



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO –
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



**“COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PLANOS MÚLTIPLOS, ENGASTADOS
NAS BASES E ROTULADOS NO TOPO DOS PILARES EXTREMOS EM
INCÊNDIO”**

AUTOR: JEAN CARLOS RAMOS

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouveia

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências da Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto, dezembro de 2009

R175c Ramos, Jean Carlos.
Comportamento de pórticos planos múltiplos, engastados nas bases e rotulados no topo dos pilares extremos em incêndio [manuscrito] / Jean Carlos Ramos. - 2009.

133 f.: il., color.; graf.; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouveia.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

Área de concentração: Construção Metálica.

1. Edifícios - Teses. 2. Prevenção de incêndio - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título.

CDU: 699.81

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

“COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PLANOS MÚLTIPLOS, ENGASTADO NAS BASES E ROTULADOS NO TOPO DOS PILARES EXTREMOS EM INCÊNDIO”

AUTOR: JEAN CARLOS RAMOS

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 18 de dezembro de 2009, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros

Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia (Orientador / UFOP)

Aos meus pais e familiares, fundamentais em minha existência
A minha amada Melina, sempre presente.

AGRADECIMENTOS

Ao Bom Senhor, que com Sua infinita bondade permitiu mais esta conquista.

Aos meus pais Antonio Carlos e Maria Inês, aos irmãos Fernando e Maria Laura; aos avós João Ramos, Alair e Aparecida, que sempre me apoiaram e nunca deixaram de acreditar em mim.

Minha amada Melina, minha gatinha, pessoa fundamental. Agradeço à paciência e por dividir comigo os momentos de alegria e de tristeza. Obrigado por você existir.

Meus tios, tias, primos e primas que contribuíram e apoiaram.

À Minha Sogra (Vírginia), ao Vicente e família, os quais me aceitaram como um dos seus filhos me guiando e apoiando.

Ao meu orientador Claret, excelentíssimo mestre, exemplo de pessoa que nunca se negou em nos instruir e dividir conhecimento.

Aos professores do Propec, pelos ensinamentos e orientações.

Ao Eng. Paulo Melo (*in memoriam*), profissional competente e bom amigo, com quem sempre pude contar.

Aos Calamitosos e as Maktubianas, amigos de muitas vitórias e que sempre serão lembrados.

Aos amigos do mestrado, em especial Cláudio, Juliano e Carlos Eduardo, com os quais dividi muito tempo de trabalho na “Salinha do Poder”.

A Róvia, pela gentileza e atenção sempre oferecidas.

A Fundação Gorceix pelo apoio financeiro.

RESUMO

Neste trabalho, é apresentado um método de análise do comportamento de grandes edifícios horizontais em incêndio. Os requisitos das autoridades oficiais que tratam da segurança contra incêndio geralmente são orientados para evitar o “puxamento” da estrutura de fechamento lateral para dentro da edificação de modo a evitar uma possível obstrução das vias de escape. A análise 3D por elementos finitos do edifício inteiro é impraticável para a rotina dos escritórios de projeto, em face do grande número de graus de nós, principalmente na estrutura de cobertura. O método proposto consiste na superposição de duas análises parciais 2D, a determinação da distribuição de temperaturas na seção transversal de um pilar exposto a um ambiente correspondente ao incêndio-padrão e na determinação da resposta estrutural do elemento, sempre com o emprego do Método de Elementos Finitos. Conforme o cenário de incêndio adotado, sendo os deslocamentos finais da estrutura de fechamento avaliados contra os critérios de colapso em incêndio. Um estudo de caso é apresentado em que se verifica que os pilares da estrutura de fechamento lateral se deslocam “para fora”, cumprindo automaticamente o requisito de segurança.

Palavras-chave: Grandes edifícios horizontais, Segurança em incêndio, Fechamento lateral.

ABSTRACT

In this work, a method to analyze the fire behavior of large horizontal buildings structures is presented. Official fire safety requirements applied to large horizontal buildings generally are oriented to avoid “pulling in” of lateral cladding walls and structural bars in such a way that a escape route could be obstructed. 3D finite element analyses of entire large horizontal buildings are impracticable for designing offices due to the large number of degrees of freedom, most of them to be found in the roof’s structure. The proposed method consists on the superposition of two 2D partial analyses in order to determine the temperature distribution on the cross section of a column exposed to a standard fire-like environment and to determine the structural response of the element. These analyzes where performed through the Finite Element Method according to the fire scenario adopted, being the final displacements evaluated against collapse criteria in fire. A case study is presented in which it is verified that the displacements of cladding posts are outward automatically accomplishing fire safety requirements for diverse fire exposure conditions of the transversal frame’s external beam.

Keywords: *Large horizontal buildings, Fire safety requirements, Lateral cladding system.*

ÍNDICE

CAPITULO 1	16
1 – INTRODUÇÃO	16
1.1 – APRESENTAÇÃO.....	16
1.2 – OBJETIVOS.....	18
1.3 – JUSTIFICATIVAS	18
1.4 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
1.4.1 – HISTÓRICO DAS NORMAS DE INCÊNDIO	20
1.4.2 – CONSIDERAÇÕES GERAIS	21
CAPITULO 2	24
2 – DIMENSIONAMENTO DO GRANDE EDIFÍCIO HORIZONTAL.....	24
2.1 – EQUAÇÃO DA RESISTÊNCIA	24
2.2 – EQUAÇÃO DA ESTABILIDADE	25
2.3 – ESFORÇOS DEVIDO À AÇÃO DO VENTO.....	26
2.3.1 – VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (V_0)	26
2.3.2 – FATOR TOPOGRÁFICO (S_1).....	27
2.3.3 – RUGOSIDADE DO TERRENO, DIMENSÕES DA EDIFICAÇÃO E ALTURA SOBRE O TERRENO: FATOR (S_2).....	29
2.3.3.1 – RUGOSIDADE DO TERRENO	29
2.3.3.2 – DIMENSÕES DA EDIFICAÇÃO.....	29
2.3.3.3 – ALTURA SOBRE O TERRENO.....	30
2.3.3.4 – FATOR ESTATÍSTICO S_3	31
2.4 – COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS.....	31
CAPITULO 3	33
3 – ASPECTOS CONSTRUTIVOS DOS GRANDES EDIFÍCIOS HORIZONTAIS..	33
3.1 – INTRODUÇÃO.....	33
3.2 – LIGAÇÕES	33
3.2.1 – LIGAÇÃO SOLDADA.....	33

3.2.2 – LIGAÇÕES PARAFUSADAS	34
3.2.3 – TIPO DE LIGAÇÕES.....	35
3.3 – LIMPEZA E PROTEÇÃO DAS ESTRUTURAS	41
3.3.1 – LIMPEZA.....	41
3.3.2 – PINTURA.....	42
3.4 – MONTAGEM	44
CAPITULO 4	45
4 – PROTEÇÕES CONTRA INCÊNDIO	45
4.1 – INTRODUÇÃO.....	45
4.2 – MATERIAIS DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO (PROTEÇÃO PASSIVA)	45
4.3 – PROPRIEDADES FÍSICAS E TÉRMICAS DOS MATERIAIS DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO	46
4.4 – TRANSMISSÃO DE CALOR EM MATERIAIS SÓLIDOS	49
4.5 – DESCRIÇÕES DE ALGUNS MATERIAIS DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO	52
4.5.1 – ARGAMASSAS PROJETADAS.....	52
4.5.2 – TINTAS INTUMESCENTES	53
4.5.3 – MANTAS.....	55
4.5.4 – PAINÉIS DE MATERIAIS FIBROSOS	57
4.5.5 – PLACAS DE GESSO ACARTONADO	59
4.5.6 – ARGAMASSA DE VERMICULITA	59
CAPITULO 5	61
5 – MÉTODO PROPOSTO	61
5.1 – TASEF	61
5.1.1 – DISCRETIZAÇÃO TRANSVERSAL DOS PERFIS EM ELEMENTOS FINITOS	62
5.2 – O VULCAN	66
CAPITULO 6	72

6 – ESTUDO DE CASO	72
6.1 – ESTRUTURA ANALISADA	72
6.1.2 – SISTEMA DE FECHAMENTO	75
6.2 – REGIMES DE PROTEÇÃO PARCIAL	84
6.2.1. REGIME SEM PROTEÇÃO	85
6.2.2 – REGIME COM PROTEÇÃO DE 15 MILÍMETROS.....	91
6.2.2.1 – REGIME COM PROTEÇÃO DOS PILARES EXTERNOS	92
6.2.2.2 – REGIME COM PROTEÇÃO DOS PILARES EXTERNOS E INTERNOS	97
6.2.2.3 – REGIME COM PROTEÇÃO DOS PILARES EXTERNOS E VIGA	103
6.3 – COMPORTAMENTO DO SISTEMA DE FECHAMENTO LATERAL.....	108
6.3.1 – COMPORTAMENTO FECHAMENTO LATERAL COM PÓRTICO PRINCIPAL SEM PROTEÇÃO.....	111
6.3.2 – COMPORTAMENTO FECHAMENTO LATERAL COM PÓRTICO PRINCIPAL COM PROTEÇÃO.....	112
6.3.2.1 – PILARES EXTERNOS PROTEGIDOS.....	113
6.3.2.2 – PILARES EXTERNOS E INTERNOS PROTEGIDOS	115
6.3.2.3 – PILARES EXTERNOS E VIGA PROTEGIDOS.....	117
6.3.3 – ANÁLISE DA TELHA CONSTITUINTE DO FECHAMENTO LATERAL	119
6.3.3.1 – COMPORTAMENTO DA TELHA COM PÓRTICO PRINCIPAL DESPROTEGIDO.....	120
6.3.3.2 – COMPORTAMENTO DA TELHA COM PÓRTICO PRINCIPAL PROTEGIDO.....	122
CAPITULO 7	127
7 – CONCLUSÃO E SUGESTÕES	127
7.1 – CONCLUSÃO.....	127
7.2 – SUGESTÕES	129
BIBLIOGRAFIA	130

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 – Medidas de proteção requeridas para edifícios térreos.	19
Tabela 2.1 – Fator S_2	30
Tabela 2.2 – valores mínimos do fator estatístico S_3	31
Tabela 4.1 – Valores médios para a massa específica, condutividade térmica e calor específico de alguns materiais utilizados como proteção contra incêndio em estruturas metálicas (NEVES,1994; MARTINS, 2000).	48
Tabela 5.1 – Compatibilização de Nós do TASEF e VULCAN.	66
Tabela 6.1 – Dimensões dos perfis.	74
Tabela 6.2 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x76, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.	86
Tabela 6.3 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x62, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.	87
Tabela 6.4 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 500x73, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.	88
Tabela 6.5 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x76, com proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.	93
Tabela 6.6 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x62, com proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.	98
Tabela 6.7 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 500x73, com proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Isopletas da velocidade básica do vento, V_0 (m/s).....	27
Figura 2.2 – Fator topográfico $S_1(z)$	28
Figura 3.1 – Ligações viga-viga.	36
Figura 3.2 – Ligações vigas com pilares parafusadas.....	37
Figura 3.3 – Base engastada.	40
Figura 4.1 – (a) Proteção tipo contorno e (b) Proteção tipo caixa, aplicados à uma viga I sobreposta por laje de concreto.	46
Figura 4.2 – Variação do calor específico do gesso com o aumento da temperatura (NEVES, 1994).....	49
Figura 4.3 – Variação da condutividade térmica de um tijolo cerâmico com o aumento da temperatura (NEVES, 1994).....	50
Figura 4.4 – Argamassa projetada (COSTA, 2001).....	53
Figura 4.5 – Tinta Intumescente, (COSTA, 2001)	54
Figura 4.6 – Expansão volumétrica em situação de incêndio em um perfil de aço protegido (fonte: Dowling, 2003).	55
Figura 4.7 – Viga metálica protegida com manta cerâmica (COSTA, 2001).....	56
Figura 4.9 – Placa Cerâmica, (COSTA, 2001).....	58
Figura 4.10 – Vigas de aço revestidas com argamassa de vermiculita, por meio de “spray” (COSTA, 2001).....	60
Figura 5.1 – Determinação da Emissividade.....	63
Figura 5.2 – Emissividade Simplificada.	64
Figura 5.3 – Discretização em Elementos Finitos do Perfil I – sem proteção.	65
Figura 5.4 – Malha da Seção Transversal do Elemento Utilizado pelo VULCAN.....	66
Figura 5.5 – Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais, (BAILEY, 1995).	68
Figura 5.6 – Elemento de placa do VULCAN.	69
Figura 5.7 – Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais, (BAILEY, 1995).	69
Figura 5.8 – Método de Newton-Raphson modificado.....	70
Figura 5.9 – Malha da seção transversal com os pontos nodais.....	71
Figura 6.1 – Edifício horizontal típico.	73
Figura 6.2 – Dimensões e vinculações do pórtico principal em metros.	73
Figura 6.3 – seção transversal dos perfis do pórtico principal.	74

