomes dos nós do pórtico, figura C.13, a fim de facilitar a identificação do mesmo no processo de cálculo.

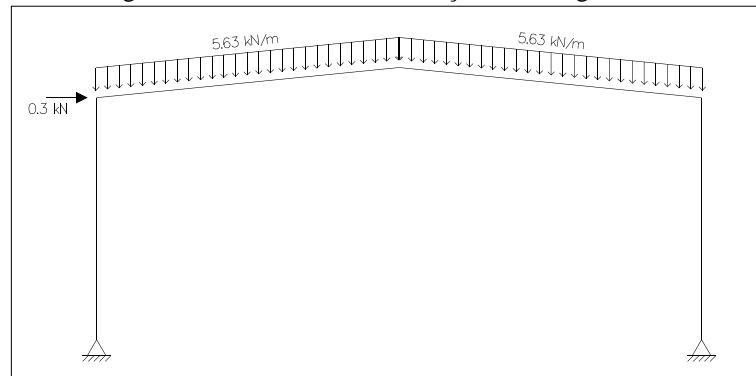
Figura C. 13 - Determinação dos nós no pórtico



Fonte: Software Ftool (2017).

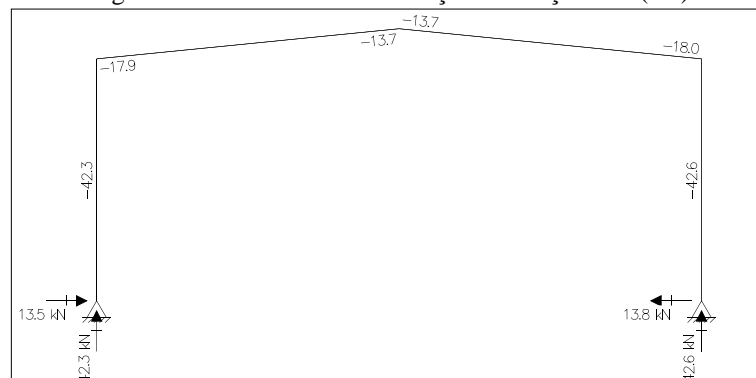
Em seguida, com a ajuda do Software Ftool foi possível encontrar os esforços solicitantes em cada trecho do pórtico em função da combinação de carga imposta na estrutura. A primeira combinação analisada, F_{d1} , foi o resultado obtido proveniente do peso próprio, da carga acidental e da força nocional. O primeiro passo no software era inserir o pórtico com suas respectivas forças atuantes, figura C.14, e depois automaticamente eram gerados os esforços axial, de cortante e de momento fletor, respectivamente, figura C.15, C.16 e C.17.

Figura C. 14 - Primeira combinação de carregamentos



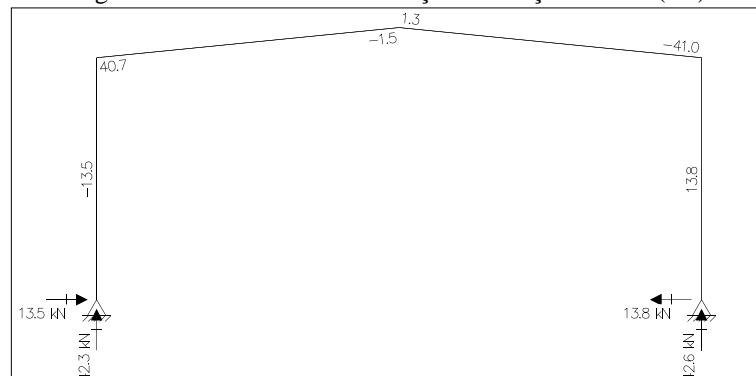
Fonte: Software Ftool (2017).

Figura C. 15 - Primeira combinação - esforço axial (kN)



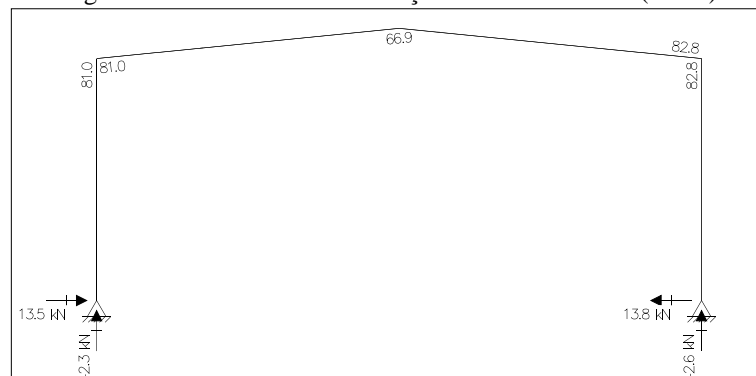
Fonte: Software Ftool (2017).

Figura C. 16 - Primeira combinação - esforço cortante (kN)



Fonte: Software Ftool (2017).

Figura C. 17 - Primeira combinação - momento fletor (kN.m)



Fonte: Software Ftool (2017).

A segunda combinação dos esforços solicitantes, F_{d2} , referiu-se à condição de vento à 0 graus, juntamente com os esforços de peso próprio e da força horizontal. É interessante notar que a ação devida ao vento foi decomposta segundo os eixos globais para a montagem das combinações finais, conforme o cálculo e a imagem a seguir:

$$F_{d2} = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k})$$

$$F_{d2} = (1,00) \cdot (2,7) - (1,4) \cdot (3,21 \cdot \cos 5,71^\circ)$$

$$F_{d2} = -1,77 \text{ kN/m para o telhado horizontalmente}$$

$$F_{d2} = -(1,4) \cdot (3,21 \cdot \sin 5,71^\circ)$$

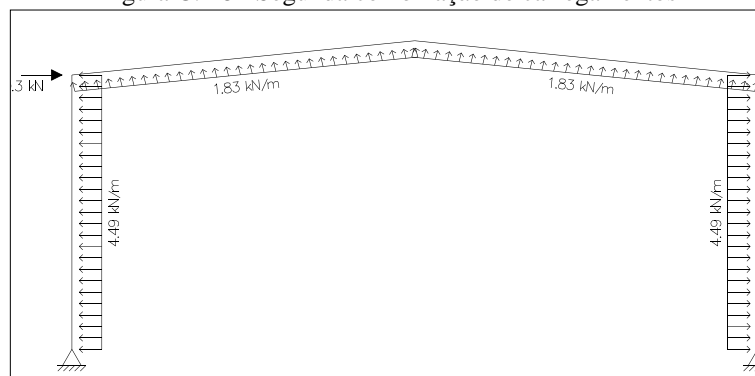
$$F_{d2} = -0,45 \text{ kN/m para o telhado verticalmente}$$

$$F_{d2} = -(1,4) \cdot (3,21)$$

$$F_{d2} = -4,49 \text{ kN/m para ambas as paredes}$$

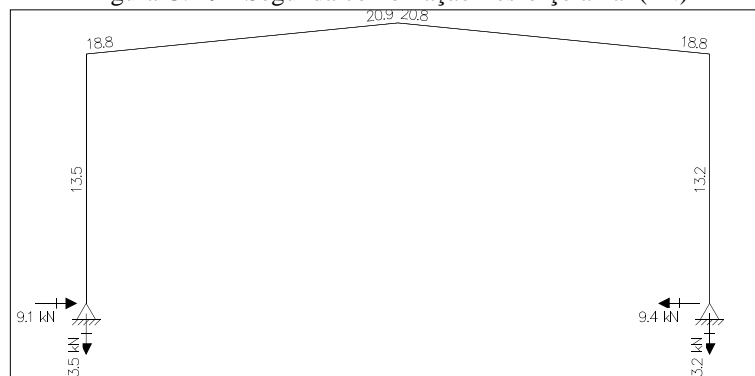
Com os esforços calculados bastou inseri-los no programa Ftool, no entanto, é possível notar na figura C.18 que não foi possível inserir duas forças em direções distintas no mesmo trecho do pórtico, portanto o valor atuante no telhado foi obtido pela interação das forças separadas, essa que é calculada pelo software. Do mesmo modo, foram gerados os esforços axiais, de cortante e de momento fletor, presentes nas figuras C.19, C.20 e C.21.

Figura C. 18 - Segunda combinação de carregamentos



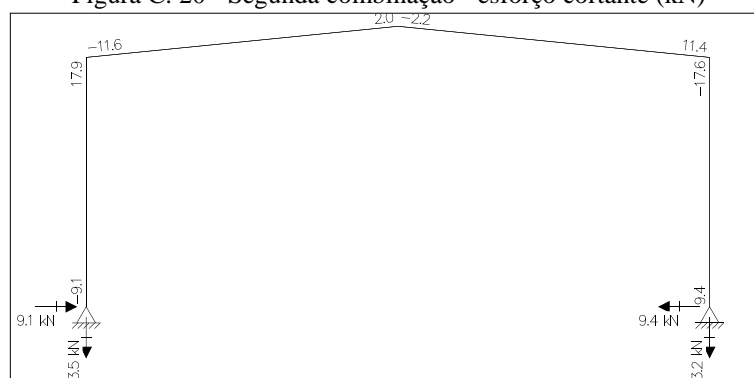
Fonte: Software Ftool (2017).

Figura C. 19 - Segunda combinação - esforço axial (kN)



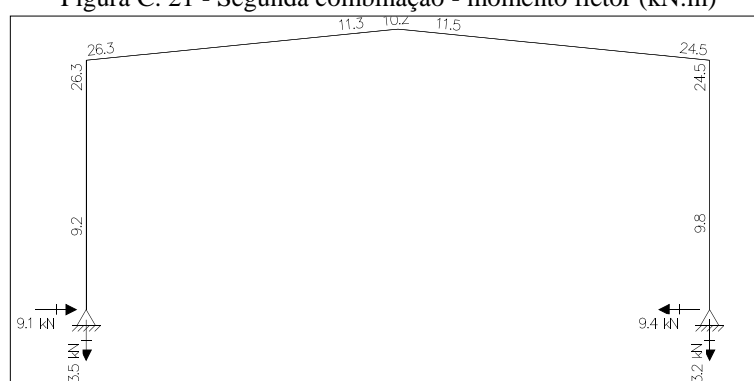
Fonte: Software Ftool (2017).

Figura C. 20 - Segunda combinação - esforço cortante (kN)



Fonte: Software Ftool (2017).

Figura C. 21 - Segunda combinação - momento fletor (kN.m)



Fonte: Software Ftool (2017).

A terceira combinação dos esforços solicitantes, F_{d3} , foi calculada em função da condição de vento à 90 graus, juntamente com os esforços de peso próprio e força horizontal.

$$F_{d2} = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k})$$

$$F_{d2} = (1,00) \cdot (2,7) - (1,4) \cdot (3,67 \cdot \cos 5,71^\circ)$$

$$F_{d2} = -2,41 \text{ kN/m para o telhado horizontalmente lado esquerdo}$$

$$F_{d2} = (1,00) \cdot (2,7) - (1,4) \cdot (1,93 \cdot \cos 5,71^\circ)$$

$$F_{d2} = -0,01 \text{ kN/m para o telhado horizontalmente lado direito}$$

$$F_{d2} = -(1,4) \cdot (3,67 \cdot \sin 5,71^\circ)$$

$$F_{d2} = -0,51 \text{ kN/m para o telhado verticalmente lado esquerdo}$$

$$F_{d2} = -(1,4) \cdot (1,93 \cdot \sin 5,71^\circ)$$

$$F_{d2} = -0,2 \text{ kN/m para o telhado verticalmente lado direito}$$

$$F_{d2} = (1,4) \cdot (1,61)$$

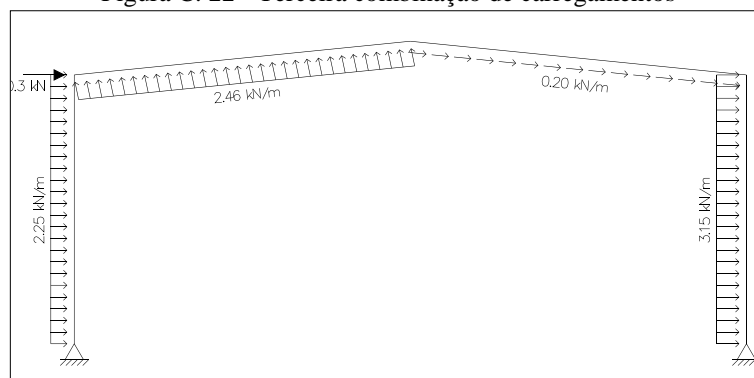
$$F_{d2} = 2,25 \text{ kN/m para a parede lado esquerdo}$$

$$F_{d2} = -(1,4) \cdot (2,25)$$

$$F_{d2} = -3,15 \text{ kN/m para a parede lado direito}$$

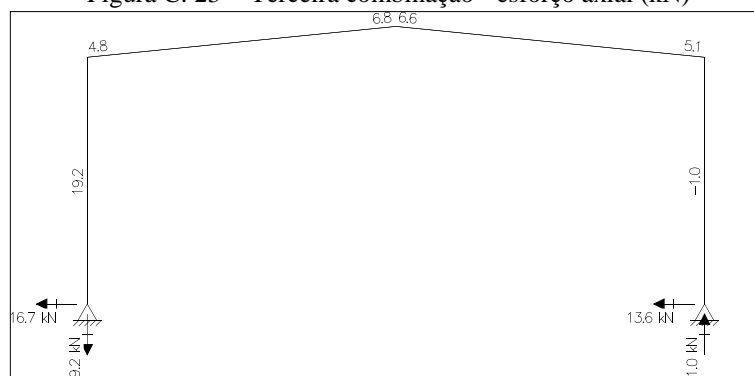
Com os esforços calculados bastou inseri-los no programa Ftool, assim como foi feito com a segunda combinação. É interessante notar que, também nessa ocasião, figura C.22, o programa em questão não permitiu colocar duas forças diferentes em um mesmo elemento. Sendo assim, na hora de inserir a força no telhado, foi necessário colocar o esforço no eixo x e no eixo y de modo a resultar num esforço único, esse que já é calculado automaticamente pelo sistema. Ademais, da mesma forma, foram gerados os esforços axiais, de cortante e de momento fletor, representados, respectivamente, nas figuras C.23, C.24 e C.25.