Figura 6.4 – Perfis que montam a estrutura do pórtico principal.	74
Figura 6.5 – Malha de nó para introdução no software Vulcan.	75
Figura 6.6 – Carregamento combinados atuantes no pórtico principal.	75
Figura 6.7 – Vista de parte da estrutura de fechamento lateral dimensões em milímetros.	76
Figura 6.8 – Fixação das terças em pilares metálicos (Fonte: catálogo Medabil).....	77
Figura 6.9 – Dimensões perfil “Z” dobrado a frio enrijecido 172 Z 17 (Norma AISI)..	78
Figura 6.10 – Dimensões das chapas de aço em milímetros (fonte: catálogo Perfilor – ArcelorMittal).....	78
Figura 6.11 – Detalhe de fixação da telha (Fonte: Medabil).....	84
Figura 6.12 – Cenário de incêndio (vista em planta).....	85
Figura 6.13 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x76 – sem proteção.	86
Figura 6.14 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x62 – sem proteção.	87
Figura 6.15 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 500x73 – sem proteção.	88
Figura 6.16 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar externo sem proteção. .	89
Figura 6.17 – Deslocamentos do nó referente ao topo do pilar externo sem proteção. .	90
Figura 6.18 – Deslocamentos do nó referente ao meio da viga no primeiro tramo sem proteção.	91
Figura 6.19 - Discretização em Elementos Finitos do Perfil CS 300X62, Com Proteção Parcial.....	92
Figura 6.20 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x76 – com proteção.	93
Figura 6.21 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar externo com proteção no pilar externo.....	94
Figura 6.22 – Deslocamentos do nó referente ao topo do pilar externo com proteção no pilar externo.....	95
Figura 6.23 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar central com proteção no pilar externo.....	96
Figura 6.24 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar central com proteção no pilar externo.....	96
Figura 6.25 – Deslocamentos do nó referente ao meio da viga no primeiro tramo com proteção no pilar externo.....	97

Figura 6.26 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x62 – com proteção.	99
Figura 6.27 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar externo com proteção nos pilares externos e internos.	100
Figura 6.28 – Deslocamentos do nó referente ao topo do pilar externo com proteção nos pilares externos e internos.	100
Figura 6.29 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar interno com proteção nos pilares externos e internos.	101
Figura 6.30 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar interno com proteção nos pilares externos e internos.	102
Figura 6.31 – Deslocamentos do nó referente ao meio da viga no primeiro tramo com proteção no pilar externo e interno.	103
Figura 6.32 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 500x73 – com proteção.	104
Figura 6.33 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar externo com proteção nos pilares externos e viga.	105
Figura 6.34 – Deslocamentos do nó referente ao topo do pilar externo com proteção nos pilares externos e viga.	106
Figura 6.35 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar interno com proteção nos pilares externos e viga.	107
Figura 6.36 – Deslocamentos do nó referente ao topo do pilar interno com proteção nos pilares externos e viga.	107
Figura 6.37 – Deslocamentos do nó referente ao meio da viga no primeiro tramo com proteção no pilar externo e viga.	108
Figura 6.38 - Vista isométrica da malha de elementos finitos utilizada pelo SAP 2000.	110
Figura 6.39 – Deslocamentos horizontais no meio do tapamento lateral sem proteção.	111
Figura 6.40 – Deslocamentos horizontais no topo do tapamento lateral sem proteção.	112
Figura 6.41 – Deslocamentos horizontais no meio do tapamento lateral com proteção no pilar mais externo do pórtico principal.	114
Figura 6.42 – Deslocamentos horizontais no topo do tapamento lateral com proteção no pilar mais externo do pórtico principal.	115
Figura 6.43 – Deslocamentos horizontais no meio do tapamento lateral com proteção nos pilares externos e internos do pórtico principal.	116

Figura 6.44 – Deslocamentos horizontais no topo do tapamento lateral com proteção nos pilares externos e internos do pórtico principal.....	117
Figura 6.45 – Deslocamentos horizontais no meio do tapamento lateral com proteção no pilar mais externo e viga transversal do pórtico principal.	118
Figura 6.46 – Deslocamentos horizontais no topo do tapamento lateral com proteção no pilar mais externo e viga transversal do pórtico principal.	119
Figura 6.47 – Rasgamento da telha do tapamento lateral com pórtico principal desprotegido.	121
Figura 6.48 – Esmagamento da telha do tapamento lateral com pórtico principal desprotegido.	121
Figura 6.49 – Rasgamento da telha do tapamento lateral com pilar externo do pórtico principal protegido.	122
Figura 6.50 – Esmagamento da telha do tapamento lateral com pilar externo do pórtico principal protegido.	123
Figura 6.51 – Esmagamento da telha do tapamento lateral com pilar externo e interno do pórtico principal protegido.	124
Figura 6.52 – Rasgamento da telha do tapamento lateral com pilar externo e interno do pórtico principal protegido.	124
Figura 6.53 – Rasgamento da telha do tapamento lateral com pilar externo e viga transversal do pórtico principal protegido.....	125
Figura 6.54 – Rasgamento da telha do tapamento lateral com pilar externo e interno do pórtico principal protegido.	126

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – APRESENTAÇÃO

Desde os primórdios da humanidade o homem vem aperfeiçoando suas ferramentas e elementos construtivos, inicialmente com madeira e pedra, elementos básicos da construção até século XVIII, ao lado da argila e pozolana. Posteriormente, com o avanço industrial, começaram a aparecer estruturas em ferro (além de esquadrias e peças estéticas), e com o melhor aperfeiçoamento da técnica de construir apareceu o aço, que teve sua primeira experiência como material de construção nos silos das plantações de algodão da Inglaterra.

No Brasil, a utilização de estruturas metálicas na construção civil vem sendo cada vez mais freqüente nas últimas décadas, o que trás a necessidade de um grande número de pesquisas nesse ramo.

Os avanços nos estudos para melhorar o dimensionamento e a redução de custos envolvendo uma estrutura metálica, estão fazendo com que ela seja cada vez mais utilizada nas construções comerciais e residenciais, promovendo uma maior competitividade com outros métodos construtivos. E entre as questões que envolvem este tipo de aplicação do aço, destaca-se a segurança destas edificações quando em situação de incêndio.

Regulamentações contra incêndios vêm aparecendo no Brasil desde a década de setenta e entre os anos de 1999 e 2000 surgiram as normas de estruturas em situação de incêndio, NBR-14323:1999 – “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento” e NBR 14432:2001 – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimentos”, que atualmente vigoram no país verificando a obrigatoriedade da utilização de proteção passiva nas estruturas metálicas. Com as normas, houve um aumento no custo deste tipo de construção, pois o emprego desta proteção pode variar de 15% a 30% do valor da estrutura, o que em muitos casos inviabiliza a obra.

No Reino Unido as edificações em aço correspondem a 70% das construções, nos Estados Unidos o aço está em 50% das edificações, enquanto no Brasil este percentual corresponde a apenas 5%.

Os estados brasileiros onde mais se constrói em aço são São Paulo e Rio de Janeiro, sendo responsáveis por cerca de 60% do consumo do aço brasileiro.

O maior consumo de aço no Brasil esta no setor industrial, onde se verifica o maior potencial para crescimento. O consumo per capita de aço é de 100 kg/habitante há mais de vinte anos no Brasil, muito aquém do observado nas economias desenvolvidas, onde os níveis são superiores a 400 kg/habitante (Revista Brasileira do Aço - 15 Maio / 15 Junho 2007).

Este trabalho busca estudar o comportamento de pórticos planos biengastado nas bases dos pilares externos e rotulados nos apoios internos da viga transversal, buscando conhecer o comportamento das paredes de vedação lateral em face dos deslocamentos “para fora” e “para dentro” verificados nas diferentes fases de desenvolvimento do incêndio e indicar meios de reduzir a necessidade de proteção passiva estrutural, visando um melhor desempenho na relação do custo da estrutura/ custo da proteção.

A escolha deste tipo de estrutura para ser estudada se deve ao fato de se estimar que 82% do total de aço produzido no Brasil, visando o mercado da construção civil, seja aplicado na construção de edifícios horizontais (supermercados, galpões industriais, depósitos, etc), o uso residencial fica com 1% e o restante em outros tipos de obras. Percebe-se assim, que os galpões industriais têm grande importância quando se fala em consumo de aço na construção civil.

Dentre as edificações em aço, os grandes edifícios horizontais representam a maior parcela destas construções. Esses edifícios são freqüentemente utilizados por indústrias, supermercados e centros de depósitos. Grandes edifícios horizontais são caracterizados por áreas de piso que variam de 10 a 60 mil metros quadrados com alturas de cumeeiras entre 8 e 20 metros; são comumente construídos na periferia, em face dos altos custos dos lotes de terrenos nos centros urbanos; as construções costumam ser centradas em grandes lotes com afastamentos seguros das divisas e freqüentemente são térreos, com grandes alturas e compartimentados, o que ajuda em uma eventual intervenção em uma

situação de incêndio, pois dificulta a generalização do incêndio por todo o edifício. Os vãos típicos dessas construções variam entre 15 e 30 metros e seus pórticos principais ficam afastados um do outro de 10 a 15 metros.

1.2 – OBJETIVOS

Em contribuição para o melhor desenvolvimento das edificações em aço, esta pesquisa tem como objetivos:

- Investigar o comportamento da estrutura do sistema de fechamento lateral dos grandes edifícios horizontais expostos a uma situação de incêndio;
- Investigar a interação entre a estrutura principal dos grandes edifícios horizontais e a estrutura do sistema de fechamento lateral em situação de incêndio;
- Estabelecer diretrizes para a utilização do sistema de fechamento lateral dos grandes edifícios horizontais em situação de incêndio.

1.3 – JUSTIFICATIVAS

Proteger um galpão é uma atividade que exige muito do profissional, pois suas barras são constituídas de perfis de fator com massividade muito alta, seu aquecimento é muito rápido e sua resistência ao fogo é reduzida. Assim, uma proteção passiva para estas estruturas para tempos de incêndio de 30 ou 60 minutos pode inviabilizar a obra.

Para o caso dos grandes edifícios horizontais, as regulamentações oficiais estabelecem requisitos de resistência ao fogo em função da altura do piso mais elevado, da ocupação, da área de piso e das medidas de proteção passivas existentes. Na maioria dos casos, o nível de resistência ao fogo exigido (medido em minutos no ensaio-padrão) somente é atingido com o emprego de proteção passiva das barras estruturais. Para projetar a proteção passiva adequadamente, a interação entre os pórticos principais e as estruturas de cobertura e de fechamento lateral deveria ser analisada.

Os requisitos de segurança de acordo com as autoridades oficiais (CBPMESP, 2004), foram estabelecidos visando evitar o colapso estrutural em um tempo suficiente para o escape dos ocupantes, permitir as intervenções de combate ao incêndio, resguardar o meio ambiente de substâncias perigosas e reduzir os danos estruturais. O primeiro é o principal entre os objetivos que visam à segurança pública e significa proteção à vida. Mas, especificamente em relação a grandes edifícios horizontais, os objetivos de segurança têm a intenção de evitar a probabilidade de ocorrência dos seguintes eventos: (a) colapso súbito de grande parte da estrutura principal de modo a restringir o movimento de escape; (b) colapso das paredes externas para dentro do compartimento, restringindo o escape e as operações de combate.

Considerando o regulamento de segurança contra incêndio do Corpo de Bombeiros de São Paulo, os grandes edifícios horizontais são divididos em duas classes quanto à ocupação: os edifícios industriais (classe I) e os edifícios de depósitos (classe J). Essas classes são divididas em três ou quatro grupos, respectivamente, considerando a densidade de carga de incêndio, q , em MJ/m²: (a) I-1 e J-2: $0 \leq q < 300$; (b) I-2 e J-3: $300 \leq q < 1200$; (c) I-3 e J-4: $q \geq 1200$ MJ/m². O grupo J-1 é suposto armazenar apenas materiais incombustíveis. As medidas de proteção requeridas para edifícios térreos são sumarizadas na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 – Medidas de proteção requeridas para edifícios térreos.

Medida de proteção requerida	Grupos de ocupação industrial e de depósito						
	I-1	I-2	I-3	J-1	J-2	J-3	J-4
Resistência ao fogo	Requerido 30 min for I-1 e I-2; 60min para I-3			Não requerido	Requerido 30min para J-2 e J-3; 60min para J-4		
Compartimentação horizontal	Não requerido		Requerido se um sistema de sprinkler não é instalado				
Sprinklers	Não requerido a menos que exista área não compartimentada maior que 7500m ² para I-3 e J-3, 10000m ² para J-2 e 4000m ² para J-4.						
Controle de fumaça	Não requerido						
Controle do revestimento interno	Requerido			Não Requerido		Requerido	

Algumas autoridades oficiais requerem a resistência ao fogo do sistema de fechamento lateral, exceto quando é demonstrado que as deformações da estrutura de cobertura e dos pórticos principais não afetem sua estabilidade. Entretanto, a proteção passiva estrutural de barras da estrutura do fechamento lateral pode elevar em muito o custo total da segurança contra incêndio. A análise do comportamento do sistema acoplado pórtico principal-fechamento lateral deve ser feita para demonstrar que, em incêndio, o fechamento lateral não perde sua estabilidade.

A NBR 14432:2001 edifica que as estruturas de cobertura, desde que sejam simplesmente apoiadas sobre os pilares, podem ser dispensadas da proteção. Isso implica na limitação dos vãos livres, visto que a maioria dos galpões desfruta das ligações rígidas com os pilares para alcançar grandes vãos.

A NBR 14432:2001 tem por motivação ao determinar a isenção da cobertura simplesmente apoiada sobre os pilares, como citado acima, evitar que o colapso da estrutura de cobertura provoque o fechamento da vedação lateral sobre o espaço interno do galpão. Segundo a observação de SANTOLIN *et al* (2004), alguns desses pórticos se deformam em incêndio lançando os pilares para fora. Desse modo, a presente investigação visa caracterizar os modos de deformação do pórtico de maneira a verificar este padrão de comportamento e assim, tentar buscar maneiras e técnicas de se reduzir ou até mesmo eliminar a proteção passiva nesse caso ou, de outra forma, reduzir os tempos exigidos de resistência ao fogo.

1.4 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.4.1 – HISTÓRICO DAS NORMAS DE INCÊNDIO

Sempre houve em todo o mundo preocupação para se evitar acidentes como os incêndios. As primeiras tentativas para se controlar a destruição de um incêndio eram prescrições relativas às construções e aos materiais utilizados.

O Rei Charles II, através de decretos, aprovou regras de separação de edifícios em termos de espessura mínima das paredes depois do grande incêndio de Londres em 1666. De acordo com CLARET (2000a), durante aproximadamente 150 anos, em quase todos os países do mundo, foram tomadas atitudes semelhantes a essas. Mas foi a partir

do final do século XIX, que nos Estados Unidos e na Europa se iniciaram investigações científicas sobre a resistência ao fogo de estruturas e dos elementos de ligação. Porém as primeiras normas de incêndio só se deram em 1911, nos Estados Unidos, com a norma ASTM E-119 – “Standard Test Methods for Fire Tests of Building Constructions and Material”. Posteriormente foram publicados, no Reino Unido, entre 1938 e 1946, os relatórios Fire Grading of Buildings que serviram como base para regulamentação oficial estabelecida em 1952.

Durante as décadas seguintes, houve em todo o mundo investimentos em pesquisas relacionadas a incêndios. No Brasil, essas regulamentações tiveram um grande impulso na década de setenta, após incêndios dos edifícios Andraus e Joelma na cidade de São Paulo, e da Caixa Econômica na cidade do Rio de Janeiro.

Em 1979 foi instalado o Laboratório de Ensaio de Fogo do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, permitindo a realização de diversos ensaios em diferentes componentes estruturais. Mas foi em 1993 que o Estado de São Paulo, pelo decreto Nº 38069, sancionou as “Especificações para Instalações de Proteção contra Incêndio” baseando em consultorias internacionais e estabelecendo medidas de proteção a serem adotadas em edificações.

No ano de 1995, o CB-24, com contribuição da ABCEM – Associação Brasileira de Construtores de Estruturas Metálicas, apontou um grupo de trabalho que elaborou o texto base de uma “norma de tempos” de resistência ao fogo para edifícios e uma “norma de dimensionamento de estruturas metálicas em situação de incêndio”. Desses resultaram as normas atuais que vigoram no país, a NBR-14323:1999 – “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento” e NBR 14432: 2001 – “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimentos”.

1.4.2 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

Muito se estuda a respeito da resistência ao fogo de elementos estruturais submetidos a cargas de incêndio, CARVALHO (2002).

O software INSTAF (Instability Analyses In Fire), Najjar (1994), foi elaborado para analisar o comportamento bidimensional de pórticos de aço. A partir dele, várias implementações foram feitas por diversos autores na tentativa de abranger a maioria dos tipos estruturais existentes. BAILEY (1995), trabalhando na Universidade de Sheffield, introduziu nesse programa análise com ligações semi-rígidas, efeitos de flambagem lateral por torção a temperaturas elevadas e elementos de casca para representar a laje, além de incluir o tratamento da reversão das deformações no resfriamento, originando o programa VULCAN (uma homenagem ao Deus romano do fogo). Este programa permite o uso de diferentes distribuições de temperatura na seção transversal, tendo sido utilizado com sucesso para analisar estruturas de edifícios de andares múltiplos em incêndio. Sua validação foi feita amplamente através dos resultados obtidos nos ensaios realizados em Cardington, BURGESS e PLANK (1999).

No Brasil, SOUZA JR (1998) gerou uma ferramenta computacional com formulação em elementos finitos que analisa pórticos planos de aço submetidos a altas temperaturas. Um elemento de viga-coluna isoparamétrico de 2 nós e 3 graus de liberdade por nó, foi utilizado. A formulação do elemento envolve grandes deslocamentos e pequenas deformações. Os resultados desse estudo mostraram que o efeito de segunda ordem deve ser necessariamente levado em conta na análise e que a plastificação não pode ser ignorada na modelagem, uma vez que a tensão de escoamento decresce com a elevação da temperatura.

O elevado custo da proteção passiva é o grande problema da construção em aço WANG (1997) propôs uma técnica de proteção parcial em vigas mistas aplicada apenas à mesa inferior até a um quarto da altura da alma. Um software, via MEF, avaliou a distribuição de temperatura na seção transversal composta, dividindo-a em um número determinado de elementos retangulares e integrando a equação de transferência de calor. A malha empregada para análise da transferência de calor pôde ser utilizada também para cálculo da capacidade plástica da peça, tendo o autor concluído que o uso da proteção parcial pode reduzir consideravelmente o custo total da proteção passiva.

Em CLARET et al. (1999) é proposta uma técnica para redução do custo de proteção passiva que também consiste na proteção parcial de vigas mistas, mas em parte do vão. Com o emprego do programa VULCAN, foi possível prever a resposta de vigas mistas em situação de incêndio. Verificou-se que a temperatura da parte não protegida chegou

a ser 50% mais alta que a temperatura da parte protegida. Com os resultados apresentados nestas análises, pôde-se concluir que para perfis soldados, usuais no Brasil, uma economia de 20 a 30% no custo da proteção passiva pode ser alcançada utilizando esta técnica de proteção parcial.

A técnica de proteção parcial no centro do vão de uma viga mista também foi examinada por COSTA (2001) em seus estudos paramétricos e resultou em economia de proteção passiva em relação a métodos convencionais. A técnica de proteção lateral (no início e na extremidade do vão) pareceu ser mais econômica, mas deve ser observada a dificuldade de aplicação da proteção nas ligações. Já a proteção total não uniforme tem um custo mais elevado que as duas primeiras, estudadas por CLARET et al. (1999) e COSTA (2001).

2 – DIMENSIONAMENTO DO GRANDE EDIFÍCIO HORIZONTAL

O dimensionamento de perfis metálicos que formam os pórticos principais dos grandes edifícios horizontais deste trabalho tem a NBR 8800: 1986 – “Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edificações”, que é a norma regulamentadora no Brasil. Essa norma tem como base o método dos estados limites e estabelece as condições que devem ser atendidas no projeto, na execução e na inspeção das estruturas de aço dos edifícios.

Fazendo uso das informações desta NBR, o valor da resistência utilizado no dimensionamento da estrutura é alcançado a partir do valor nominal das propriedades do material e das seções em conjunto com uma fórmula deduzida racionalmente baseada em modelos analíticos que represente o comportamento do elemento no estado limite. A resistência de cálculo é igual ao valor nominal da resistência multiplicado por um fator que leva em conta as incertezas inerentes à resistência.

No método dos estados limites, os mecanismos de ruptura são diferentes para cada tipo de solicitação e, desta maneira, a adição de tensões do método elástico de análise de tensões é substituída por fórmulas empíricas de interação. Essas equações de interação podem descrever o comportamento verdadeiro dos elementos, desde que considerem as situações de estabilidade mais facilmente encontradas, SALMON e JOHNSON (1980).

Considerando as diferentes situações relativas aos casos de flexão, as equações utilizadas neste trabalho são as equações encontradas na NBR 8800: 1986.

2.1 – EQUAÇÃO DA RESISTÊNCIA

Tomando-se conta somente o escoamento da seção transversal do pilar, observa-se a interação da força normal com o momento fletor. Para que não ocorra o escoamento deve-se obedecer à desigualdade abaixo:

$$\frac{N_d}{\phi N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{dy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (2.1)$$

Onde:

N_d é a força normal de cálculo considerada constante ao longo da barra;

M_{dx} e M_{dy} são iguais a $N_d e_x$ e $N_d e_y$, respectivamente, e são momentos fletores de cálculo (solicitantes), na seção considerada, em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente;

$$\phi N_n = 0.9 Q A f \quad (2.2)$$

Q = coeficiente que leva em consideração a flambagem local. De acordo com o índice de esbeltez dos elementos da seção, poderá valer 1,0 ou menos.

$\phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$ resistências de cálculo aos momentos fletores em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente. Para o caso de se ter flexão em torno do eixo de maior inércia em perfis H e N_d de compressão, o λ_p para o estado limite de flambagem local da alma valerá:

$$\lambda_p = 3.5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 2.8 \frac{N_d}{0.9 N_y} \right), \quad \text{para } \frac{N_d}{0.9 N_y} \leq 0.207 \quad (2.3)$$

$$\lambda_p = 1.47 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad \text{para } \frac{N_d}{0.9 N_y} > 0.207 \quad (2.4)$$

$\phi_b = 0.9$, coeficiente de segurança.