Figura C. 22 - Terceira combinação de carregamentos



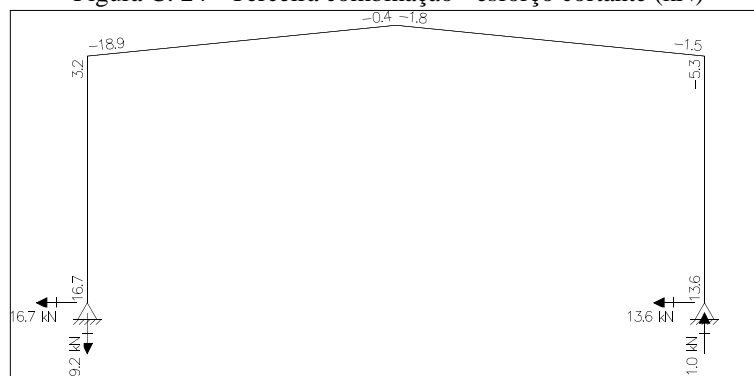
Fonte: Software Ftool (2017).

Figura C. 23 - Terceira combinação - esforço axial (kN)



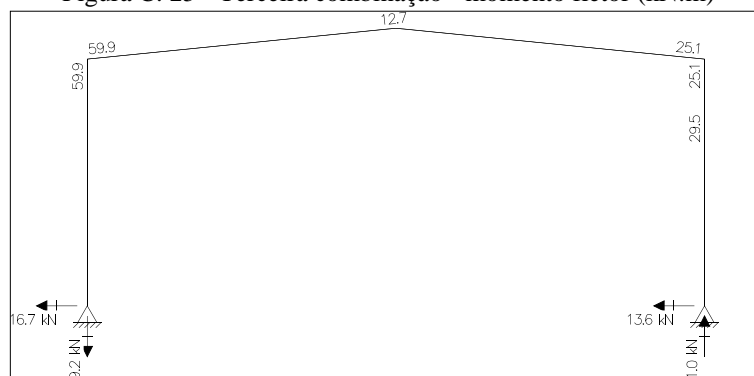
Fonte: Software Ftool (2017).

Figura C. 24 - Terceira combinação - esforço cortante (kN)



Fonte: Software Ftool (2017).

Figura C. 25 - Terceira combinação - momento fletor (kN.m)



Fonte: Software Ftool (2017).

A fim de facilitar o entendimento, gerou-se a tabela C.1 com os carregamentos de cada elemento estrutural conforme mostrado a seguir:

Tabela Apêndice C. 1 - Resumo dos esforços solicitantes nos trechos do pórtico

| Elementos | Combinação | | | Esforços |
|-----------|------------|---------|----------|----------------|
| | Primeira | Segunda | Terceira | |
| 1-3 | -42,3 | 13,5 | 19,2 | Axial (kN) |
| | -13,5 | 17,9 | 16,7 | Cortante (kN) |
| | 81 | 26,3 | 59,9 | Momento (kN.m) |
| 3-5 | -17,9 | 20,9 | 6,8 | Axial (kN) |
| | 40,7 | -11,6 | -18,9 | Cortante (kN) |
| | 81 | 26,3 | 59,9 | Momento (kN.m) |
| 5-4 | -18 | 20,8 | 6,6 | Axial (kN) |
| | -41 | 11,4 | -1,8 | Cortante (kN) |
| | 82,8 | 24,5 | 25,1 | Momento (kN.m) |
| 4-2 | -42,6 | 13,2 | -1 | Axial (kN) |
| | 13,8 | -17,6 | 13,6 | Cortante (kN) |
| | 82,8 | 24,5 | 29,5 | Momento (kN.m) |

Fonte: O autor (2017).

Com isso, e pensando na compatibilidade das peças a serem utilizadas, foi dimensionado um tipo único de perfil para a viga e para o pilar. Os perfis que serão submetidos as verificações serão os elementos 4-2 (pilar) e 3-5 (viga).

APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO METÁLICO

Inicialmente, conforme mostrado no Manual de Construção em Aço – Galpões para uso geral, foi feito um pré-dimensionamento, atendendo as indicações de Bellei (2006), em seu livro sobre edifícios industriais em aço, as alturas dos perfis serão:

$$h_{4-2} = \frac{L}{20} = \frac{6000\text{mm}}{20} = 300\text{mm para a coluna}$$

$$h_{3-5} = \frac{L}{500} = \frac{15000\text{mm}}{50} = 300\text{mm para a viga}$$

Dessa forma, o perfil escolhido para atender esse pré-dimensionamento foi o W 310x38,7, tanto para a coluna, quanto para a viga, a fim de facilitar, posteriormente, o processo de execução. Com isso, consultando o catálogo de perfis laminados da Gerdau, encontrou-se as características do perfil escolhido, conforme tabela D.1.

Tabela Apêndice D. 1 - Características do perfil escolhido

| Descrição | Unidade de medida | Valor | Descrição | Unidade de medida | Valor |
|--------------|-------------------|------------|-----------|-------------------|---------|
| Bitola | mm x kg/m | W 310x38,7 | Ix | cm ⁴ | 8581,00 |
| Massa linear | kg/m | 38,70 | Wx | cm ³ | 553,60 |
| Área | cm ² | 49,70 | rx | cm | 13,14 |
| Perímetro | cm | 125,00 | Zx | cm ³ | 615,40 |
| d | mm | 310,00 | Iy | cm ⁴ | 727,00 |
| bf | mm | 165,00 | Wy | cm ³ | 88,10 |
| tw | mm | 5,80 | ry | cm | 3,82 |
| tf | mm | 9,70 | Zy | cm ³ | 134,90 |
| h | mm | 291,00 | d' | mm | 271,00 |

Fonte: Portal Online – Catálogo de produtos Gerdau - adapt. pelo autor (2017).

Com as características do perfil encontradas, foi possível fazer as verificações de modo a concluir se o perfil resiste aos esforços solicitantes. O ideal era que se fizesse as verificações para todos os elementos estruturais, entretanto a fim de facilitar o procedimento de cálculo e tendo em vista que o foco do presente trabalho é analisar as medidas de proteção passiva em situação de incêndio, foi feita a análise apenas para um pilar e para uma viga. A seguir está o procedimento de cálculo utilizado para o pilar 4-2.

A primeira verificação realizada foi a de esbeltez.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{6000}{131,4} = 45,66 < 200 = ok!$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{6000}{38,2} = 157,07 < 200 = \text{ok!}$$

Em seguida, começou-se o procedimento de cálculo quanto à verificação da capacidade à compressão, em função do tipo do perfil I. Constatou-se que esse fazia parte do grupo II, sendo um elemento classificado como AA, desse modo foi possível calcular o valor de $(b/t)_{\text{lim}}$:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{271}{5,8} \leq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} \rightarrow 46,72 \leq 35,87 = \text{não ok!}$$

Como o valor obtido era superior ao $(b/t)_{\text{lim}}$ imposto pela ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, foi necessário calcular o fator de redução Q_a . Para isso, foram determinados alguns parâmetros antes, dentre eles a equivalência da tensão com a resistência ao escoamento, conforme permitido pela forma conservadora proposta pela norma supracitada, além disso o valor do coeficiente é igual a 0,34, por não ser um elemento tubulares retangular.

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[1 - \frac{c_a}{\left(\frac{b}{t}\right)} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \rightarrow 1,92 \cdot 5,80 \cdot 24,077 \cdot \left[1 - \frac{0,34}{\left(\frac{271}{5,8}\right)} \cdot 24,077 \right] \leq 271$$

$$b_{ef} = 221,14 \leq 271 = \text{ok!}$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t = 4970 - (271 - 221,15) \cdot 5,8 = 4680,85 \text{ mm}^2$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{4680,85}{4970} = 0,94$$

O próximo passo foi a verificação da esbeltez da mesa.

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{(165/2)}{9,7} \leq 0,56 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} \rightarrow 8,51 \leq 13,48 = \text{ok!}$$

Dessa forma, não há fator de redução devido a esbeltez da mesa, sendo assim o fator de redução total, Q , será:

$$Q = Q_a \cdot Q_s = 0,94 \cdot 1,00 = 0,94$$

Para o cálculo da carga de flambagem elástica, foram feitas as diversas etapas subsequentes, partindo-se do princípio de que o elemento em questão era uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto. A força axial de flambagem em relação ao eixo x e y foram encontradas, adotando-se o valor de K igual a um, por ser uma análise de segunda ordem, em:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 8,581 \cdot 10^7}{(1 \cdot 6.000)^2} = 4.705,06 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 7,27 \cdot 10^6}{(1 \cdot 6.000)^2} = 398,62 \text{ kN}$$

Já, antes de determinar a carga de flambagem elástica no eixo z, foi preciso conhecer o raio de giração polar da seção bruta, r_0 .

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} = \sqrt{(131,4^2 + 38,2^2)} = 136,84 \text{ mm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = \frac{1}{136,84^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 1,63728 \cdot 10^{11}}{(1 \cdot 6.000)^2} + 77.000 \cdot 132.000 \right]$$

$$N_{ez} = 1.022,23 \text{ kN}$$

Sendo assim, a carga resistente do perfil considerada foi a menor entre os valores encontrados, ou seja:

$$N_e = 398,62 \text{ kN}$$

Com a força axial de flambagem elástica do perfil pôde-se calcular o fator de redução associado à resistência à compressão, que é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,94 \cdot 4.970 \cdot 345}{398.620}} = 2,011$$

Como o valor encontrado para o índice de esbeltez reduzido foi superior a 1,5, o fator de redução pôde ser encontrado em:

$$X = \frac{0,877}{\lambda_0^2} = \frac{0,877}{2,011^2} = 0,2169$$

E, finalmente, a força axial resistente de cálculo, foi encontrada:

$$N_{c,Rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,2169 \cdot 0,94 \cdot 4.970 \cdot 345}{1,1} = 317,8 \text{ kN}$$

Para a verificação da capacidade à flexão para seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, foi necessário realizar as seguintes verificações: FLT, FLM e FLA.

A verificação do estado limite para flambagem lateral com torção, FLT, foi encontrada através do seguinte passo a passo.

a) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_b}{r_y} = \frac{6.000}{38,2} = 157,07$$

b) parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 42,38$$

c) parâmetro de momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver.

$$M_r = (f_y - \sigma_t) \cdot W = (345 - 103,5) \cdot 553.600 = 133.694.400 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

d) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$$\beta_1 = \frac{M_r}{E \cdot J} = \frac{133.694.400}{200.000 \cdot 132.000} = 0,005064$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot (d - t_f)^2}{4} = \frac{7,27 \cdot 10^6 \cdot (310 - 9,7)^2}{4} = 1,639023 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

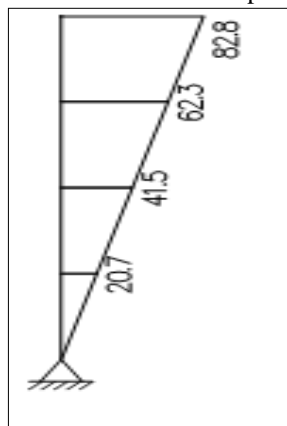
$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{7,27 \cdot 10^6 \cdot 132.000}}{38,2 \cdot 132.000 \cdot 0,005064} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1,639023 \cdot 10^{11} \cdot 0,005064^2}{7,27 \cdot 10^6}}} = 119,27$$

e) parâmetro de momento fletor de flambagem elástica.