2.2 – EQUAÇÃO DA ESTABILIDADE

Considera a possibilidade de instabilidade do pilar para a não ocorrência de tal fenômeno. Leva em conta a interação da força normal com o momento fletor. A desigualdade abaixo deve ser obedecida:

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{0.73 N_{ex}}\right) \phi_b M_{nx}} + \frac{C_{my} M_{dy}}{\left(1 - \frac{N_d}{0.73 N_{ey}}\right) \phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (2.5)$$

Onde:

$N_d, M_{dx}, M_{dy}, \phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$ já foram definidos;

C_{mx} e C_{my} são coeficiente correspondentes à flexão em torno dos eixos “x” e “y” respectivamente, determinados de acordo com a classificação de estrutura em deslocável ou indeslocável, segundo a NBR 8800: 1986;

$\phi_c N_n$, resistência de cálculo à compressão;

ϕ_c , equivalente à 0.9, coeficiente de segurança;

N_{ex} e N_{ey} , são cargas de flambagem elástica por flexão em torno dos eixos “x” e “y” respectivamente, calculas segundo a norma NBR 8800: 1986.

2.3 – ESFORÇOS DEVIDO À AÇÃO DO VENTO

No dimensionamento dos perfis que constituem o grande edifício horizontal, também foram consideradas as forças devido à ação estática do vento. A definição da força devido à ação do vento é muito importante para as edificações estruturadas em aço, que devido à esbeltez dos perfis que podem vir a colapsar quando expostos a esta solicitação.

A NBR 6123: 1990 – “Forças devido ao vento em edificações”, regulamenta a obtenção desses esforços levando em consideração a velocidade característica do vento em diferentes regiões do Brasil, os fatores topográficos envolvidos, a rugosidade do terreno, dimensões da edificação, altura sobre o terreno, além dos fatores estatísticos.

2.3.1 – VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (V_0)

A NBR 6123: 1990, defini como velocidade básica do vento (V_0) a velocidade de uma rajada de 3s, superada em média ao menos uma vez a cada 50 anos, a 10 metros acima

do solo, em campo aberto e plano, como identificado na Figura 2.1. A regra geral considera que o vento sopra em todas as direções.

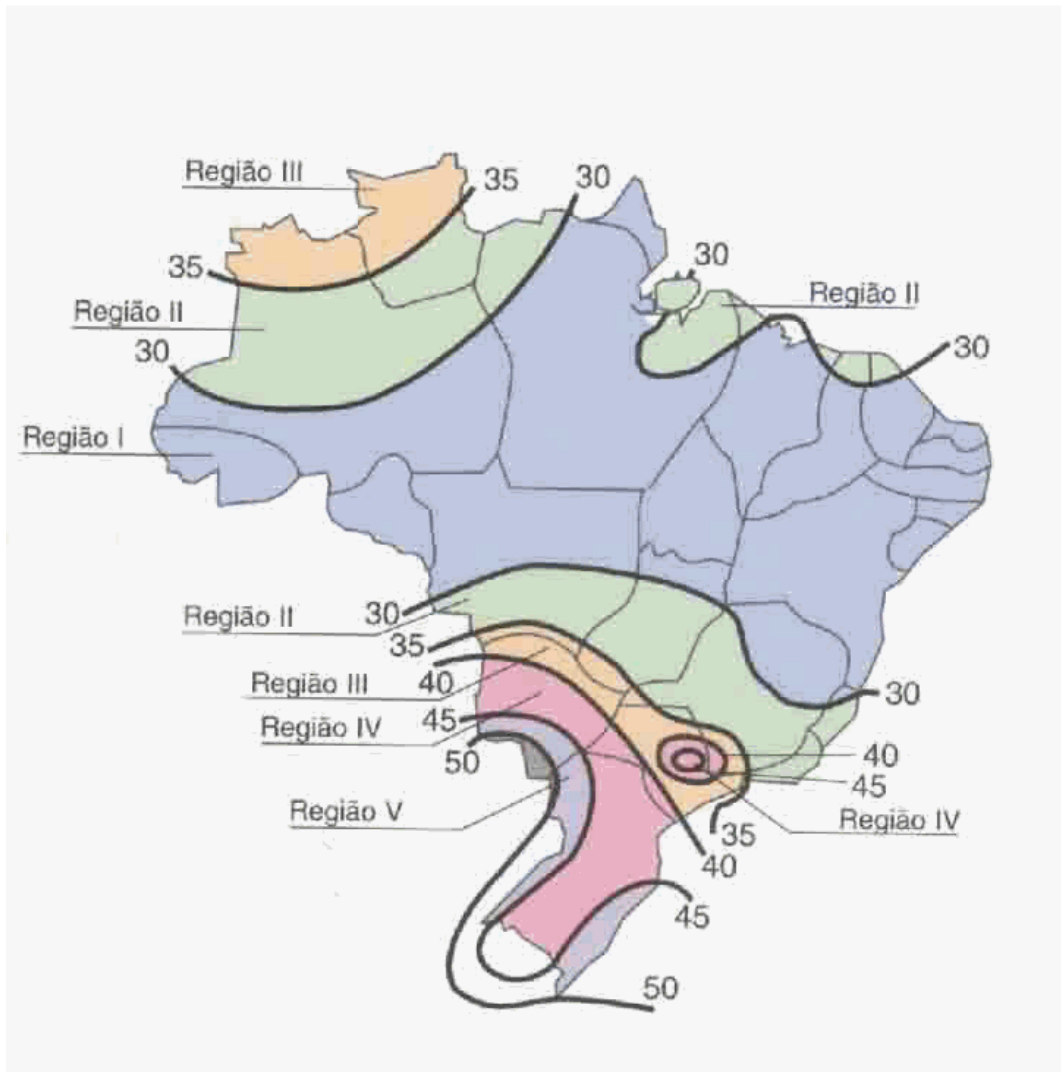


Figura 2.1 – Isopletas da velocidade básica do vento, V_0 (m/s).

2.3.2 – FATOR TOPOGRÁFICO (S_1)

O relevo do terreno e suas variações são as considerações levadas em conta para a definição do fator topográfico (S_1), que são definidos da seguinte forma:

- Terreno plano ou fracamente acidentado adota-se $S_1 = 1.0$;
- Taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Figura 2.2.

Se localizados nos pontos A ou C da Figura 2.2a temos $S_1 = 1.0$, se localizado no ponto B da mesma figura, S_1 é uma função $S_1(z)$, o que não se aplica neste trabalho devido as condições de implantação dos grandes edifícios horizontais descritos anteriormente. Sendo assim, brevemente, demonstra abaixo essa função como na NBR 6123: 1990.

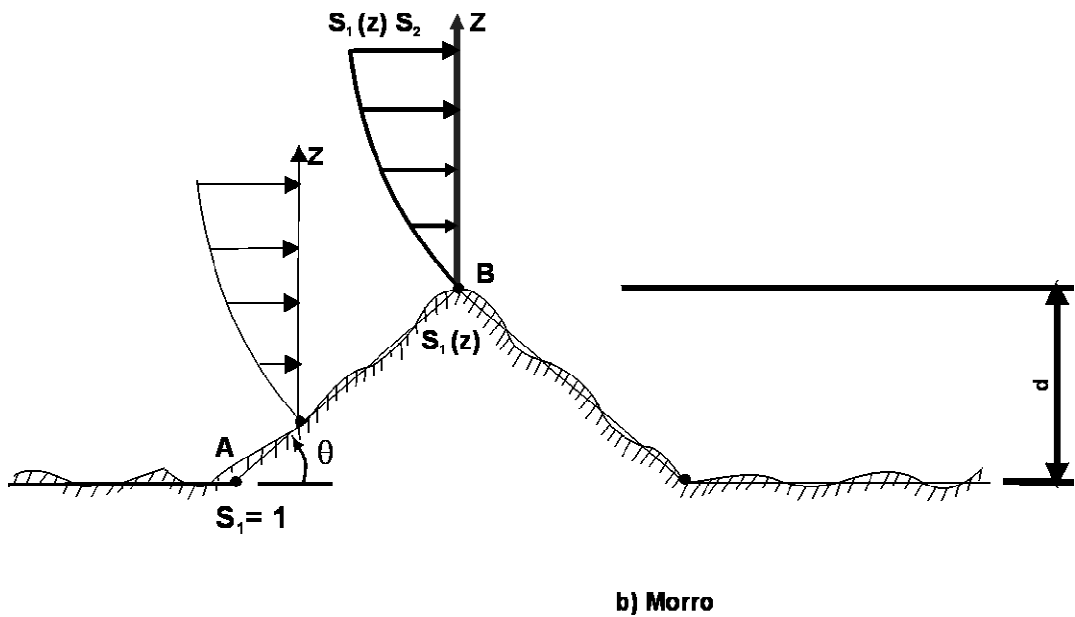
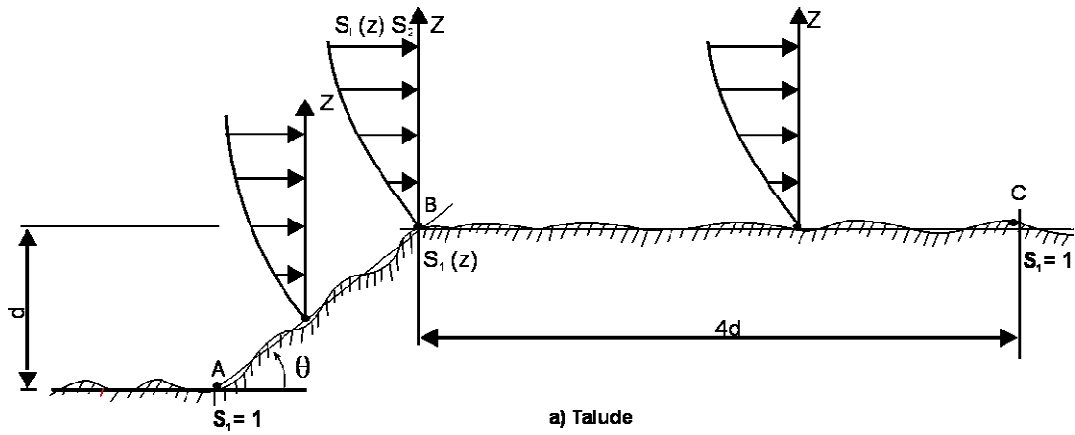


Figura 2.2 – Fator topográfico $S_1(z)$.

2.3.3 – RUGOSIDADE DO TERRENO, DIMENSÕES DA EDIFICAÇÃO E ALTURA SOBRE O TERRENO: FATOR (S_2)

A determinação do fator S_2 é a combinação da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação em consideração.

A velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno, aumento este que depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade, que está relacionado com as dimensões do edifício.

As condições para a determinação do fator S_2 estão definidos na NBR 6123: 1990.

2.3.3.1 – RUGOSIDADE DO TERRENO

A NBR 6123: 1990 divide a rugosidade do terreno em cinco categorias descritas abaixo sucintamente:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados;
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

2.3.3.2 – DIMENSÕES DA EDIFICAÇÃO

O valor médio da velocidade do vento pode se calculado em qualquer intervalo de tempo. Usualmente este intervalo corresponde a 3s correspondente a rajadas cujas dimensões envolvem convenientemente obstáculos de até 20 metros na direção do vento médio.

Para a definição das partes da edificação a considerar na determinação das ações do vento, é necessário considerar características construtivas ou estruturais. A NBR 6123: 1990 subdivide em três classes as edificações para orientar neste cálculo:

- Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

2.3.3.3 – ALTURA SOBRE O TERRENO

A NBR 6123: 1990 define valores para diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações, mostrados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Fator S_2 .

Z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,90	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300				1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350							1,34	1,32	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400										1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420										1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450													1,32	1,32	1,32
500													1,34	1,32	1,34

2.3.3.4 – FATOR ESTATÍSTICO S_3

Este fator é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A velocidade básica do vento (V_0) é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos.

O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificação normais. Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator S_2 são os indicados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – 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 dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

2.4 – COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

Seguindo a orientação da NBR 8800: 1986, as ações de carregamento são classificadas em três categorias:

- Ações Permanentes: são as decorrentes das características da estrutura, ou seja, o peso próprio da estrutura e dos elementos que a compõem, como telhas, forro, instalações, etc;
- Ações Variáveis: são as decorrentes do uso e ocupação, tais como equipamentos, sobrecargas em coberturas, vento, temperatura, etc;
- Ações Excepcionais: são as decorrentes de incêndios, explosões, choques de veículos, efeitos sísmicos, etc.

Sendo este trabalho de caráter orientativo, serão levadas em consideração as combinações como normais, visto que com a definição de carregamento acima, as combinações para estado limite último podem classificar as combinações como normais ou excepcionais

As combinações de carregamento definidas no item 4.8.1 da NBR 8800: 1986 são as seguintes:

$$\sum(\gamma_g \times G) + \gamma_{q1} \times Q_1 + \sum(\gamma_{qj} \times \psi_j \times Q_j) \quad (2.6)$$

Onde:

Q_1 = ação variável predominante para o efeito analisado;

Q_j = demais ações variáveis;

γ_g = coeficientes de ponderação das ações permanentes;

γ_{qj} = coeficientes de ponderação das ações variáveis;

ψ = fatores de combinação.

Para dimensionamento estrutural utilizam-se as seguintes combinações (cargas fatoradas):

- 1,3 x Ações Permanentes;
- 1,3 x Ações Permanentes + 1,5 x Sobrecargas;
- 1,0 x Ações Permanentes + 1,4 x Vento;
- 1,3 x Ações Permanentes + 1,5 x Sobrecargas + 0,6 x 1,4 x Vento;
- 1,3 x Ações Permanentes + 1,4 x Vento + 1,00 x 1,5 x Sobrecargas.

3 – ASPECTOS CONSTRUTIVOS DOS GRANDES EDIFÍCIOS HORIZONTAIS

3.1 – INTRODUÇÃO

A definição do sistema estrutural mais eficiente, compatível com o processo de fabricação, é fundamental para se aperfeiçoar os custos. Economia na fabricação e montagem só é possível como resultado de conexões bem elaboradas durante a fase de detalhamento, de acordo com as premissas de projeto. A especificação é a que mais influencia nos custos da fabricação e montagem, onde se determinam a qualidade do material e as tolerâncias requeridas. Outro item importante é a proteção contra a corrosão, que, em muitos casos, pode chegar a até 25% do valor da estrutura.

3.2 – LIGAÇÕES

As ligações entre peças estruturais em aço pode se dar basicamente de duas maneiras distintas ligações soldadas e ligações parafusadas.

3.2.1 – LIGAÇÃO SOLDADA

A solda é a técnica de unir duas ou mais partes constituídas de um todo, garantindo entre elas a continuidade do material e, conseqüentemente, suas características mecânicas e químicas. A aplicação da soldagem tem vestígios de utilização por volta de 3.000 a.C., na Ásia se usava a técnica hoje conhecida como soldabrasagem para unir peças de ouro, obtendo-se trabalhos de ótima qualidade.

A soldagem moderna existe desde a década de 20, quando começou a ser mais utilizada na engenharia estrutural, compreendendo edifícios e pontes.

Atualmente é possível se fazer uso de todas as vantagens que a solda oferece, permitindo que temores com relação a trinca e fadiga sejam eliminados.

Vantagens

- A grande vantagem está na economia do material, porque o uso de soldagem permite o aproveitamento total do material (área líquida = área bruta). As estruturas soldadas permitem eliminar uma grande percentagem de chapas de ligação em relação às estruturas parafusadas;
- As estruturas soldadas são mais rígidas porque os elementos normalmente estão soldados diretamente um ao outro ao contrário das ligações parafusadas, invariavelmente feitas através de chapas de ligação ou cantoneiras;
- Facilidade de se promover modificações nos desenhos das peças e corrigir erros durante a montagem a um custo menor do que as parafusadas;
- O uso de uma quantidade menor de peças e, como resultado, menor tempo de detalhe, fabricação e montagem.

Desvantagens

- Uma desvantagem das estruturas soldadas de grande extensão é a redução que sofrem no comprimento devido aos efeitos acumulativos de retração;
- Energia elétrica insuficiente no local de montagem, o que exigiria a colocação de geradores para o acionamento das máquinas de solda;
- Exige maior análise de fadiga do que as estruturas parafusadas, podendo, em muitos casos, reduzir as tensões admissíveis a níveis muito baixos.

3.2.2 – LIGAÇÕES PARAFUSADAS

As ligações parafusadas são empregadas em grande escala nas ligações de partes das estruturas nas montagens finais de campo e nas de fábrica. Os parafusos vieram substituir, com vantagens, as ligações rebitadas usadas durante muito tempo no Brasil. As principais vantagens e desvantagens deste tipo de ligação são:

Vantagens

- Rapidez nas ligações de campo;
- Economia em relação ao consumo de energia, podendo se empregadas em locais onde há pouca energia disponível;

- Uso de poucas pessoas, não muito qualificadas, como é o caso dos soldadores;
- Melhor resposta às tensões de fadiga.

Desvantagens

- Necessidade de verificação de áreas líquidas e esmagamento das peças, o que muitas vezes exige reforço destas partes;
- Necessidade de previsão antecipada, para evitar falta de parafusos na obra;
- Necessidade, em alguns casos, de se realizar uma pré-montagem de fábrica para casamento perfeito dos furos.

3.2.3 – TIPO DE LIGAÇÕES

Ligação viga com viga.

A ligação mais comum entre vigas é feitas por meio de chapas ou cantoneira com uso de parafusos. A Figura 3.1a ilustra em elevação e perspectiva uma solução viga-viga parafusada com uso de cantoneira. A Figura 3.1b indica uma solução com a viga soldada diretamente a outra. A Figura 3.1c mostra uma viga ligada a outra através de parafusos em uma chapa soldada.

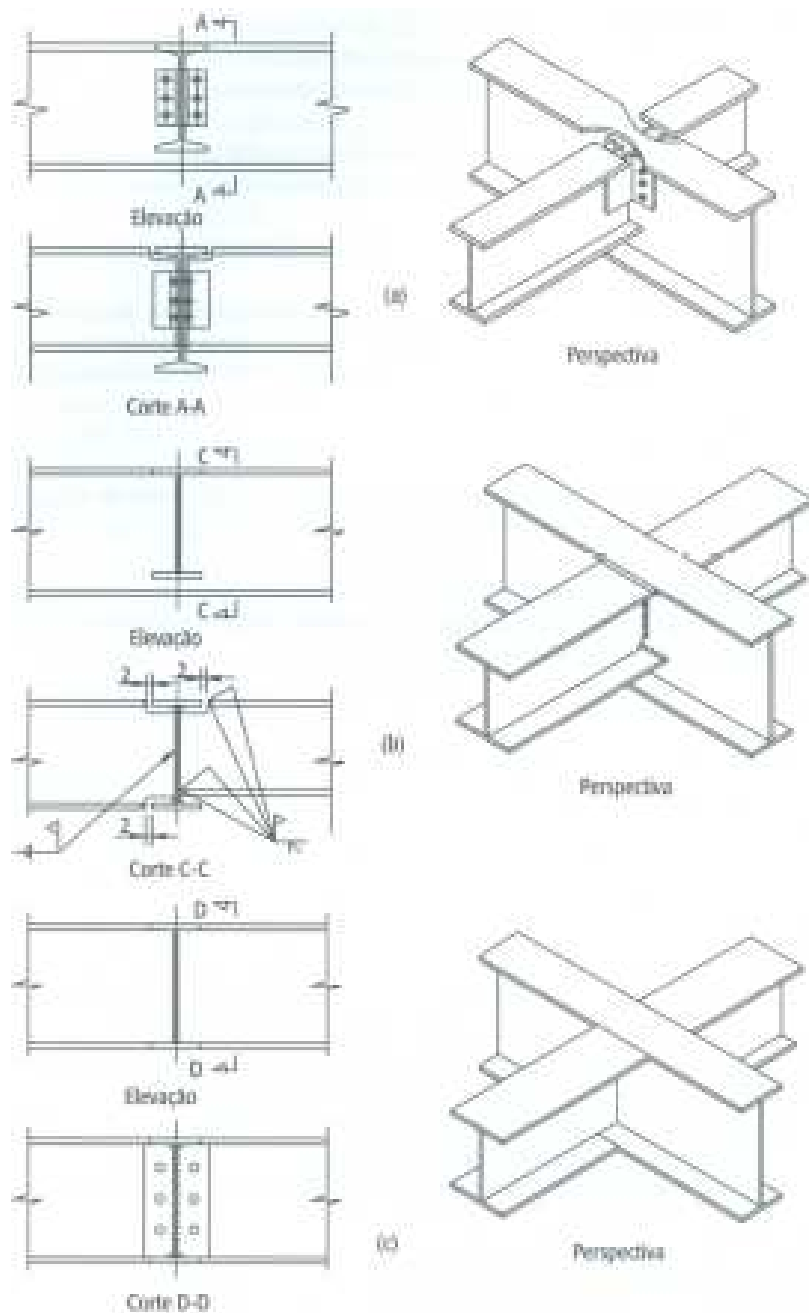


Figura 3.1 – Ligações viga-viga (fonte: Bellei 1986).

Ligação viga com pilar.

Nas ligações viga-pilar vários tipos de soluções são usadas, tais como as com uso de cantoneira ou chapas na alma (Figura 3.2a); com cantoneira de assento para cisalhamento e ou pequenos momentos (Figura 3.2b, c e d); com chapa de extremidade usada para ligações cisalhamento e momento (Esquerda da Figura 3.2b), todas com uso de parafusos.

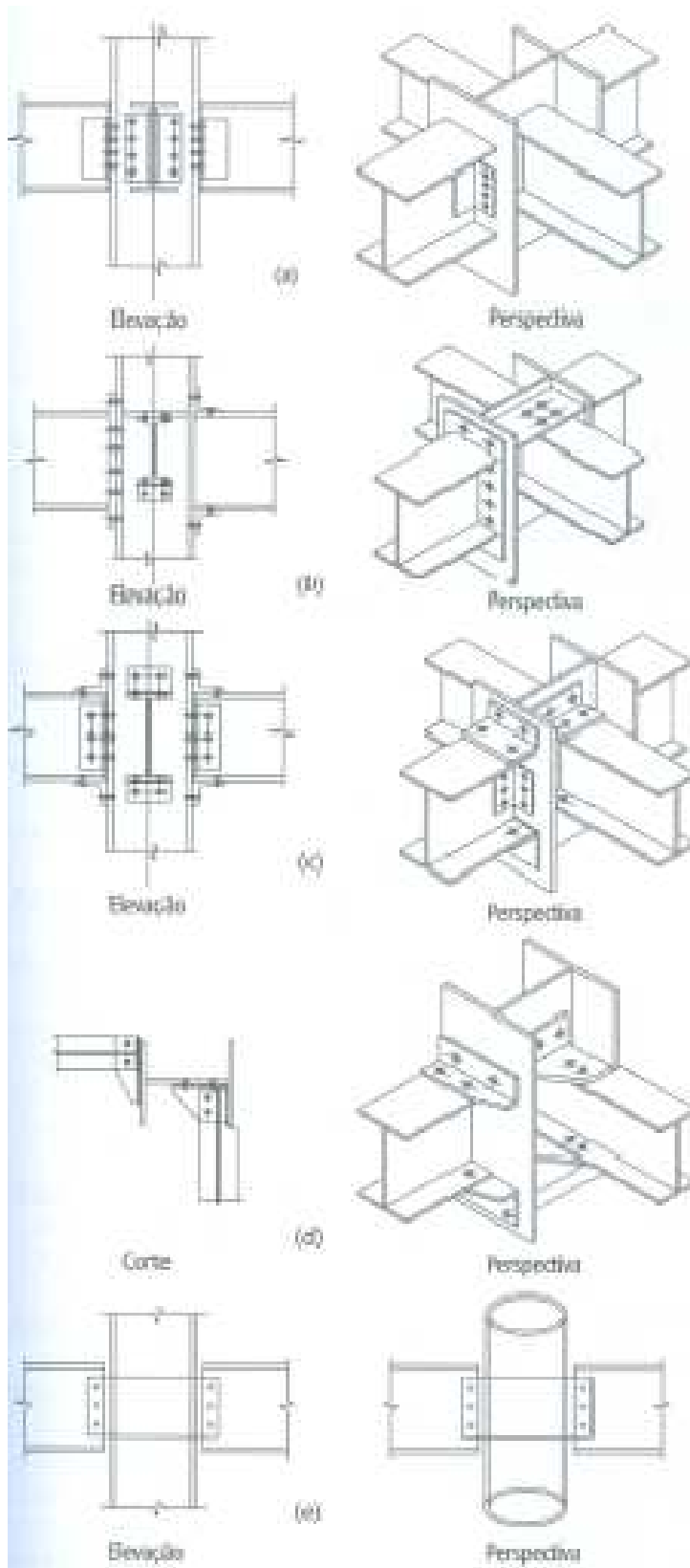


Figura 3.2 – Ligações vigas com pilares parafusadas (fonte: Bellei 1986).