Para isso foi necessário encontrar os valores dos momentos, conforme descrito na revisão bibliográfica e na norma. Os valores encontrados dos momentos foram:

Figura D. 1 - Momento fletor atuante no pilar analisado (kN.m).



Fonte: Software Ftool – adapt. pelo autor (2017)

Sendo assim, o valor de C_b foi:

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2,5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot R_m \leq 3,0$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 82,8}{2,5 \cdot 82,8 + 3 \cdot 62,3 + 4 \cdot 41,5 + 3 \cdot 20,7} \cdot 1 \leq 3,0 \rightarrow 1,66 \leq 3,0 = ok!$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \cdot \frac{J \cdot L_b^2}{C_w} \right)}$$

$$M_{cr} = \frac{1,66 \cdot \pi^2 \cdot 200.000 \cdot 7,27 \cdot 10^6}{6.000^2} \cdot \sqrt{\frac{1,639023 \cdot 10^{11}}{7,27 \cdot 10^6} \left(1 + 0,039 \cdot \frac{132.000 \cdot 6.000^2}{1,639023 \cdot 10^{11}} \right)}$$

$$M_{cr} = 145,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

f) parâmetro de momento fletor de plastificação da seção transversal

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 615.400 \cdot 345 = 212,313 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

g) momento fletor resistente de cálculo

Como o índice de esbeltez para flambagem com torção lateral foi superior a esbeltez correspondente ao início do escoamento, o momento fletor resistente de cálculo pôde ser dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \rightarrow \frac{145,03}{1,1} \leq \frac{212,31}{1,1} \rightarrow 131,84 \leq 193,00 = \text{ok!}$$

A verificação do estado limite para flambagem local da mesa, FLM, foi dada através do seguinte passo a passo.

g) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{165}{2 \cdot 9,7} = 8,5$$

h) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15$$

i) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{(345 - 103,5)}} = 23,88$$

j) parâmetro de momento fletor de plastificação da seção transversal

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 615.400 \cdot 345 = 212,31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

k) momento fletor resistente de cálculo

Como o índice de esbeltez para flambagem na mesa foi inferior às outras duas esbeltez foi possível encontrar o momento fletor resistente de cálculo em:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{212,31}{1,1} = 193,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A verificação do estado limite para flambagem local da alma, FLA, foi encontrado através do seguinte passo a passo.

g) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{271}{5,8} = 46,72$$

h) parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 90,53$$

i) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 137,24$$

j) parâmetro de momento fletor de plastificação da seção transversal

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 615.400 \cdot 345 = 212,31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

k) momento resistente de cálculo

Como o índice de esbeltez para flambagem na mesa é inferior as outras duas esbeltez foi possível encontrar o momento fletor resistente de cálculo em:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{212,31}{1,1} = 193,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo foi encontrado, sendo definido como o menor valor das três verificações realizadas:

$$M_{Rd} = 131,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil I os procedimentos foram:

a) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{271}{5,8} = 46,72$$

b) parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{345}} = 59,22$$

Obs.: a constante usada nessa condição, k_v , é igual a 5, porque as almas não possuem enrijecedores transversais.

c) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{345}} = 73,76$$

d) força correspondente à plastificação da alma por cisalhamento

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot (310 \cdot 5,8) \cdot 345 = 372,19 \text{ kN}$$

e) cortante resistente de cálculo

Como o índice de esbeltez foi inferior as outras duas esbeltez, foi possível encontrar a força cortante resistente de cálculo em:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{372,19}{1,1} = 338,35 \text{ kN}$$

Para encontrar a verificação à combinação de esforços solicitantes foi necessário encontrar o valor da força axial solicitante de cálculo sobre a força axial resistente de cálculo, sendo assim:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{42,6}{317,8} = 0,134 < 0,2$$

Como o valor encontrado foi inferior a 0,2, a combinação a ser verificada foi:

$$\frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \rightarrow \frac{42,6}{2 \cdot 317,8} + \frac{82,6}{131,84} \leq 1,0 \rightarrow 0,69 \leq 1,0 = \text{ok!}$$

Portanto, o perfil adotado para os esforços solicitantes indicados atendem a necessidade. É interessante relembrar, nesse momento, que o ideal é fazer o dimensionamento para ambas as colunas, entretanto, como esse procedimento tem como intuito apenas demonstrar a metodologia de cálculo, será adotado que ambas colunas são iguais.

Assim como na coluna, no dimensionamento e verificação da viga, o ideal é que se faça as verificações para ambos os lados, não somente para o mais crítico, conforme será feito aqui. Isso porque, apesar dos esforços terem valores próximos, é interessante se resguardar de qualquer problema que o perfil possa apresentar. Entretanto, tendo em vista que os cálculos aqui presentes possuem intensão apenas de demonstrar o processo utilizado ao leitor, será dimensionado apenas a viga 3-5.

A primeira verificação foi a de esbeltez.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{7.537,4}{131,4} = 57,36 < 200 = \text{ok!}$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{2.512,47}{38,2} = 65,77 < 200 = \text{ok!}$$

A verificação da capacidade à compressão foi dada em função do tipo do perfil I, verificou-se que o mesmo fazia parte do grupo 2, sendo um elemento AA:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{271}{5,8} \leq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} \rightarrow 46,72 \leq 35,87 = \text{não ok!}$$

Sendo assim, foi necessário calcular o fator de redução Q_a , para isso são determinados alguns parâmetros antes. Nesse momento foi adotado que a tensão é igual a resistência ao escoamento, seguindo a forma conservadora proposta pela ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, e o coeficiente é igual a 0,34, por não ser um elemento tubular retangular.

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[1 - \frac{c_a}{\left(\frac{b}{t}\right)} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \rightarrow 1,92 \cdot 5,80 \cdot 24,077 \cdot \left[1 - \frac{0,34}{\left(\frac{271}{5,8}\right)} \cdot 24,077 \right] \leq 271$$

$$b_{ef} = 221,14 \leq 271 = ok!$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t = 4970 - (271 - 221,15) \cdot 5,8 = 4680,85 mm^2$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{4680,85}{4970} = 0,94$$

O próximo passo é a verificação da esbeltez da mesa.

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{(165/2)}{9,7} \leq 0,56 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} \rightarrow 8,51 \leq 13,48 = ok!$$

Dessa forma, não há fator de redução devido a esbeltez da mesa, sendo assim o fator de redução total, Q , foi de:

$$Q = Q_a \cdot Q_s = 0,94 \cdot 1,00 = 0,94$$

Para o cálculo da carga de flambagem elástica, determinou-se para uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto, nesse caso foram feitas diversas etapas, seguindo todos os critérios da norma.

a) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 8,581 \cdot 10^7}{(1 \cdot 7537,4)^2} = 2.981,43 \text{ kN}$$

Obs.: por ser uma análise de segunda ordem, o valor de K pôde ser igual a 1,0.

b) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal.

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 7,27 \cdot 10^6}{(1 \cdot 2.512,47)^2} = 2.273,33 \text{ kN}$$

Obs.: por ser uma análise de segunda ordem, o valor de K pôde ser igual a 1,0

c) para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z .

Antes de determinar a carga de flambagem elástica por torção, é preciso conhecer raio de giração polar da seção bruta, r_0 .

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} = \sqrt{(131,4^2 + 38,2^2)} = 136,84 mm$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = \frac{1}{136,84^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot 200.000 \cdot 1,63728 \cdot 10^{11}}{(1 \cdot 2.512,47)^2} + 77.000 \cdot 132.000 \right]$$

$$N_{ez} = 3.276,96 \text{ kN}$$

Sendo assim, a carga resistente do perfil será a menor entre os valores encontrados, ou seja:

$$N_e = 2.273,33 \text{ kN}$$

Com a força axial de flambagem elástica do perfil pode-se calcular o fator de redução associado à resistência à compressão, que é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,94 \cdot 4.970 \cdot 345}{2.273.330}} = 0,8420$$

Como o valor encontrado para o índice de esbeltez reduzido é inferior a 1,5, o fator de redução pode ser encontrado em:

$$X = 0,658\lambda_0^2 = 0,7432$$

E, finalmente, a força axial resistente de cálculo, é encontrada:

$$N_{c,Rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,7432 \cdot 0,94 \cdot 4.970 \cdot 345}{1,1} = 1.088,97 \text{ kN}$$

Para a verificação da capacidade à flexão para seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, foi necessário realizar as seguintes verificações: FLT, FLM e FLA.

A verificação do estado limite para flambagem lateral com torção, FLT, foi encontrada através do seguinte passo a passo:

h) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_b}{r_y} = \frac{2.512,47}{38,2} = 65,77$$

i) parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 42,38$$

j) parâmetro de momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais, quando houver.

$$M_r = (f_y - \sigma_t) \cdot W = (345 - 103,5) \cdot 553.600 = 133,69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

k) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$$\beta_1 = \frac{M_r}{E \cdot J} = \frac{133.694.400}{200.000 \cdot 132.000} = 0,005064$$

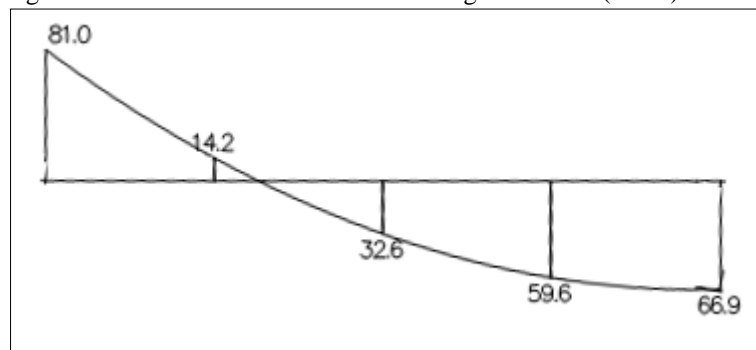
$$C_w = \frac{I_y \cdot (d - t_f)^2}{4} = \frac{7,27 \cdot 10^6 \cdot (310 - 9,7)^2}{4} = 1,639023 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{7,27 \cdot 10^6 \cdot 132.000}}{38,2 \cdot 132.000 \cdot 0,005064} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1,639023 \cdot 10^{11} \cdot 0,005064^2}{7,27 \cdot 10^6}}} = 119,27$$

l) parâmetro de fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

Figura D. 2 – Momento fletor atuante na viga analisada (kN.m)



Fonte: Software Ftool - adapt. pelo autor (2017).

Sendo assim, o valor de C_b é:

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2,5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot R_m \leq 3,0$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 81,0}{2,5 \cdot 81,0 + 3 \cdot 59,6 + 4 \cdot 32,6 + 3 \cdot 14,2} \cdot 1 \leq 3,0 \rightarrow 1,82 \leq 3,0 = ok!$$

m) parâmetro de momento fletor de plastificação da seção transversal

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 615.400 \cdot 345 = 212.313 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

n) momento fletor resistente de cálculo

Como o índice de esbeltez para flambagem com torção lateral foi superior a esbeltez correspondente à plastificação e foi inferior a esbeltez correspondente ao início do escoamento, o momento fletor resistente de cálculo pôde ser dado por:

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{Rd} = \frac{1,82}{1,1} \cdot \left[212,313 - (212,313 - 133,69) \cdot \frac{65,77 - 42,38}{119,27 - 42,38} \right] \leq \frac{212,313}{1,1}$$

$$M_{Rd} = 311,70 \leq 193,01 = \text{n\~{a}o ok, sendo assim } M_{Rd} = 193,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A verificação do estado limite para flambagem local da mesa, FLM, foi dada através do seguinte passo a passo.

l) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{165}{2 \cdot 9,7} = 8,5$$

m) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15$$

n) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

Nessa ocasião será utilizada a fórmula para perfis laminados.