Ligação pilar com pilar (pilares tipo I e H).

A ligação entre pilares podem ser feitas por meio de soldas, parafusos ou mista. Os critérios usuais para este tipo de ligação são:

Ligação por contato.

Considerando que a transmissão de esforços seja feita por contato direto entre as superfícies dos perfis, estas faces devem ser usinadas ou serradas desde que a falta de esquadro não seja superior a 2 mm. Nesse caso, a ligação tanto parafusada como soldada pode ser acatada considerando apenas uma parte do esforço a ser transmitido pelos parafusos ou pela solda.

Como o AISC não oferece uma explicação clara a este respeito, adotou-se o item 4.9.8 da NBR 8800: 1986 que diz “Nos edifícios de andares múltiplos, as emendas de pilares devem ser capazes de suportar uma força de tração correspondente à maior força normal de compressão de cálculo, obtida da combinação entre carga permanente e carga acidental, atuante no pilar em um pavimento situado entre a emenda em consideração e a emenda posicionada imediatamente abaixo”.

No caso da ligação parafusada, as espessuras das talas devem ter a mesma espessura das partes a serem juntadas, ou seja, a espessura das talas de alma deve ser igual ou superior a da alma do perfil, o mesmo acontecendo com a espessura das mesas.

No caso da ligação soldada topo a topo a solda pode ser de penetração parcial ou filete, de modo que atenda à carga calculada. É comum o uso de solda de filete em ambos os lados na alma e de penetração parcial nas mesas.

Ligações sem contato.

Se a falta de esquadro das superfícies não permitem um bom contato como especificado anteriormente a solução a se adotar é que a ligação seja responsável pela transmissão da carga total respeitando o item 4.9.8 da NBR8800: 1986.

Ligação pilar com a fundação.

A ligação pilar com a fundação deve merecer atenção especial, pois o comportamento da estrutura está intimamente ligado neste sistema de fixação.

Em geral, os pilares são fixados aos blocos de fundação através de placas de base e chumbadores.

O intuito da colocação das bases das colunas é:

- Distribuir a pressão concentrada do fuste da coluna sobre uma determinada área as fundação;
- Garantir a fixação da extremidade inferior do fuste dos pilares na fundação de acordo com o esquema estrutural adotado.

Existem dois tipos básicos de base: rotulada e engastada. A base aqui estudada é do tipo engastada.

As bases engastadas propiciam estruturas mais econômicas. A finalidade é engastar os pilares às fundações por meio de uma série de artifícios tornando-as o mais real possível com relação ao esquema estrutural adotado. São dimensionadas para resistir as cargas horizontais, verticais e aos momentos de engastamento. A base engastada mais simples e mais usada é aquela em que o pilar é soldado à placa de base, com os chumbadores afastados da linha de centro, formando um braço de alavanca (Figura 3.3a). Quando as cargas são elevadas e o cálculo indica chapas de grande espessura, usa-se o artifício de enrijecê-las com pequenas nervuras para que sua espessura seja reduzida (Figura 3.3b). Outra alternativa é fixar os chumbadores a uma altura de 300 mm a 500 mm da base, oferecendo um ótimo engastamento (Figura 3.3c). Quando a carga vertical é pequena para um momento grande, a solução é usar travessas que proporcionem um bom engaste e um grande afastamento dos chumbadores, implicando em chumbadores de menores dimensões (Figura 3.3d).

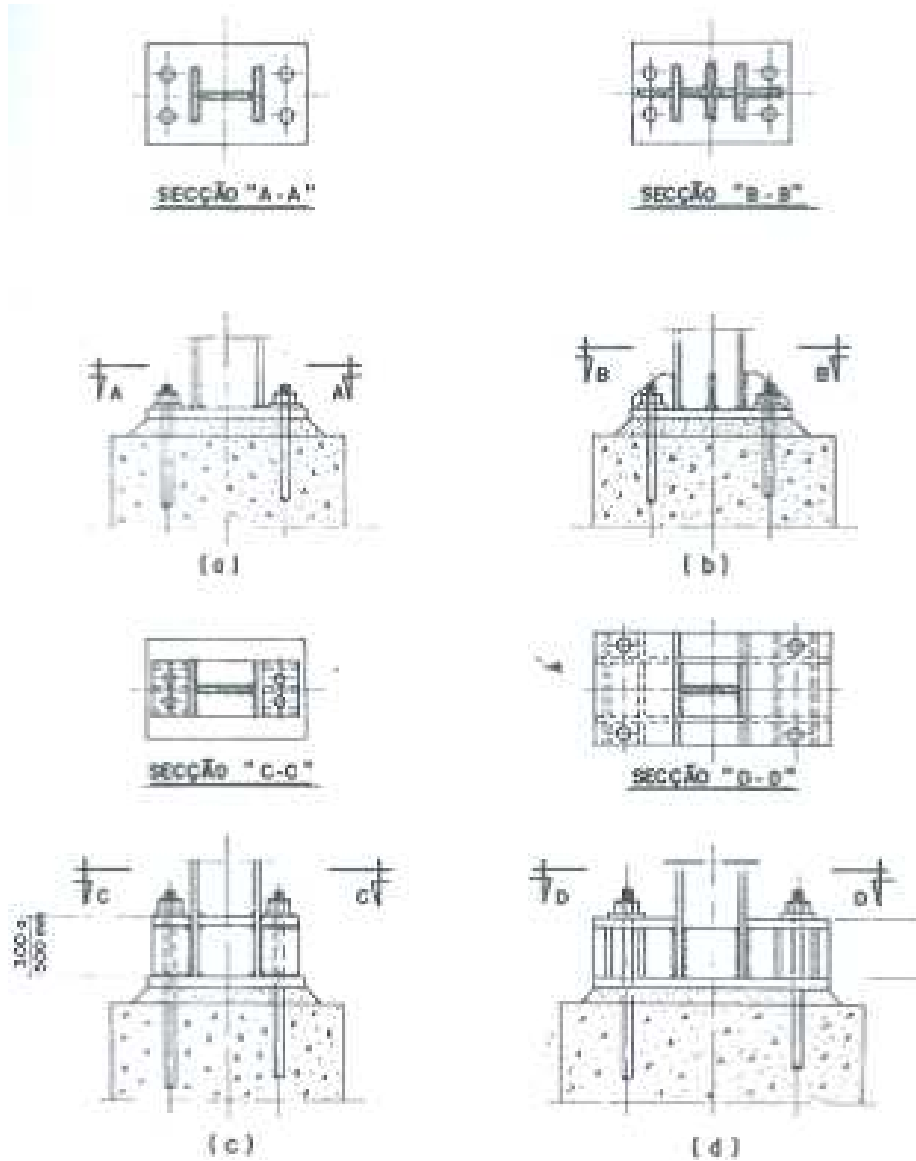


Figura 3.3 – Base engastada (fonte: Bellei 1986).

Chumbadores são barras que tem a finalidade de fixar as bases dos pilares às fundações. Em geral, são formados por barras redondas de aço SAE 1020 com Limite de escoamento $f_y=2.400 \text{ kgf/cm}^2$ e Limite de Ruptura $f_u=3.870 \text{ kgf/cm}^2$

3.3 – LIMPEZA E PROTEÇÃO DAS ESTRUTURAS

3.3.1 – LIMPEZA

A limpeza de estruturas metálicas é o processo pelo qual as peças passam antes de receber qualquer tratamento de superfície. A limpeza em aço propende à remoção de óleo, gordura, graxas, casca de laminação e partes oxidadas. Os processos de limpeza mais empregados são os seguintes:

- **Utilização de solventes** – é feita com solventes isentos de óleo, aplicados sobre a superfície, com panos. O uso de estopas deverá ser evitado no preparo de superfícies para receber pintura;
- **Desagregação natural** – consiste em deixar estrutura exposta às intempéries por determinado período, até que ocorra a formação abundante de ferrugem sob a casca de laminação. A retirada da casca torna-se bastante fácil por meios mecânicos. Este processo é recomendado pelo SP-9 do SSPC;
- **Limpeza manual** – emprega-se raspadeiras, escovas manuais ou mecânicas (com fios de aço ou bronze), lixadeiras, pistolas de agulhas etc. Antes desta limpeza serão removidas por martelagem as camadas grossas de ferrugem e por meio de solventes óleos, gorduras. Este método é admissível em pequenas peças, em que não seja possível utilizar outros meios;
- **Limpeza mecânica** – empregam-se as mesmas ferramentas de limpeza manual, porém a preparação da superfície será feita de um modo mais completa para obtenção do brilho metálico,;
- **Limpeza com chamas** – consiste em rápida aplicação de maçarico em chama sobre a superfície metálica. Por diferença de dilatação, há desagregação da casca de laminação. É muito utilizado na remoção de pinturas antigas. A limpeza final é feita com escova mecânica;
- **Limpeza com jato abrasivo (areia ou granalha)** – é o método mais empregado e de maior eficiência na preparação de superfícies para pintura. Para a execução deste serviço, os equipamentos mais utilizados são as máquinas de jato, que basicamente, são compostas de um reservatório de abrasivo (areia ou granalha de aço), acoplado a uma tubulação de ar comprimido e a um tubo flexível com um bico na extremidade para projeção do abrasivo na superfície metálica.

Cabines de jato também são utilizadas com a mesma função, tendo como vantagens principais o reaproveitamento do material por sistema de sucção e a não-contaminação do meio ambiente pelas partículas em suspensão, como ocorre no jateamento tradicional com areia;

- **Decapagem** – entende-se por decapagem a retirada de qualquer camada de impureza depositada sobre uma superfície metálica. Os processos utilizados para a realização de decapagem são diversos, dependendo do grau de limpeza desejada, do tipo de impureza depositada e do fim a que se destinam os materiais decapados.

Para atingir estes objetivos são usados processos mecânicos ou químicos, sendo comum a utilização de ambos os processos na realização de decapagem.

Os processos mecânicos já foram citados no item sobre limpeza. A decapagem química é um processo que consiste na remoção das camadas de impureza, obtendo-se a limpeza do material com empregos de ácidos. Os ácidos empregados neste processo são: ácido clorídrico (muriático), ácido sulfídrico ou ácido fosfórico.

O processamento consiste em submeter o material a uma sucessão de banhos em tanques ou cubas, contendo ácido apropriado, obtendo-se normalmente a seguinte seqüência de operações: desengraxamento, decapagem e neutralização. Entre cada operação, procede-se à devida lavagem do material.

3.3.2 – PINTURA

Pintura é toda composição aplicada à superfície de aço com a finalidade de protegê-la contra a corrosão causada pelo meio em que será exposta, de modo a garantir sua vida útil.

Se a estrutura não for adequadamente protegida, pode sofrer danos por corrosão durante o transporte, a estocagem e a montagem de campo, antes mesmo de sua utilização.

Usualmente, as peças estruturais são pintadas com uma a duas de mãos de tinta de fundo (primer), imediatamente após sua limpeza, na oficina, e em seguida recebem um a duas de mãos de tinta de acabamento.

Após a montagem de campo, todas as peças que ainda não receberam pintura (cabeças de rebites e parafusos, porcas, filetes de solda, áreas junto dos parafusos nas ligações por atrito etc) devem ser retocadas com a mesma tinta de fundo, antes de receberem a tinta de acabamento.