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{(345 - 103,5)}} = 23,88$$

o) parâmetro de momento fletor de plastificação da seção transversal

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 615.400 \cdot 345 = 212,31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

p) momento fletor resistente de cálculo

Como o índice de esbeltez para flambagem na mesa foi inferior as outras duas esbeltez foi possível encontrar o momento fletor resistente de cálculo em:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{212,31}{1,1} = 193,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A verificação do estado limite para flambagem local da alma, FLA, foi encontrado através do seguinte passo a passo.

l) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{271}{5,8} = 46,72$$

m) parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 90,53$$

n) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 137,24$$

o) parâmetro de momento fletor de plastificação da seção transversal

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 615.400 \cdot 345 = 212,31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

p) momento resistente de cálculo

Como o índice de esbeltez para flambagem na mesa foi inferior as outras duas esbeltez foi possível encontrar o momento fletor resistente de cálculo em:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{212,31}{1,1} = 193,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo foi encontrado, sendo definido como o menor valor das três verificações realizadas, desse modo o valor foi de:

$$M_{Rd} = 193,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil I usou-se:

f) parâmetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{271}{5,8} = 46,72$$

g) parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{345}} = 59,22$$

Obs.: a constante usada nessa condição, k_v , é igual a 5, porque as almas não possuem enrijecedores transversais.

h) parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{345}} = 73,76$$

i) força correspondente à plastificação da alma por cisalhamento

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot (310 \cdot 5,8) \cdot 345 = 372,19 \text{ kN}$$

j) cortante resistente de cálculo

Como o índice de esbeltez foi inferior as outras duas esbeltez, foi possível encontrar a força cortante resistente de cálculo em:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{372,19}{1,1} = 338,35 \text{ kN}$$

Para encontrar verificação a combinação de esforços solicitantes foi necessário encontrar o valor da força axial solicitante de cálculo sobre a força axial resistente de cálculo:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{18,0}{1.088,97} = 0,0165 < 0,2$$

Como o valor encontrado foi inferior a 0,2, a combinação a ser verificada foi:

$$\frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \rightarrow \frac{18}{2 \cdot 1.088,97} + \frac{82,80}{193,01} \leq 1,0 \rightarrow 0,44 \leq 1,0 = \text{ok!}$$

Sendo assim, foi constatado que o Perfil W Laminado 310x38,7 atende as necessidades impostas na estrutura do galpão analisado.


APÊNDICE E – DIMENSIONAMENTO DE PILAR MISTO DE AÇO E CONCRETO

Com o dimensionamento da estrutura metálica realizado, foi feito o dimensionamento pelo método tabular de um pilar misto de aço e concreto, com intuito de conseguir analisar os diferentes resultados obtidos e determinar qual o melhor para o estudo de caso proposto no apêndice A.

Por se tratar de um trabalho acadêmico, algumas limitações são impostas nas análises, uma vez que a presente pesquisa tem como função apontar indicativos de viabilidade econômica. Portanto, o processo de cálculo aqui representado, método tabular, realizado com o auxílio do Manual de Construção em Aço – Estruturas Mistas, deve ser dispensado em casos de projetos a serem executados, pois, nessa condição, o pilar deve ser submetido a todas as análises propostas pela ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

Por fim, conhecendo os esforços solicitantes de cálculo, conforme encontrados no apêndice B, buscou-se nas tabelas, disponibilizadas pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço, um modelo de pilar misto que possuía esforços resistentes de cálculo superiores. Com isso, encontrou-se o seguinte modelo de pilar:

Tabela Apêndice E. 1 - Pilar totalmente revestido 50x50 e suas resistências de cálculo

| PILAR TOTALMENTE REVESTIDO | | SEÇÃO DO CONCRETO 500x500 | | ARMADURA: 8 ϕ 12,5mm | |  | | | |
|----------------------------|--------------------------|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|-------------|---|-------------|-------------|-------------|
| Perfil metálico | $M_{pl,x,Rd}$ [kN.cm] | $M_{pl,y,Rd}$ [kN.cm] | N_{Rd} [kN] | | | | | | |
| | | | Comprimento destravado [mm] | | | | | | |
| | | | 3000 | 3500 | 4000 | 4500 | 5000 | 5500 | 6000 |
| HP 310 x 79 | 57729 | 47861 | 7273 | 7075 | 6853 | 6610 | 63448 | 6071 | 5781 |
| HP 310 x 93 | 65844 | 52235 | 7788 | 7572 | 7330 | 7066 | 6782 | 6481 | 6167 |
| W 310 x 97 | 68658 | 54267 | 7921 | 7705 | 7464 | 7200 | 6916 | 6615 | 6301 |
| W 310 x 107 | 74657 | 57251 | 8267 | 8041 | 7788 | 7510 | 7211 | 6895 | 6565 |
| PS 300x300x9,5x8,0 | 49361 | 43301 | 6783 | 6602 | 6399 | 6177 | 6938 | 5684 | 5418 |
| PS 300x300x12,5x8,0 | 57045 | 48158 | 7261 | 7066 | 6848 | 6609 | 6352 | 6079 | 5794 |
| PS 350x350x12,5x8,0 | 71132 | 55106 | 7751 | 7557 | 7339 | 7099 | 6841 | 6566 | 6277 |
| PS 350x350x16,0x8,0 | 83174 | 62164 | 8417 | 8208 | 7974 | 7717 | 7439 | 7143 | 6833 |
| PS 350x350x19,0x9,5 | 95371 | 68650 | 9109 | 8882 | 8628 | 8348 | 8046 | 7725 | 7388 |

Fonte: Manual de Construção em Aço: estruturas mistas (2012).

Foi interessante notar que, apesar do momento solicitante estar próximo do máximo resistido por esse modelo de pilar misto, há uma grande variação entre o esforço normal solicitado e o resistente, mas isso pode ser justificado pelo baixo esforço atuante presente no galpão, uma vez que as telhas e os perfis metálicos são extremamente leves, quando comparados, por exemplo, com lajes ou quaisquer elementos de concreto.

ANEXO F – ANÁLISE DO PÓRTICO METÁLICO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Agora com os perfis metálicos definidos calculou-se o fator de massividade, conforme proposto no fluxograma de Silva (2001). É válido notar que nesse momento tal valor foi calculado pressupondo a pior situação, em que o perfil estaria submetido a incêndio por todos os lados. Essa medida foi tomada a fim de colocar o perfil na situação mais crítica possível, levando a boas comparações quanto aos materiais de proteção térmica, que é o foco do presente trabalho. Sendo assim, o fator de massividade é:

$$\text{Fator de massividade} = \frac{u}{A} = \frac{1,25 \text{ m}}{4,97 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2} \cong 250 \text{ m}^{-1}$$

Desse modo, foi possível calcular a temperatura máxima para as estruturas de aço expostas ao incêndio padrão, θ_a , o cálculo foi realizado de acordo com a equação dada na ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{\left(\frac{u}{A_g}\right)}{C_a \cdot \rho_a} \cdot \varphi \cdot \Delta t$$

Alguns dos valores solicitados nessa equação já são conhecidos, como o calor específico (600) e a massa específica (7850) e fator de massividade real (250). O valor do coeficiente k_{sh} foi obtido por:

$$k_{sh} = 0,9 \cdot \frac{\left(\frac{u}{A_g}\right)_b}{\left(\frac{u}{A_g}\right)} \rightarrow k_{sh} = 0,9 \cdot \frac{\left(\frac{0,95}{4,97 \cdot 10^{-3}}\right)}{\left(\frac{1,25}{4,97 \cdot 10^{-3}}\right)} \rightarrow k_{sh} = 0,69$$

Lembrando que a o fator de massividade, $\left(\frac{u}{A_g}\right)_b$, é definido pela relação entre o perímetro exposto ao incêndio de uma caixa hipotética sobre a área transversal do perfil e que, em casos de perfil I, tal perímetro é encontrado pela relação $2(d+b)$.

O intervalo de tempo a ser utilizado no cálculo, atendendo os requisitos da norma, não deveria ser superior a 5 segundos. Sendo assim, foi necessário encontrar as temperaturas dos gases e do aço a cada 5 segundos. No presente apêndice será demonstrado o cálculo apenas para os primeiros 5 segundos de incêndio, pois sabe-se que nos períodos subsequentes o procedimento é o mesmo. A seguir está o cálculo para a temperatura dos gases:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) \rightarrow \theta_g = 20 + 345 \cdot \log(8 \cdot 0,08 + 1) \rightarrow \theta_g = 96,54^\circ\text{C}$$

Por último, para definir essas temperaturas foi necessário conhecer o valor do fluxo de calor por unidade de área, esse que é definido em função do fluxo de calor devido à convecção e à radiação encontrados, respectivamente, a seguir:

$$\varphi_c = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_a) \rightarrow \varphi_c = 25 \cdot (349 - 20) \rightarrow \varphi_c = 1.913,5 \text{ W/m}^2$$

$$\varphi_r = 5,67 \cdot 10^{-8} \cdot \varepsilon_{res} \cdot [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4]$$

$$\varphi_r = 5,67 \cdot 10^{-8} \cdot 0,7 \cdot [(96,54 + 273)^4 - (20 + 273)^4] \rightarrow \varphi_r = 447,64 \text{ W/m}^2$$

Logo, foi possível determinar o fluxo de calor por unidade de área e, por conseguinte, a elevação de temperatura, respectivamente, em:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \rightarrow \varphi = 1.913,5 + 447,64 \rightarrow \varphi = 2.361,14 \text{ W/m}^2$$

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{(u/A)}{C_a \cdot \rho_a} \cdot \varphi \cdot \Delta t \rightarrow \Delta\theta_{a,t} = 0,69 \cdot \frac{250}{600 \cdot 7850} \cdot 2.361 \cdot 5 \rightarrow \Delta\theta_{a,t} = 0,43^\circ\text{C}$$

Com isso foi possível concluir que nos primeiros 5 segundos de incêndio a temperatura do aço será de $20^\circ\text{C} + 0,43^\circ\text{C}$, totalizando em $20,43^\circ\text{C}$. Aqui aqui serão colocados apenas os dados dos minutos 0, 10, 11, 30 e 60, para que possa ser feita uma análise quanto a esses resultados.

Tabela Apêndice F. 1 - Elevação da temperatura no aço

| Tempo | | Propriedades do aço | | | | Massividade | 250 | Calor específico | 600 | ksh |
|---------|----------|---------------------|------------------------|---------------------------------|---------------------------------|------------------|----------|--------------------|-----|----------------|
| | | | | | | Massa específica | 7850 | Intervalo de tempo | 5 | 0,69 |
| Minutos | Segundos | Temp. Gases (°C) | Temp. Gases - Aço (°C) | (θ_g+273) ⁴ | (θ_a+273) ⁴ | ϕ_r | Φ_c | ϕ | °C | Temp. Aço (°C) |
| 0,00 | 0 | 20 | - | - | - | - | - | - | - | 20 |
| 10,00 | 600 | 678 | 166,46 | 4,40E+11 | 1,75E+04 | 4161,52 | 21614,96 | 3,96 | 516 | |
| 11,00 | 660 | 693 | 135,62 | 3,95E+11 | 1,57E+04 | 3390,60 | 19057,47 | 3,49 | 560 | |
| 30,00 | 1800 | 842 | 10,37 | 5,67E+10 | 2,25E+03 | 259,28 | 2508,79 | 0,46 | 832 | |
| 60,00 | 3600 | 945 | 3,77 | 2,72E+10 | 1,08E+03 | 94,36 | 1173,05 | 0,21 | 942 | |

Fonte: O autor (2017).

Ao analisar a tabela gerada pela elevação de temperatura verificou-se que, aos 60 minutos, que é o tempo requerido resistência ao fogo, a temperatura do aço será de 942 graus. Sendo assim, era preciso encontrar a temperatura crítica, para que pudesse ser concluído a necessidade de ter ou não material de proteção térmica.

A temperatura crítica foi determinada em função do que é proposto pelo Corpo de Bombeiros, na Instrução Técnica, IT, 08/2011, sendo essa, 550 graus Celsius. A tabela ainda nos informa que essa temperatura é atingida ainda nos primeiros 11 minutos de incêndios, o que consequentemente acarreta na necessidade de empregar materiais de proteção individual.

Os materiais de proteção que serão analisados são: pintura intumescente, placas de gesso acartonado, argamassa projetada e concreto com função apenas de isolamento térmico. Apesar da ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio, trazer o procedimento de cálculo de elevação da temperatura em função de um material de proteção, conforme consta na revisão bibliográfica desse mesmo trabalho, aqui serão trabalhadas as cartilhas disponibilizadas pelos fabricantes, para os três primeiros materiais e, para o concreto, será utilizado o método tabular presente na norma supracitada.

a) pintura intumescente

Consultando-se a carta de cobertura para pintura intumescente, tabela F.2, tendo como referência o produto AUDAX-Renitherm PMA600 se obteve a quantidade de material necessária para o TRRF desejado, ou seja, seriam necessários, aproximadamente, 0,9.

Tabela Apêndice F. 2 - Carta de cobertura de pintura intumescente

| Fator de massividade | Tempo requerido de resistência ao fogo | | |
|----------------------|--|-------|--------------|
| | 30 | 60 | 90 |
| 140 | Não indicado | 0,419 | 1,134 |
| 145 | Não indicado | 0,432 | 1,195 |
| 150 | Não indicado | 0,445 | 1,255 |
| 155 | Não indicado | 0,458 | 1,315 |
| 160 | Não indicado | 0,471 | 1,375 |
| 165 | Não indicado | 0,484 | 1,436 |
| 170 | Não indicado | 0,497 | Não indicado |
| 175 | Não indicado | 0,510 | Não indicado |
| 180 | Não indicado | 0,523 | Não indicado |
| 185 | Não indicado | 0,536 | Não indicado |
| 190 | Não indicado | 0,549 | Não indicado |
| 195 | Não indicado | 0,562 | Não indicado |
| 200 | Não indicado | 0,575 | Não indicado |
| 205 | Não indicado | 0,593 | Não indicado |
| 210 | Não indicado | 0,614 | Não indicado |
| 215 | Não indicado | 0,635 | Não indicado |
| 220 | Não indicado | 0,656 | Não indicado |
| 225 | Não indicado | 0,678 | Não indicado |
| 230 | 0,212 | 0,699 | Não indicado |
| 235 | 0,218 | 0,720 | Não indicado |
| 240 | 0,225 | 0,779 | Não indicado |
| 245 | 0,230 | 0,838 | Não indicado |
| 250 | 0,238 | 0,897 | Não indicado |

Fonte: Lima (2012), Catálogo AUDAX – adaptado pelo autor (2017).

Para calcular a estimativa de custo da aplicação desse material, inicialmente foi necessário encontrar o custo dos perfis de aço, para isso, foi encontrado o peso total dos pilares e das vigas, de acordo com as especificações do próprio fabricante e o comprimento de tais elementos no pórtico, conforme mostrado:

$$38,7\text{kg/m} \times 6\text{m} = 232,2\text{kg} - \text{pilar}$$

$$38,7\text{kg/m} \times 7,52\text{m} = 291,02\text{kg} - \text{viga}$$

Encontrado o peso de cada elemento é possível determinar o custo de execução de cada um, figura F.1 e F.2, em função do software Cype – Gerador de preços.

Figura F. 1 - Preço por kg do aço em pilares

| Insumo | Un | Descrição | Rend. | Preço unitário | Preço Insumo |
|--|----|---|-------|----------------|--------------|
| mt07ala000a | kg | Aço laminado A 36, em perfis laminados a quente, segundo ASTM A 36, peças simples, para aplicações estruturais. | 1,050 | 2,24 | 2,35 |
| mt27pfi010 | l | Primer de secagem rápida, formulado com resinas alquídicas modificadas e fosfato de zinco. | 0,050 | 13,31 | 0,67 |
| mq08sol020 | h | Equipamentos e elementos auxiliares para soldagem elétrica. | 0,015 | 7,01 | 0,11 |
| mo047 | h | Montador de estruturas metálicas. | 0,023 | 14,74 | 0,34 |
| mo094 | h | Ajudante de montador de estruturas metálicas. | 0,023 | 10,86 | 0,25 |
| | % | Meios auxiliares | 2,000 | 3,72 | 0,07 |
| | % | Custos indiretos | 3,000 | 3,79 | 0,11 |
| Custo de manutenção decenal: R\$ 0,12 nos primeiros 10 anos. | | | | Total: | 3,90 |

Fonte: Cype – Gerador de preços (2016).

Figura F. 2 - Preço por kg do aço em vigas

| Insumo | Un | Descrição | Rend. | Preço unitário | Preço Insumo |
|--|----|---|-------|----------------|--------------|
| mt07ala000a | kg | Aço laminado A 36, em perfis laminados a quente, segundo ASTM A 36, peças simples, para aplicações estruturais. | 1,050 | 2,24 | 2,35 |
| mt27pfi010 | l | Primer de secagem rápida, formulado com resinas alquídicas modificadas e fosfato de zinco. | 0,050 | 13,31 | 0,67 |
| mq08sol020 | h | Equipamentos e elementos auxiliares para soldagem elétrica. | 0,015 | 7,01 | 0,11 |
| mo047 | h | Montador de estruturas metálicas. | 0,023 | 14,74 | 0,34 |
| mo094 | h | Ajudante de montador de estruturas metálicas. | 0,023 | 10,86 | 0,25 |
| | % | Meios auxiliares | 2,000 | 3,72 | 0,07 |
| | % | Custos indiretos | 3,000 | 3,79 | 0,11 |
| Custo de manutenção decenal: R\$ 0,12 nos primeiros 10 anos. | | | | Total: | 3,90 |

Fonte: Cype – Gerador de preços (2016).

Agora, com os custos do kg de aço, é possível encontrar o custo final dos perfis metálicos de cada elemento estrutural (pilar e viga). Sendo assim, cada pilar e cada viga custará, respectivamente:

$$232,2\text{kg} \cdot R\$3,90/\text{kg} = R\$ 905,58 - \text{cada pilar de 6,00m}$$

$$291,02\text{kg} \cdot R\$3,90/\text{kg} = R\$1.134,98 - \text{cada viga de 7,52m}$$

Dessa forma, é passível o cálculo da pintura intumescente, essa que será usada para revestir todo o perfil metálico. Entretanto, para isso, era necessário calcular a quantidade de metros quadrados que receberiam a pintura, passa isso calculou-se a área de cada elemento, conforme equação abaixo.

$$\text{Área} = \text{Perímetro} \cdot \text{Comprimento} \rightarrow A = 1,25 \cdot 6 \rightarrow A = 7,5m^2 - \text{pilar}$$

$$\text{Área} = \text{Perímetro} \cdot \text{Comprimento} \rightarrow A = 1,25 \cdot 7,52 \rightarrow A = 9,4m^2 - \text{viga}$$

O custo da aplicação da pintura intumescente também foi encontrado no mesmo software, conforme figura F.3.

Figura F. 3 - Custo do metro quadrado de pintura intumescente

| Insumo | Un | Descrição | Rend. | Preço unitário | Preço Insumo |
|--|----|---|-------|----------------|--------------|
| mt27pl030a | l | Primer vedante de dois componentes para interior, à base de resinas epóxi e fosfato de zinco, cor cinza, para aplicar com trincha, rolo ou pistola. | 0,125 | 51,40 | 6,43 |
| mt27pwyj010a | kg | Tinta intumescente, em emulsão aquosa monocomponente, cor branca, acabamento mate liso, para aplicar com pistola de alta pressão ou com trincha. | 2,015 | 49,48 | 99,70 |
| mo038 | h | Pintor. | 0,143 | 21,83 | 3,12 |
| mo076 | h | Ajudante de pintor. | 0,143 | 17,19 | 2,46 |
| % Custos diretos complementares | | | 2,000 | 111,71 | 2,23 |
| Custo de manutenção decenal: R\$ 188,00 nos primeiros 10 anos. | | | | Total: | 113,94 |

Fonte: Cype – Gerador de preços (2016).

Com isso, calculou-se o custo da aplicação da pintura em cada elemento estrutural:

$$7,5m^2 \cdot R\$113,94/m^2 = R\$ 854,55 - \text{cada pilar de 6,00m}$$

$$9,4m^2 \cdot R\$113,94/m^2 = R\$1.071,04 - \text{cada viga de 7,52m}$$

Dessa forma, o preço final de cada elemento revestido com pintura intumescente será:

$$R\$ 905,58 + R\$ 854,55 = R\$ 1.760,13 - \text{cada pilar de 6,00m}$$

$$R\$ 1.134,98 + R\$ 1.071,04 = R\$ 2.206,02 - \text{cada viga de 7,52m}$$

b) placas de gesso acartonado

Consultando-se a carta de cobertura para placas de gesso acartonado RF, se obteve a espessura de material necessária para o TRRF desejado. Como a carta não apresenta o fator de massividade de 250, por segurança poderia ser adotada 2 placas com 12,5mm cada, a fim de evitar quaisquer problemas possíveis com a proteção utilizada no perfil.

Tabela Apêndice F. 3 - Carta de cobertura para placas de gesso acartonado

| Fator de massividade | Tempo requerido de resistência ao fogo | | | |
|----------------------|--|------|----------|----------|
| | 30 | 60 | 90 | 120 |
| <55 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 15 |
| 55 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 2 x 12,5 |
| 70 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 2 x 12,5 |
| 98 | 12,5 | 12,5 | 15 | 2 x 12,5 |
| 138 | 12,5 | 12,5 | 2 x 12,5 | 2 x 12,5 |
| 152 | 12,5 | 12,5 | 2 x 12,5 | 2 x 15 |
| 203 | 12,5 | 15 | 2 x 12,5 | 2 x 15 |
| 240 | 12,5 | 15 | 2 x 12,5 | 3 x 12,5 |

| Tabela Apêndice F.3 (Conclusão). | | | | |
|----------------------------------|------|----------|----------|----------|
| 334 | 12,5 | 2 x 12,5 | 3 x 12,5 | 3 x 12,5 |
| 400 | 12,5 | 2 x 12,5 | 3 x 12,5 | 3 x 12,5 |

Fonte: Lima (2012), Vargas (2005) – adaptado pelo autor (2017).

Em seguida, foi feito o mesmo procedimento com o que foi realizado com a pintura intumescente, entretanto agora já possuindo o peso dos perfis metálicos, bastou-se encontrar o custo por metro linear de gesso acartonado, conforme figura F.4:

Figura F. 4 - Custo por metro linear de gesso acartonado com as quatro faces protegidas

| Insuno | | Un | Descrição | Rend. | Preço unitário | Preço Insuno |
|---|----------------|----|--|--------|----------------|--------------|
| mt12psg0100 | m ² | | Placa de gesso acartonado reforçada com tecido de fibra GM-F / 1200 / comprimento / 25 / borda afinada, revestido na face e costas por tecido de fibra de vidro não combustível. | 1,092 | 94,80 | 103,52 |
| mt12psg115 | Un | | Grampo para fixação de placas, segundo DIN 18182. | 43,000 | 0,69 | 29,67 |
| mt12psg030a | kg | | Pasta para juntas. | 1,000 | 4,13 | 4,13 |
| mt12psg040a | m | | Fita de juntas. | 4,000 | 0,11 | 0,44 |
| mo053 | h | | Montador de pré-fabricados interiores. | 0,373 | 29,02 | 10,82 |
| mo100 | h | | Ajudante de montador de pré-fabricados interiores. | 0,373 | 19,96 | 7,45 |
| | % | | Custos diretos complementares | | | |
| | | | | 2,000 | 156,03 | 3,12 |
| Custo de manutenção decenal: R\$ 74,80 nos primeiros 10 anos. | | | | | | |
| | | | | | Total: | 159,15 |

Fonte: Cype – Gerador de preços (2016).

Com isso, calculou-se o custo de aplicação de gessos acartonados em cada elemento estrutural:

$$6,00m \cdot R\$159,15/m = R\$ 954,90 - \text{cada pilar de } 6,00m$$

$$7,52m \cdot R\$159,15/m = R\$1.196,81 - \text{cada viga de } 7,52m$$

Dessa forma, foi calcular o preço final de cada elemento revestido com pintura intumescente será:

$$R\$ 905,58 + R\$ 954,90 = R\$ 1.860,48 - \text{cada pilar de } 6,00m$$

$$R\$ 1.134,98 + R\$ 1.196,81 = R\$ 2.331,79 - \text{cada viga de } 7,52m$$

c) argamassa projetada

Para o estudo, foi adotada a argamassa projetada Clafco Blaze Shield II, fabricados pela Isolatek International e aplicadas no Brasil pela PCF Soluções de São Paulo/SP. Consultando-se a carta de cobertura, se obteve a espessura de material necessária para o TRRF desejado.

Tabela Apêndice F. 4 - Carta de cobertura de argamassa projetada (mm)*

| Fator de massividade | Tempo de resistência ao fogo | | | |
|----------------------|------------------------------|----|----|-----|
| | 30 | 60 | 90 | 120 |
| 30 | 10 | 12 | 12 | 12 |
| 50 | 10 | 12 | 12 | 16 |
| 70 | 10 | 12 | 15 | 21 |
| 90 | 10 | 12 | 17 | 25 |

Tabela Apêndice F.4 (Conclusão).

| | | | | |
|-----|----|----|----|----|
| 110 | 10 | 12 | 20 | 29 |
| 130 | 10 | 13 | 22 | 32 |
| 150 | 10 | 14 | 24 | 35 |
| 170 | 10 | 15 | 26 | 37 |
| 190 | 10 | 16 | 28 | 40 |
| 210 | 10 | 16 | 29 | 42 |
| 230 | 10 | 17 | 30 | 43 |
| 250 | 10 | 18 | 31 | 45 |
| 270 | 10 | 18 | 33 | 47 |
| 290 | 10 | 19 | 34 | 48 |
| 310 | 10 | 19 | 35 | 50 |

Fonte: Catálogo Isolatek International Clafco Blaze Shield II – adaptado pelo autor (2017).