Requisitos gerais

A limpeza de superfície é uma das etapas principais da pintura. O investimento feito com as melhores tintas e com a mão-de-obra para a sua aplicação poderá ser completamente perdido se a superfície não for adequadamente tratada. Por isso, a superfície metálica, antes de receber qualquer película de tinta, deve estar completamente seca, limpa, isenta de impureza como sais, produtos de corrosão, partículas higroscópicas ou gorduras, de acordo com os métodos e normas de limpeza já referidos anteriormente.

Para obter-se uma vida útil máxima da estrutura, a aplicação é tão importante quanto a limpeza de superfície e a seleção correta da tinta. Todo sistema de pintura envolve as diversas fases, que vão desde a preparação da superfície até a pintura de acabamento. Geralmente, a pintura propriamente dita se inicia com a homogeneização de cada componente da tinta e o ajuste de sua viscosidade ao processo de aplicação escolhido.

Cada método de aplicação apresenta vantagens, desvantagem e limitação no emprego e nos resultados. Os mais usados são:

- A pulverização a ar comprimido é o mais versátil, sendo, por isso mesmo, o “convencional”. Incide na utilização de pistolas, encontradas no mercado em grande quantidade de modelos, o que permite um bom número de combinações, possibilitando a aplicação dos mais variados tipos de tinta e a obtenção de efeitos especiais. Este é o mais rápido e econômico método de pintura, mas o que exige maiores conhecimentos especializados.
- Aplicação por pulverização sem ar (“airless”) é particularmente indicado para pintura de chaparias e grande estruturas; facilitada a aplicação de tintas viscosas praticamente sem necessidade de solvente, alcançando grande espessura por demão.

- O de aplicação de primeira demão de tinta de fundo com pincel geralmente é considerado uma boa prática, quando se almeja obter um contato mais íntimo da tinta com a superfície, principalmente na vedação.
- A aplicação com rolos é uma alternativa recomendada para superfície planas de grande extensão, sendo útil também na pintura de telas de arame.
- O método de aplicação por imersão é usado em determinados casos, proporcionando formação rápida, contínua e uniforme da película. Este método é econômico, tanto em material quanto em trabalho, mas as peças a serem pintadas não devem ter ângulos agudos, recessos e outros acidentes que dificultem a penetração da tinta.

O sistema de pintura é elaborado tendo em vista a necessidade e superfície resistência ao ambiente, durante um tempo mínimo, adequado a tornar a pintura econômica.

O estudo do ambiente tem por intuito o conhecimento de suas características químicas, isto é, não só quanto à sua agressividade, mas também quanto à existência de condições abrasivas, radiações, esforços mecânicos etc. Basicamente, há três ambientes definidos para tipos de pintura: ambiente rural, industrial e orla marítima.

3.4 – MONTAGEM

Entende-se como montagem o ato de vincular as peças que vão compor uma estrutura final, conforme especificado nos desenhos de projeto. É o coroamento de toda a obra, quando se saberá se houve ou não um bom projeto. Nesta fase, a estrutura ou parte dela, pode sofrer danos ou queda por um mau planejamento de montagem ou por um projeto mal concebido ou mal detalhado.

Uma montagem bem elaborada necessita acima de tudo de um bom planejamento. As montagens de estruturas metálicas se caracterizam pela rapidez, precisão, adaptabilidade e confiabilidade.

4 – PROTEÇÕES CONTRA INCÊNDIO

4.1 – INTRODUÇÃO

Para se atingir os objetivos e exigências de resistência ao fogo, pode ser necessário adotar as mais variadas medidas de proteção contra incêndio, as quais se classificam em medidas de proteção ativas e passivas. O melhor projeto de segurança contra incêndio é realizado pela implantação de um conjunto de sistemas destas proteções, sendo as proteções ativas aquelas que contribuem efetivamente no combate ao incêndio e as passivas as que garantem uma resistência ao fogo aos elementos estruturais e de compartimentação.

4.2 – MATERIAIS DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO (PROTEÇÃO PASSIVA)

Quando um elemento estrutural de aço não resiste às solicitações de cálculo em situação de incêndio, ou seja, para o TRRF de projeto o aço atinge uma temperatura que promove uma perda indesejável de sua resistência mecânica, se faz necessário a aplicação superficial de um material isolante térmico (proteção passiva) no mesmo.

Os materiais de proteção contra incêndio devem ser bons isolantes térmicos em temperaturas elevadas e manterem-se íntegros durante a evolução do incêndio, sem apresentar fissuras ou descolamentos. Estes materiais têm a função de retardar o aumento da temperatura do elemento estrutural metálico, permitindo que este mantenha uma resistência compatível com a solicitação atuante durante o incêndio. São geralmente aplicados através de jateamento ou em forma de placas ou mantas fixadas ao perfil através de pinos metálicos soldados.

Os revestimentos de proteção contra incêndio podem ser classificados quanto a morfologia em revestimentos tipo contorno e tipo caixa. Na Figura 4.1 são mostrados estes dois tipos para uma viga I sobreposta por uma laje de concreto.

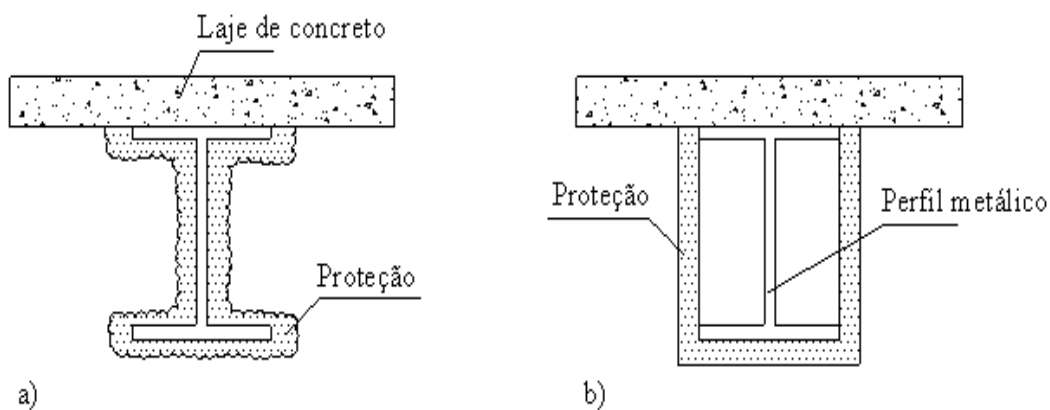


Figura 4.1 – (a) Proteção tipo contorno e (b) Proteção tipo caixa, aplicados à uma viga I sobreposta por laje de concreto.

Alguns dos mais usados materiais de proteção contra incêndios são listados abaixo e detalhados paulatinamente nos itens subsequentes:

- Argamassas projetadas;
- Tintas Intumescentes;
- Mantas;
- Painéis de materiais fibrosos;
- Placas de gesso acartonado;
- Argamassas de vermiculita.

Detalhes e propriedades destes materiais serão abordados no item 4.5.

4.3 – PROPRIEDADES FÍSICAS E TÉRMICAS DOS MATERIAIS DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO

No dimensionamento da espessura de materiais de proteção contra incêndio, que são aplicados em um perfil metálico, as principais propriedades que devem ser levadas em conta são: massa específica, calor específico e condutividade térmica desses materiais.

Na Tabela 4.1 apresenta-se, para alguns materiais isolantes térmicos, valores médios do calor específico, condutividade térmica e massa específica para o cálculo da evolução da temperatura em elementos de aço.

Pode-se concluir, através dos valores apresentados na Tabela 4.1 que um material isolante térmico que possui uma baixa condutividade térmica geralmente possui uma baixa massa específica. Isso significa que uma proteção com uma pequena condutividade térmica terá em regra uma capacidade calorífica (quantidade de energia fornecida a um corpo, necessária para que a temperatura deste se eleve 1 grau. Sua unidade no S.I. é o J.K-1) reduzida. Devido a isso, a capacidade calorífica é desprezada na maioria das aplicações práticas, pois geralmente o volume de material de proteção utilizado é muito pequeno.

O calor específico e a condutividade térmica do material de proteção variam com o aumento da temperatura e, atualmente, são poucos os estudos experimentais que permitem conhecer as leis de variação destas propriedades com a temperatura. Sendo assim, se nos cálculos para o dimensionamento das proteções contra incêndio, forem utilizados os valores do calor específico a 20°C, isto levará a resultados a favor da segurança.

Como exemplo, na Figura 4.2 está representado a variação do calor específico do gesso com o aumento da temperatura. Este material tem uma variação bastante irregular em virtude de uma série de reações químicas que se processam durante o aquecimento. Na Figura 4.3 está representada a variação da condutividade térmica de tijolos cerâmicos de várias densidades com a temperatura.

Tabela 4.1 – Valores médios para a massa específica, condutividade térmica e calor específico de alguns materiais utilizados como proteção contra incêndio em estruturas metálicas (NEVES,1994; MARTINS, 2000).

MATERIAL	MASSA ESPECÍFICA (kg/m ³)	CONDUTIVIDADE TÉRMICA (W/m ² C)	CALOR ESPECÍFICO (J/kg ² C)
Fibra mineral projetada	250 - 350	0,10	1100
Placas de perlita ou vermiculita	300 - 800	0,15	1100
Folhas de silicato de amianto	800	0,15	1100
Folha de silicato fibroso	450 - 900	0,15	1100
Placas de gesso	800	0,20	1700
Placas de lã mineral	120 - 150	0,25	1100
Concreto celular	600	0,30	1200
Concreto celular	1000	0,45	1200
Concreto celular	1300	0,65	1200
Concreto leve	1600	0,80	1200
Tijolo cerâmico	2000	1,20	1200
Concreto de densidade normal (de agregado predominantemente amorfo)	2200 - 2400	1,30	1200
Concreto de densidade normal (de agregado predominantemente cristalino)	2200 - 2400	1,70	1200
Mantas de fibras minerais	100 - 500	0,23 - 0,25	1500
Mantas cerâmicas	64 - 192	0,10 - 0,25	1067
Argamassa de fibras minerais	200 - 350	0,08 - 0,10	1050
Argamassa de gesso	500 - 800	0,20 - 0,23	1700

Através dessa tabela, pode-se observar que a condutividade térmica dos concretos celulares aumenta com o aumento da massa específica.

4.4 – TRANSMISSÃO DE CALOR EM MATERIAIS SÓLIDOS

Neste item serão discutidos os mecanismos de transferências de calor com um enfoque na influência das propriedades físicas e térmicas das proteções contra incêndio na transferência de calor do compartimento de incêndio para as estruturas de aço.

A transmissão de calor entre materiais sólidos ocorre de três modos diferentes:

- a) Convecção.
- b) Radiação;
- c) Condução.

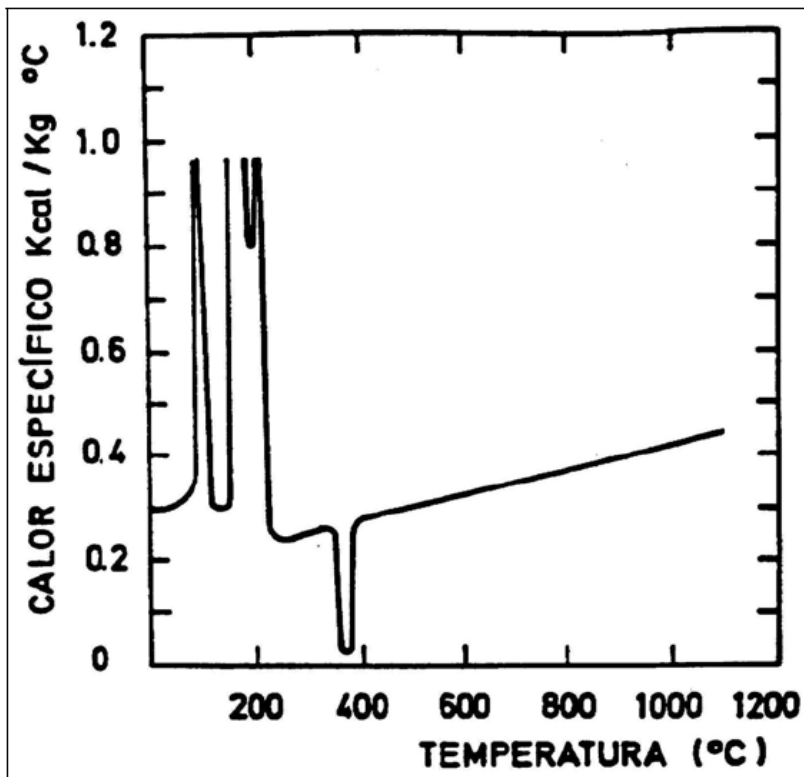


Figura 4.2 – Variação do calor específico do gesso com o aumento da temperatura (NEVES, 1994).