*Para valores intermediários de fator de massividade, pode ser feito interpolação

Em seguida, assim como os dois outros materiais consultou-se o software para encontrar o custo da aplicação do material por metro quadrado, conforme figura F.5.

Figura F. 5 - Custo por metro quadrado de argamassa projetada

| Insumo | Un | Descrição | Rend. | Preço unitário | Preço Insumo |
|--|----|---|-------|----------------|--------------|
| mt41mig010 | m² | Argamassa ignífuga, reação ao fogo classe A1, composta de cimento em combinação com fonólito ou vermiculita, para proteção passiva contra o fogo através de projeção. | 0,022 | 1.129,11 | 24,84 |
| mjq06pym010 | h | Misturadora-bombeadora para argamassas e gessos projetados, de 3 m³/h. | 0,231 | 20,98 | 4,85 |
| mo030 | h | Aplicador de produtos isolantes. | 0,275 | 21,83 | 6,00 |
| mo068 | h | Ajudante de aplicador de produtos isolantes. | 0,275 | 17,19 | 4,73 |
| | % | Custos diretos complementares | | | 0,81 |
| Custo de manutenção decenal: R\$ 9,48 nos primeiros 10 anos. | | | | Total: | 41,23 |

Fonte: Cype – Gerador de preços (2016).

Com isso, calculou-se o custo da aplicação da argamassa projetada em cada elemento estrutural:

$$7,5m^2 \cdot R\$41,23/m^2 = R\$ 309,23 \text{ – cada pilar de } 6,00m$$

$$9,4m^2 \cdot R\$41,23/m^2 = R\$387,56 \text{ – cada viga de } 7,52m$$

Dessa forma, foi calcular o preço final de cada elemento revestido com pintura intumescente será:

$$R\$ 905,58 + R\$ 309,23 = R\$ 1.214,81 \text{ – cada pilar de } 6,00m$$

$$R\$ 1.134,98 + R\$ 387,56 = R\$ 1.522,54 \text{ – cada viga de } 7,52m$$

d) Concreto com função única de isolante térmico

Consultando-se a ABNT NBR 14323:2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio, foi possível encontrar as medidas mínimas de cobrimento, com base no tempo requerido de resistência ao fogo exigido.

Tabela Apêndice F. 5 - Requisitos para pilares mistos totalmente revestidos*

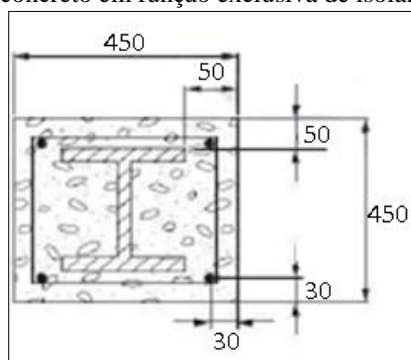
| | Tempo requerido de resistência ao fogo | | | |
|--|--|-----|-----|-----|
| | 30 | 60 | 90 | 120 |
| Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm) | 150 | 180 | 220 | 300 |
| Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutura c (mm) | 40 | 50 | 50 | 75 |
| Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura U_s (mm) | 20 | 30 | 30 | 40 |

Fonte: ABNT NBR 14323:2013 – (Adaptado pelo autor).

*Método permitido apenas para pilares totalmente revestidos e impedidas de sofrer rotação.

Sendo assim, foi possível definir que o perfil deveria ter as seguintes dimensões:

Figura F. 6 - Medidas do pilar misto de aço e concreto, com concreto em função exclusiva de isolante térmico



Fonte: O autor (2017).

Dessa forma, deve-se calcular o custo do perfil metálico, esse que será diferente dos demais, pelo fato de ser empregado em estruturas mistas de aço e concreto. O custo unitário está na imagem a seguir:

Figura F. 7 - Preço por kg do aço em pilares

| Insumo | Un | Descrição | Rend. | Preço unitário | Preço Insumo | |
|---|----|--|-------|----------------|--------------|------|
| EXV010 | kg | Aço em vigas mistas. | | | R\$ 4,24 | |
| Aço A 36 em vigas mistas, peças simples mais conectores, estrutura soldada. | | | | | | |
| mt07ala000c | kg | Aço laminado A 36, em perfis laminados a quente, segundo ASTM A 36, peças simples+conectores, para aplicações estruturais. | 1,050 | 2,52 | 2,65 | |
| mt27pfi010 | l | Primer de secagem rápida, formulado com resinas alquídicas modificadas e fosfato de zinco. | 0,050 | 13,31 | 0,67 | |
| mq08sol020 | h | Equipamentos e elementos auxiliares para soldagem elétrica. | 0,015 | 7,01 | 0,11 | |
| mo047 | h | Montador de estruturas metálicas. | 0,024 | 14,74 | 0,35 | |
| mo094 | h | Ajudante de montador de estruturas metálicas. | 0,024 | 10,86 | 0,26 | |
| | % | Meios auxiliares | 2,000 | 4,04 | 0,08 | |
| | % | Custos indiretos | 3,000 | 4,12 | 0,12 | |
| Custo de manutenção decenal: R\$ 0,17 nos primeiros 10 anos. | | | | | Total: | 4,24 |

Fonte: Cype – Gerador de preços (2016).

Agora, com os custos do kg de aço, é possível encontrar o custo final do perfil metálico. Sendo assim, cada perfil metálico utilizado no pilar misto de aço e concreto custará:

$$232,2\text{kg} \cdot R\$4,24/\text{kg} = R\$ 984,53 - \text{cada pilar de } 6,0\text{m}$$

Sabendo do custo do perfil metálico, deve-se encontrar o volume de concreto armado que será utilizado nessa concretagem, conforme cálculos a seguir:

$$\text{Volume total} = \text{Área pilar} \cdot \text{Comprimento} \rightarrow V_t = 0,45 \cdot 0,45 \cdot 6,0 \rightarrow V_t = 1,215\text{m}^3$$

$$\text{Volume perfil} = \text{Área perfil} \cdot \text{Comprimento} \rightarrow V_p = 0,00497 \cdot 6,0 \rightarrow V_p = 0,02985\text{m}^3$$

$$\text{Volume concreto} = \text{Área pilar} - \text{Área perfil} \rightarrow V_c = 1,215 - 0,0298 \rightarrow V_c = 1,185\text{m}^3$$

O custo do metro cúbico de concreto, figura G.2, seguindo o custo de pilares em concreto armado, é:

Figura F. 8 - Custo por metro cúbico de pilar retangular em concreto armado

| Insumo | Un | Descrição | Rend. | Preço unitário | Preço Insumo |
|---|----|--|---------|----------------|--------------|
| EHS010 | m³ | Pilar retangular ou quadrado de concreto armado. | | | R\$ 1.093,09 |
| Pilar de seção retangular ou quadrada de concreto armado, de 50x50 cm de seção média, realizado com concreto C25 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100 preparado em obra, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, quantidade 120 kg/m³; Montagem e desmontagem de sistema de escoramento e fôrmas, com acabamento tipo industrial para revestir, em piso de entre 4 e 5 m de altura livre, formado por superfície moldante de painéis metálicos e estrutura suporte vertical de escoras metálicas. | | | | | |
| mt07aco020b | Un | Separador certificado para pilares. | 12,000 | 0,12 | 1,44 |
| mt07aco070f | kg | Aço em barras nervuradas. CA-50, diâmetros vários, segundo ABNT NBR 7480. | 126,000 | 3,89 | 490,14 |
| mt08var050 | kg | Arame galvanizado para atar, de 1,30 mm de diâmetro. | 0,840 | 2,51 | 2,11 |
| mt08eup015c | m² | Painel metálico desenhado para o seu manuseio com grua, para fôrmas de pilares de concreto armado de seção retangular ou quadrada, de entre 4 e 5 m de altura, inclusive parte proporcional de acessórios de montagem. | 0,096 | 252,12 | 24,20 |
| mt50spa081a | Un | Escora metálica telescópica, até 3 m de altura. | 0,036 | 30,54 | 1,10 |
| mt50spa081d | Un | Escora metálica telescópica, até 5 m de altura. | 0,036 | 51,54 | 1,86 |
| mt08dba010b | l | Agente desmoldante, à base de óleos especiais, emulsificante em água para fôrmas metálicas, fenólicas ou de madeira. | 0,240 | 4,52 | 1,08 |
| mt08aaa010a | m³ | Água. | 0,221 | 3,42 | 0,76 |
| mt01arg002a | m³ | Areia média lavada. | 0,653 | 103,73 | 67,74 |
| mt01arg003b | m³ | Pedra britada tipo 1. | 0,764 | 101,87 | 77,83 |
| mt08cem002 | kg | Cimento cinza em sacos. | 361,200 | 0,56 | 202,27 |
| mq06hor010 | h | Betoneira. | 0,632 | 3,80 | 2,40 |
| mo044 | h | Montador de fôrmas. | 3,274 | 14,74 | 48,26 |
| mo091 | h | Ajudante de montador de fôrmas. | 4,092 | 10,86 | 44,44 |
| mo043 | h | Armador. | 0,982 | 14,74 | 14,47 |
| mo090 | h | Ajudante de armador. | 1,091 | 10,86 | 11,85 |
| mo113 | h | Auxiliar de serviços gerais. | 1,193 | 9,95 | 11,87 |
| mo112 | h | Servente de pedreiro. | 1,250 | 10,15 | 12,69 |
| mo045 | h | Oficial de trabalhos de concretagem. | 0,409 | 14,74 | 6,03 |
| mo092 | h | Ajudante de trabalhos concretagem. | 1,648 | 10,86 | 17,90 |
| | % | Meios auxiliares | 2,000 | 1.040,44 | 20,81 |
| | % | Custos indiretos | 3,000 | 1.061,25 | 31,84 |
| Total: | | | | | 1.093,09 |

Fonte: Cype – Gerador de preços (2016).

Com isso, calculou-se o custo da concretagem do pilar misto de aço e concreto:

$$1,185m^3 \cdot R\$1.093,09 = R\$1.295,31 - \text{cada pilar de } 6,00m$$

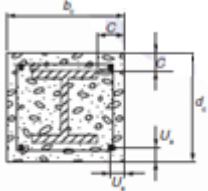
Dessa forma, foi calcular o preço final do pilar misto de aço e concreto:

$$R\$ 984,53 + R\$ 1.295,31 = R\$ 2.279,84 - \text{cada pilar de } 6,00m$$

APÊNDICE G – ANÁLISE DO PILAR MISTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Conhecendo as dimensões do pilar misto foi possível verificar a efetividade do mesmo em situação de incêndio pelo método tabular, proposto na própria ABNT NBR 14323:2013 – Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço-concreto de edifícios em situação de incêndio, conforme tabela

Tabela Apêndice G. 1 - Requisitos para pilares mistos totalmente revestidos com concreto



| | TRRF [min] | | | | |
|---|------------|-----|-----|-----|-----|
| | 30 | 60 | 90 | 120 | 180 |
| 1.1 Dimensões mínimas de dc e bc (mm) | 150 | 180 | 220 | 300 | 350 |
| 1.2 Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural c (mm) | 40 | 50 | 50 | 75 | 75 |
| 1.3 Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura | 20 | 30 | 30 | 40 | 50 |

Fonte: ABNT NBR 14323:2013 – Adapt. pelo autor (2017).

Com a própria nomenclatura do perfil, PS 350x350x16x8 é possível averiguar que o cobrimento do concreto é superior ao exigido na norma, uma vez que, possuindo um perfil de 350mm de largura e tendo o pilar misto uma dimensão lateral de 500mm, conclui-se que o cobrimento é de 75mm, ou seja, superior ao mínimo exigido, que é de 50mm. Dessa forma, é possível analisar que os requisitos para pilares mistos totalmente revestidos com concreto estão dentro dos padrões.

Para calcular o custo dos pilares mistos foi utilizado dois procedimentos, o primeiro similar ao que foi feito na estrutura metálica, entretanto pela falta de custos de elementos mistos, foi necessário encontrar o custo do metro cúbico de pilares em concreto armado, a fim de obter uma estimativa do custo final.

Sendo assim, foi necessário encontrar o peso do perfil adotado no dimensionamento do pilar misto de aço e concreto, de acordo com o catálogo dos fabricantes:

$$32,6\text{kg/m} \times 6\text{m} = 195,6\text{kg} - \text{pilar}$$

Encontrado o peso de cada elemento é possível determinar o custo de execução do perfil metálico, figura G.1, em função do software Cype – Gerador de preços.

Figura G. 1 - Preço por kg do aço em pilares

| Insumo | Un | Descrição | Rend. | Preço unitário | Preço Insumo |
|---|----|--|-------|----------------|--------------|
| EXV010 | kg | Aço em vigas mistas. | | | R\$ 4,24 |
| Aço A 36 em vigas mistas, peças simples mais conectores, estrutura soldada. | | | | | |
| mt07ala000c | kg | Aço laminado A 36, em perfis laminados a quente, segundo ASTM A 36, peças simples+conectores, para aplicações estruturais. | 1,050 | 2,52 | 2,65 |
| mt27pfi010 | l | Primer de secagem rápida, formulado com resinas alquídicas modificadas e fosfato de zinco. | 0,050 | 13,31 | 0,67 |
| mq08sol020 | h | Equipamentos e elementos auxiliares para soldagem elétrica. | 0,015 | 7,01 | 0,11 |
| mo047 | h | Montador de estruturas metálicas. | 0,024 | 14,74 | 0,35 |
| mo094 | h | Ajudante de montador de estruturas metálicas. | 0,024 | 10,86 | 0,26 |
| | % | Meios auxiliares | 2,000 | 4,04 | 0,08 |
| | % | Custos indiretos | 3,000 | 4,12 | 0,12 |
| Custo de manutenção decenal: R\$ 0,17 nos primeiros 10 anos. | | | | | Total: 4,24 |

Fonte: Cype – Gerador de preços (2016).

Agora, com os custos do kg de aço, é possível encontrar o custo final do perfil metálico usado no pilar. Sendo assim, cada pilar custará:

$$195,6\text{kg} \cdot R\$4,24/\text{kg} = R\$ 829,34 - \text{cada pilar de } 6,00\text{m}$$

Dessa forma, tornou-se necessário o cálculo do processo de montagem, concretagem e armação das ferragens que atuarão em conjunto com o perfil metálico. Para que esse custo pudesse ser gerado, foi encontrado o volume total de pilar, conforme:

$$\text{Volume total} = \text{Área pilar} \cdot \text{Comprimento} \rightarrow Vt = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 6,0 \rightarrow Vt = 1,5\text{m}^3$$

$$\text{Volume perfil} = \text{Área perfil} \cdot \text{Comprimento} \rightarrow Vp = 0,0045 \cdot 6,0 \rightarrow Vp = 0,025\text{m}^3$$

$$\text{Volume concreto} = \text{Área pilar} - \text{Área perfil} \rightarrow Vc = 1,5 - 0,025 \rightarrow Vc = 1,475\text{m}^3$$

O custo do metro cúbico de concreto, figura G.2, seguindo o custo de pilares em concreto armado, é:

Figura G. 2 - Custo por metro cúbico de pilar retangular em concreto armado

| Insumo | Un | Descrição | Rend. | Preço unitário | Preço Insumo |
|---|----|--|---------|----------------|--------------|
| EHS010 | m³ | Pilar retangular ou quadrado de concreto armado. | | | R\$ 1.093,09 |
| Pilar de seção retangular ou quadrada de concreto armado, de 50x50 cm de seção média, realizado com concreto C25 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100 preparado em obra, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, quantidade 120 kg/m³; Montagem e desmontagem de sistema de escoramento e fôrmas, com acabamento tipo industrial para revestir, em piso de entre 4 e 5 m de altura livre, formado por superfície moldante de painéis metálicos e estrutura suporte vertical de escoras metálicas. | | | | | |
| mt07aco020b | Un | Separador certificado para pilares. | 12,000 | 0,12 | 1,44 |
| mt07aco070f | kg | Aço em barras nervuradas, CA-50, diâmetros vários, segundo ABNT NBR 7480. | 126,000 | 3,89 | 490,14 |
| mt08var050 | kg | Arame galvanizado para atar, de 1,30 mm de diâmetro. | 0,840 | 2,51 | 2,11 |
| mt08eup015c | m² | Painel metálico desenhado para o seu manuseio com grua, para fôrmas de pilares de concreto armado de seção retangular ou quadrada, de entre 4 e 5 m de altura, inclusive parte proporcional de acessórios de montagem. | 0,096 | 252,12 | 24,20 |
| mt50spa081a | Un | Escora metálica telescópica, até 3 m de altura. | 0,036 | 30,54 | 1,10 |
| mt50spa081d | Un | Escora metálica telescópica, até 5 m de altura. | 0,036 | 51,54 | 1,86 |
| mt08dba010b | l | Agente desmoldante, à base de óleos especiais, emulsionante em água para fôrmas metálicas, fenólicas ou de madeira. | 0,240 | 4,52 | 1,08 |
| mt08aaa010a | m³ | Água. | 0,221 | 3,42 | 0,76 |
| mt01arg002a | m³ | Areia média lavada. | 0,653 | 103,73 | 67,74 |
| mt01arg003b | m³ | Pedra britada tipo 1. | 0,764 | 101,87 | 77,83 |
| mt08cem002 | kg | Cimento cinza em sacos. | 361,200 | 0,56 | 202,27 |
| mq06hor010 | h | Betoneira. | 0,632 | 3,80 | 2,40 |
| mo044 | h | Montador de fôrmas. | 3,274 | 14,74 | 48,26 |
| mo091 | h | Ajudante de montador de fôrmas. | 4,092 | 10,86 | 44,44 |
| mo043 | h | Armador. | 0,982 | 14,74 | 14,47 |
| mo090 | h | Ajudante de armador. | 1,091 | 10,86 | 11,85 |
| mo113 | h | Auxiliar de serviços gerais. | 1,193 | 9,95 | 11,87 |
| mo112 | h | Servente de pedreiro. | 1,250 | 10,15 | 12,69 |
| mo045 | h | Oficial de trabalhos de concretagem. | 0,409 | 14,74 | 6,03 |
| mo092 | h | Ajudante de trabalhos concretagem. | 1,648 | 10,86 | 17,90 |
| | % | Meios auxiliares | 2,000 | 1.040,44 | 20,81 |
| | % | Custos indiretos | 3,000 | 1.061,25 | 31,84 |
| Total: | | | | | 1.093,09 |

Fonte: Cype – Gerador de preços (2016).

Com isso, calculou-se o custo da concretagem do pilar misto de aço e concreto:

$$1,475m^3 \cdot R\$1.093,09 = R\$1.612,30 - \text{cada pilar de 6,00m}$$

Dessa forma, foi calcular o preço final do pilar misto de aço e concreto:

$$R\$ 829,34 + R\$ 1612,30 = R\$ 2.441,64 - \text{cada pilar de 6,00m}$$

ANEXO A – CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES QUANTO À SUA OCUPAÇÃO

Tabela Anexo A. 1 - Classificação das edificações quanto à sua ocupação

| Grupo | Ocupação/uso | Divisão | Descrição | Exemplos |
|-------|---|---------|---|--|
| A | Residencial | A-1 | Habitações unifamiliares | Casas térreas ou assobradadas |
| | | A-2 | Habitações multifamiliares | Edifícios de apartamento em geral |
| | | A-3 | Habitações coletivas | Pensionatos, internatos, mosteiros |
| B | Serviços de hospedagem | B-1 | Hotéis e assemelhados | Hotéis, motéis, pensões, hospedarias |
| | | B-2 | Hotéis residenciais | Hotéis e assemelhados com cozinha própria |
| C | Comercial varejista | C-1 | Comércio em geral, de pequeno porte | Armarinhos, tabacarias e mercearias |
| | | C-2 | Comércio de grande e médio portes | Edifícios de lojas, galerias comerciais |
| | | C-3 | Centros comerciais | Centro de compras em geral (shopping) |
| D | Serviços profissionais, pessoais e técnicos | D-1 | Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios | Escritórios administrativos, consultórios, repartições públicas, centros profissionais |
| | | D-2 | Agências bancárias | Agências bancárias e assemelhados |
| | | D-3 | Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I) | Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos, chaveiros |
| E | Educativa e cultura física | E-1 | Escolas em geral | Escola de primeiro, segundo e terceiro grau |
| | | E-2 | Escolas especiais | Escolas de artes e artesanato, de línguas |
| | | E-3 | Espaço para cultura física | Locais de ensino e prática de artes marciais |
| | | E-4 | Centros de treinamento profissional | Escolas profissionais em geral |
| | | E-5 | Pré-escolas | Creches, escolas maternas |
| | | E-6 | Escolas para portadores de deficiências | Escolas para excepcionais, deficientes |
| F | Locais de reunião pública | F-1 | Locais onde há objetivos de valor estimável | Museus, centros de documentos históricos |
| | | F-2 | Templos e auditórios | Igrejas, sinagogas, templos, auditórios |
| | | F-3 | Centros esportivos | Estádios, ginásios, piscinas cobertas |
| | | F-4 | Estações e terminais de passageiros | Estação rododiferroviárias, aeroportos |
| | | F-5 | Locais de produção e apresentação de artes cênicas | Teatros em geral, cinemas, óperas |
| | | F-6 | Clubes sociais | Boates de clubes noturno em geral |
| | | F-7 | Construções provisórias | Circos e assemelhados |
| | | F-8 | Locais para refeições | Restaurantes, lanchonetes, bares, cafés |
| G | Serviços automotivos | G-1 | Garagens sem acesso de público e sem abastecimento | Garagens automáticas |
| | | G-2 | Garagens com acesso de público e sem abastecimento | Garagens coletivas sem automação |

| Tabela Anexo A.1 (conclusão) | | | | |
|------------------------------|---|-----|--|--|
| G | Serviços automotivos | G-3 | Locais dotados de abastecimento de combustível | Postos de abastecimento e serviço |
| | | G-4 | Serviços de conservação, manutenção e reparos | Postos de serviço sem abastecimento |
| | | G-5 | Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral | Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias |
| H | Serviços de saúde e institucionais | H-1 | Hospitais veterinários e assemelhados | Hospitais, clínicas e consultórios |
| | | H-2 | Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais | Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, reformatórios sem celas e outros |
| | | H-3 | Hospitais e assemelhados | Hospitais, casa de saúde, prontos-socorros |
| | | H-4 | Prédios e instalações vinculadas às forças armadas, policia civil e militar | Quartéis, centrais de polícia, delegacia distritais, postos de policiais e outros |
| | | H-5 | Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições | Hospitais psiquiátricos, reformatórios |
| I | Industrial, comercial de médio e alto risco | I-1 | Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados ou depositados apresentem médio potencial de incêndio | Locais onde a carga de incêndio não atinja 1200 MJ/m ² - ver tabela C.1. |
| | | I-2 | Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio | Locais onde a carga de incêndio ultrapassa 1200MJ/m ² - ver tabela C.1. |
| J | Depósitos | J-1 | Depósitos de baixo risco de incêndio | Depósitos sem risco de incêndio expressivo |
| | | J-2 | Depósitos de médio e alto risco de incêndio | Depósitos o com risco de incêndio maior |

Fonte: ABNT NBR 14432:2001.

ANEXO B – VALORES DE CARGAS DE INCÊNDIO ESPECÍFICAS

Tabela Anexo B. 1 - Valores das cargas de incêndio específicas*

| Ocupação | Descrição | Divisão | Carga de incêndio (qfi) MJ/m ² | |
|------------------------|--|----------------------|--|------|
| Residencial | Alojamentos estudantis | A-1 | 300 | |
| | Apartamentos | A-2 | 300 | |
| | Casas terras ou sobrados | A-3 | 300 | |
| | Pensionatos | A-4 | 300 | |
| Serviços de hospedagem | Hotéis | B-1 | 500 | |
| | Motéis | B-1 | 500 | |
| | Apert-hotéis | B-2 | 300 | |
| Comercial Varejista | Açougues | C-1/C-2 | 40 | |
| | Antiquidades | C-1/C-2 | 700 | |
| | Aparelhos domésticos | C-1/C-2 | 500 | |
| | Artigos de bijuteria, metal ou vidro | C-1/C-2 | 300 | |
| | Artigos de couro, borracha, esportivos | C-1/C-2 | 800 | |
| | Automóveis | C-1/C-2 | 200 | |
| | Bebidas destiladas | C-1/C-2 | 700 | |
| | Brinquedos | C-1/C-2 | 500 | |
| | Cabeleireiro | C-1/C-2 | 300 | |
| | Calçados | C-1/C-2 | 500 | |
| | Drogarias (incluindo depósitos) | C-1/C-2 | 1000 | |
| | Ferragens | C-1/C-2 | 300 | |
| | Floricultura | C-1/C-2 | 80 | |
| | Galeria de quadros | C-1/C-2 | 200 | |
| | Livrarias | C-1/C-2 | 1000 | |
| | Lojas de departamento ou centro de compras | C-2 | 600 | |
| | Máquinas de costura ou de escritório | C-1/C-2 | 300 | |
| | Materiais fotográficos | C-1/C-2 | 300 | |
| | Móveis | C-1/C-2 | 300 | |
| | Papelarias | C-1/C-2 | 500 | |
| | Perfumarias | C-1/C-2 | 700 | |
| | Produtos têxteis | C-1/C-2 | 400 | |
| | Relojoarias | C-1/C-2 | 600 | |
| | Supermercado | C-1/C-2 | 300 | |
| | Tapetes | C-2 | 400 | |
| | Tintas | C-1/C-2 | 800 | |
| | Verduras | C-1/C-2 | 1000 | |
| | Vinhos | C-1/C-2 | 200 | |
| | Vulcanização | C-1/C-2 | 200 | |
| | | | C-1/C-2 | 1000 |
| | Serviços profissionais, pessoas e técnicos | Agências bancárias | D-2 | 300 |
| | | Agências de correios | D-1 | 400 |
| Centrais telefônicas | | D-1 | 100 | |

| Tabela Anexo B.1 (continuação) | | | |
|--|---|-------------|------|
| Serviços profissionais, pessoas e técnicos | Consultórios médicos ou odontológicos | D-1 | 200 |
| | Copiadora | D-3 | 400 |
| | Encadernadoras | D-3 | 1000 |
| | Escritórios | D-1 | 700 |
| | Estúdios de rádio ou de televisão ou de fotografia | D-1 | 300 |
| | Lavanderias | D-1 | 300 |
| | Oficinas elétricas | D-3 | 600 |
| | Oficinas hidráulicas ou mecânicas | D-3 | 200 |
| | Pinturas | D-3 | 500 |
| | Processamentos de dados | D-1 | 400 |
| Educativa e cultura física | Academias | E-3 | 300 |
| | Creches | E-5 | 400 |
| | Escolas | E-1/E-2/E-3 | 300 |
| Locais de reunião pública | Bibliotecas | F-1 | 2000 |
| | Cinemas ou teatros | F-5 | 600 |
| | Igrejas | F-2 | 200 |
| | Museus | F-1 | 300 |
| | Restaurantes | F-8 | 300 |
| Serviços automotivos | Estacionamentos | G-1/G-2 | 200 |
| | Oficinas de conserto de veículos | G-4 | 300 |
| Serviços de saúde e institucionais | Asilos | H-2 | 350 |
| | Hospitais | H-1 | 300 |
| Industrial | Aparelhos eletroeletrônicos, fotográficos, ópticos | I-1 | 300 |
| | Acessórios para automóveis | I-1 | 300 |
| | Acetileno | I-1 | 700 |
| | Artigos de borracha, cortiça, couro, feltro, espuma | I-1 | 600 |
| | Artigos de argila, cerâmica ou porcelanas | I-1 | 200 |
| | Artigos de bijuteria | I-1 | 200 |
| | Artigos de cera | I-1 | 1000 |
| | Artigos de gesso | I-1 | 80 |
| | Artigos de mármore | I-1 | 40 |
| | Artigos de pele | I-1 | 500 |
| | Artigos de plásticos em geral | I-1 | 1000 |
| | Artigos de tabaco | I-1 | 200 |
| | Artigos de vidro | I-1 | 700 |
| | Automotiva e autopeças (exceto pintura) | I-1 | 300 |
| | Automotiva e autopeças (pintura) | I-1 | 500 |
| | Aviões | I-1 | 600 |
| | Balanças | I-1 | 300 |
| | Baterias | I-1 | 800 |

| | | | |
|-----------------------|---|-----|------|
| Industrial | Bebidas destiladas | I-1 | 500 |
| | Bebidas não alcoólicas | I-1 | 80 |
| | Bicicletas | I-1 | 200 |
| | Brinquedos | I-1 | 500 |
| | Café (inclusive torrefação) | I-1 | 400 |
| | Caixotes, barris ou pallets de madeira | I-1 | 1000 |
| | Calçados | I-1 | 600 |
| | Carpintarias, marcenarias | I-1 | 800 |
| | Cerais | I-2 | 1700 |
| | Cervejarias | I-1 | 80 |
| | Chapas de aglomerado ou compensado | I-1 | 300 |
| | Chocolate | I-1 | 400 |
| | Cimento | I-1 | 40 |
| | Cobertores, atapetes | I-1 | 600 |
| | Colas | I-1 | 800 |
| | Colchões (exceto espuma) | I-1 | 500 |
| | Condimentos, conservas | I-1 | 40 |
| | Confeitarias | I-1 | 400 |
| | Congelados | I-1 | 800 |
| | Couro sintético | I-1 | 1000 |
| | Defumados | I-1 | 200 |
| | Discos de música | I-1 | 600 |
| | Doces | I-1 | 800 |
| | Espumas | I-2 | 3000 |
| | Farinhas | I-2 | 2000 |
| | Feltros | I-1 | 600 |
| | Fermentos | I-1 | 800 |
| | Fiações | I-1 | 600 |
| | Fibras sintéticas | I-1 | 300 |
| | Fios elétricos | I-1 | 300 |
| | Flores artificiais | I-1 | 300 |
| | Fornos de secagem com grade de madeira | I-1 | 1000 |
| | Fundições de metal | I-1 | 40 |
| | Galpões de secagem com grade de madeira | I-1 | 400 |
| | Geladeiras | I-1 | 1000 |
| | Gelatinas | I-1 | 800 |
| | Gesso | I-1 | 80 |
| | Gorduras comestíveis | I-1 | 1000 |
| | Gráficas (empacotamento) | I-2 | 2000 |
| | Gráficas (produção) | I-1 | 400 |
| Guarda-chuvas | I-1 | 300 | |
| Hangares | I-1 | 200 | |
| Instrumentos musicais | I-1 | 600 | |

Tabela Anexo B.1 (continuação)

| | | | |
|------------|--|------|------|
| Industrial | Janelas e portas de madeira | I-1 | 800 |
| | Joias | I-1 | 200 |
| | Laboratórios farmacêuticos | I-1 | 300 |
| | Laboratórios químicos | I-1 | 500 |
| | Lápis | I-1 | 600 |
| | Lâmpadas | I-1 | 40 |
| | Laticínios | I-1 | 200 |
| | Malharias | I-1 | 300 |
| | Máquinas de lavar, de costura ou de escritório | I-1 | 300 |
| | Massas alimentícias | I-1 | 1000 |
| | Mastiques | I-1 | 1000 |
| | Materiais sintéticos ou plásticos | I-2 | 2000 |
| | Metalurgia | I-1 | 200 |
| | Montagens de automóveis | I-1 | 300 |
| | Motocicletas | I-1 | 300 |
| | Motores elétricos | I-1 | 300 |
| | Móveis | I-1 | 600 |
| | Óleos comestíveis | I-1 | 1000 |
| | Padarias | I-1 | 1000 |
| | Papéis (acabamento) | I-1 | 500 |
| | Papéis (preparo da celulose) | I-1 | 80 |
| | Papéis (processamento) | I-1 | 800 |
| | Papelões betuminados | I-2 | 2000 |
| | Papelões ondulados | I-1 | 800 |
| | Pedras | I-1 | 40 |
| | Perfumes | I-1 | 300 |
| | Pneus | I-1 | 700 |
| | Produtos adesivos | I-1 | 1000 |
| | Produtos de adubo químico | I-1 | 200 |
| | Produtos alimentícios (expedição) | I-1 | 1000 |
| | Produtos com ácido acético | I-1 | 200 |
| | Produtos com ácido carbônico | I-1 | 40 |
| | Produtos com ácido inorgânico | I-1 | 80 |
| | Produtos com albumina | I-2 | 2000 |
| | Produtos com alcatrão | I-1 | 800 |
| | Produtos com amido | I-2 | 2000 |
| | Produtos com soda | I-1 | 40 |
| | Produtos de limpeza | I-1 | 2000 |
| | Produtos graxos | I-1 | 1000 |
| | Produtos refratários | I-1 | 200 |
| Rações | I-2 | 2000 | |
| Relógios | I-1 | 300 | |
| Resinas | I-2 | 3000 | |

Tabela Anexo B.1 (conclusão)

| | | | |
|------------|------------------------|-----|------|
| Industrial | Roupas | I-1 | 500 |
| | Sabões | I-1 | 300 |
| | Sacos de papel | I-1 | 800 |
| | Sacos de juta | I-1 | 500 |
| | Sorvetes | I-1 | 80 |
| | Sucos de fruta | I-1 | 200 |
| | Têxteis em geral | I-1 | 700 |
| | Tintas e solventes | I-2 | 4000 |
| | Tintas látex | I-1 | 800 |
| | Tintas não-inflamáveis | I-1 | 200 |
| | Transformadores | I-1 | 200 |
| | Tratamento de madeira | I-2 | 3000 |
| | Tratores | I-1 | 300 |
| | Vagões | I-1 | 200 |
| | Vassouras ou escovas | I-1 | 700 |
| | Velas | I-1 | 1000 |
| | Verduras desidratadas | I-1 | 1000 |
| | Vidros ou espelhos | I-1 | 200 |
| | Vinagres | I-1 | 80 |

Fonte: ABNT NBR 14432:2001.

*Ocupações que não constam na tabela C.1 devem ter os valores de carga de incêndio específica determinados por similaridade. Para a determinação da carga de incêndio específica de depósitos aplica-se o método descrito na própria ABNT NBR 14432:2001, anexo C, página 13.

ANEXO C – EDIFICAÇÕES ISENTAS DE ANÁLISE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) devem ser determinados conforme anexo D, estão isentas dos requisitos de resistência ao fogo estabelecidos na norma ABNT NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento, as edificações:

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

ANEXO D – TEMPOS REQUERIDOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO, EM MINUTOS

Tabela Anexo D. 1 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos

| Grupo | Ocupação/uso | Divisão | Profundidade do subsolo | | Altura da edificação | | | | |
|-------|---|--|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------|
| | | | Classe S2 $H_s > 10m$ | Classe S1 $H_s \leq 10m$ | Classe P1 $H \leq 6m$ | Classe P2 $6m \leq H \leq 12m$ | Classe P3 $12m \leq H \leq 23m$ | Classe P4 $23m \leq H \leq 30m$ | Classe P5 $H > 30m$ |
| A | Residencial | A-1 a A-3 | 90 | 60 (30) | 30 | 30 | 60 | 90 | 120 |
| B | Serviços de hospedagem | B-1 a B-2 | 90 | 60 | 30 | 60 (30) | 60 | 90 | 120 |
| C | Comercial varejista | C-1 a C-3 | 90 | 60 | 60 (30) | 60 (30) | 60 | 90 | 120 |
| D | Serviços profissionais, pessoais e técnicos | D-1 a D-3 | 90 | 60 (30) | 30 | 60 (30) | 60 | 90 | 120 |
| E | Educacional e cultura física | E-1 a E-6 | 90 | 60 (30) | 30 | 30 | 60 | 90 | 120 |
| F | Locais de reunião de público | F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8 | 90 | 60 | 60 (30) | 60 | 60 | 90 | 120 |
| G | Serviços automotivos | G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5 | 90 | 60 (30) | 60 (30) | 60 (30) | 60 | 90 | 120 |
| | | G-1 e G-2 abertos lateralmente | 90 | 60 (30) | 30 | 30 | 30 | 30 | 60 |
| H | Serviços de saúde e institucionais | H-1 a H-5 | 90 | 60 | 60 | 60 | 60 | 90 | 120 |
| I | Industrial | I-1 | 90 | 60 (30) | 30 | 30 | 60 | 90 | 120 |
| | | I-2 | 120 | 90 | 60 (30) | 60 (30) | 90 (60) | 120 (90) | 120 |
| J | Depósitos | J-1 | 90 | 60 (30) | 30 | 30 | 30 | 30 | 60 |
| | | J-2 | 120 | 90 | 60 | 60 | 90 (60) | 120 (90) | 120 |

Fonte: ABNT NBR 14432:2001.

* Os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolo nos quais a área bruta de cada pavimento seja menor ou igual a 500m² e em edificações nas quais cada pavimento acima do solo tenha área menor ou igual a 750m².