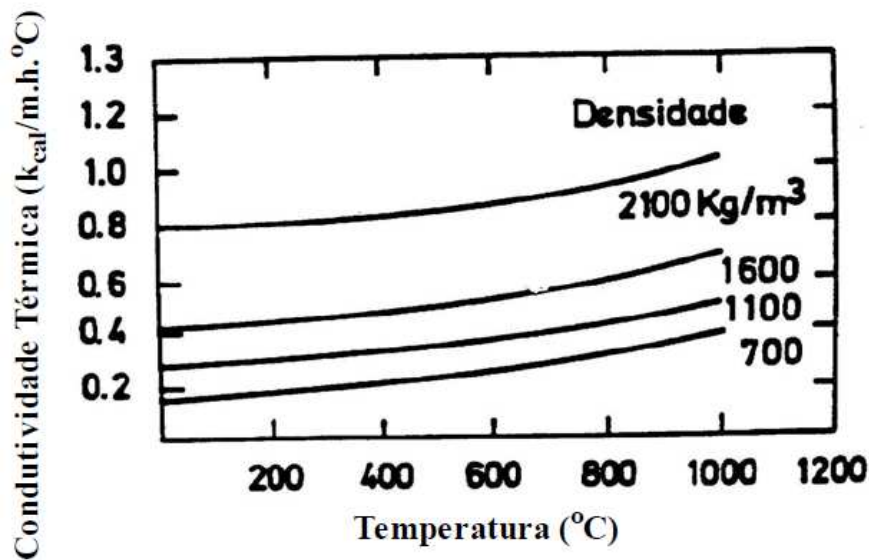


Figura 4.3 – Variação da condutividade térmica de um tijolo cerâmico com o aumento da temperatura (NEVES, 1994).

Convecção

Ocorre transmissão de calor por convecção quando no material existem espaços de ar com dimensão suficiente para permitir a circulação de ar aquecido das regiões mais quentes para as mais frias. Nos materiais de proteção a contribuição deste tipo de transmissão de calor é desprezível.

Radiação

A transmissão de calor por radiação ocorre de maneira acentuada nos materiais porosos. As zonas mais quentes das superfícies dos poros transmitem calor por radiação para as zonas mais frias. A transmissão de calor por radiação aumenta fortemente com a temperatura e esse fato explica o aumento significativo da condutividade térmica de materiais porosos com a temperatura, como é o caso de algumas lãs minerais. Aumentando a massa específica do material isolante térmico consegue-se diminuir a transmissão de calor por radiação.

Condução

A transmissão de calor por condução ocorre através da interação entre partículas (ponto material que possui determinados atributos). Em materiais pouco porosos a transmissão de calor ocorre fundamentalmente através de condução.

O calor é transmitido das partículas com um nível de energia elevado para as partículas com um nível de energia mais baixo. Esta transmissão aumenta com a temperatura, o que tende a aumentar a condutividade térmica. Por outro lado, o aumento de temperatura aumenta a desordem das partículas e provoca uma transmissão de calor em todas as direções, o que tende a diminuir a condutividade térmica.

Os materiais cristalinos têm uma estrutura ordenada à temperatura ambiente e, por isso, uma condutividade térmica relativamente elevada. O aumento de temperatura aumenta a desordem das partículas e também o número destas com um alto nível de energia. Em geral, o aumento da desordem é preponderante e estes materiais apresentam condutividade térmica decrescente com a temperatura.

Nos materiais amorfos as partículas encontram-se reunidas de forma desordenada e o aumento de temperatura não acarreta um aumento dessa desordem. No entanto, o número de partículas com alto nível de energia aumentará. Deste modo, os materiais amorfos têm em geral baixa condutividade térmica à temperatura ambiente, aumentando o seu valor com o aumento da temperatura.

Os materiais de proteção contra incêndio são normalmente constituídos de uma mistura de substâncias cristalinas e amorfas. Portanto, a variação com a temperatura da condutividade térmica desses materiais dependerá da percentagem de cada uma dessas substâncias.

4.5 – DESCRIÇÕES DE ALGUNS MATERIAIS DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO

4.5.1 – ARGAMASSAS PROJETADAS

Trata-se de materiais incombustíveis, à base de fibras minerais e cimentos (ligantes), com excelentes propriedades termo-acústicas, elevados índices de resistência à erosão eólica e são aplicados por processo de projeção pneumática (jateamento).

Estes produtos além de não agredirem o aço, o protege contra a corrosão. Para a sua aplicação a estrutura deverá estar livre de óleos, graxas, ferrugens, carepa ou elementos estranhos, tendo em vista a total garantia de aderência às estruturas metálicas. Dispensam o uso de qualquer tipo de ancoragens ou processos de sustentação e a forma de envolvimento da estrutura deverá ser do tipo “contorno”.

Os sistemas de materiais projetados são os mais utilizados em todo o mundo para a proteção passiva contra fogo de estruturas metálicas, em virtude da grande eficiência, baixo custo e alta velocidade de aplicação. Porém, requerem a limpeza posterior do ambiente e dependem de bons acessos para aplicação. Possuem aparência de um chapisco rústico, mas podem ser pintados com produtos especiais ou tintas látex sempre que houver necessidade de um melhor padrão estético. Podem ser usados em locais expostos a intemperismo com o uso de produtos especiais de cobertura.

Podem ser divididos entre os cimentícios - compostos por alto índice de material aglomerante, tais como gesso, cimento e minerais inertes - e as fibras projetadas. Estas são produtos compostos por fibras minerais, geralmente lã de rocha, misturadas com baixo teor de aglomerante. A Figura 4.4 mostra um pilar metálico protegido com argamassa a base de cimento e fibras minerais.



Figura 4.4 – Argamassa projetada (COSTA, 2001)

4.5.2 – TINTAS INTUMESCENTES

Trata-se de um sistema composto de primer, tinta intumescente e tinta de acabamento. As tintas intumescentes são materiais aplicados na superfície do perfil, como se fossem uma pintura espessa. São produtos reativos ao calor que, aproximadamente a 200°C, intumescem, ou seja, iniciam um processo de expansão volumétrica. Esta expansão volumétrica pode ser de até 35 vezes a espessura inicial de aplicação, que geralmente varia de 0,55 a 2,5 mm.

Após a expansão volumétrica esta tinta adquire uma característica esponjosa. Tendo os seus poros preenchidos por gases não tóxicos, que atuam em conjunto com resinas especiais formando uma espuma rígida na superfície da estrutura, a qual provoca o retardamento da elevação da temperatura nos elementos metálicos.

Para estruturas sem pintura ou tratamento prévio, é requerido um lixamento mecânico ou jato de areia para a preparação superficial. Após a preparação da superfície é requerida a aplicação de um primer epóxi com base em zinco com espessura de 70 a

150 μm . Sua aplicação pode ser feita através de rolo, pincel ou spray e a espessura máxima por demão não deve ser superior a 400 μm .

O acabamento é obtido através da aplicação de um produto com aparência final similar a uma pintura epóxi convencional. As tintas intumescentes fornecem excelente acabamento, todavia são materiais caros e devem ser utilizados com cautela para não inviabilizarem economicamente o empreendimento. As Figuras 4.5 e 4.6 mostram, respectivamente, um exemplo de aplicação de tinta intumescente e sua expansão volumétrica em situação de incêndio em um perfil de aço protegido.



Figura 4.5 – Tinta Intumescente, (COSTA, 2001)

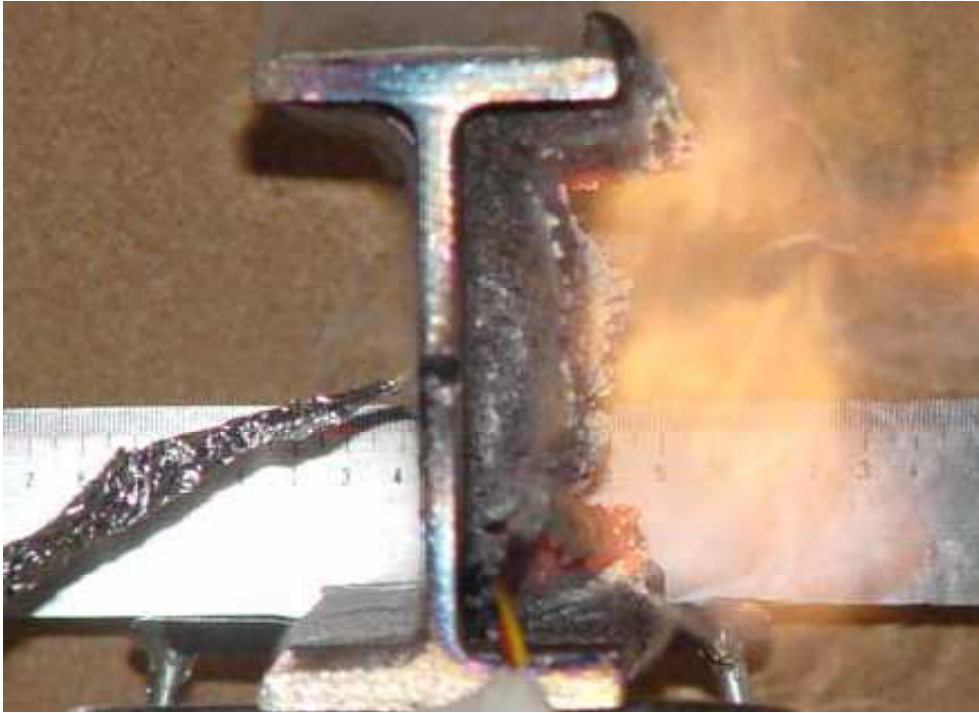


Figura 4.6 – Expansão volumétrica em situação de incêndio em um perfil de aço protegido (fonte: Dowling, 2003).

4.5.3 – MANTAS

As mantas podem ser de fibra cerâmica, lã de rocha ou qualquer outro material fibroso. São geralmente aplicadas como proteção tipo contorno e fixadas por meio de pinos de aço previamente soldados à estrutura.

Devido a suas características e forma de aplicação, são boas alternativas para a proteção de estruturas de edificações já em funcionamento, pois este sistema gera menos sujeira que os materiais projetados. Por possuir um acabamento rústico, é interessante que fiquem ocultas sobre forros ou sejam envolvidas por materiais específicos de acabamento.

Mantas de fibra cerâmica

Trata-se de um produto desenvolvido para resistir até duas horas de incêndio e por ser um material flexível é muito utilizado como proteção tipo contorno. A manta cerâmica é um produto obtido da eletrofusão de sílica e alumina. As fibras que a compõe são

multidirecionais e entrelaçadas por um processo contínuo de agulhamento, conferindo às mantas boa resistência ao manuseio e à abrasão. Seu ponto de fusão ocorre aproximadamente a 1760°C, e suportam trabalhar continuamente à 1260°C. São fornecidas em rolos com massa específica de 96 e 128 kg/m³.

Podem ser usadas tanto como proteção tipo caixa quanto tipo contorno. Porém, para proteções tipo contorno, tornam-se antieconômicas para a proteção de perfis com altura superior a 150 mm, pois nesses casos faz-se necessário o emprego de uma tela ao redor do perfil como base para apoio das mantas.

Podem ser fornecidas completamente encapsuladas em folhas de alumínio reforçado com trama de fibra de vidro. Estas folhas resistem ao manuseio durante a aplicação, bem como às condições ambientais adversas, possuindo resistência à umidade. A Figura 4.7 mostra o exemplo de uma viga metálica protegida por uma manta cerâmica.

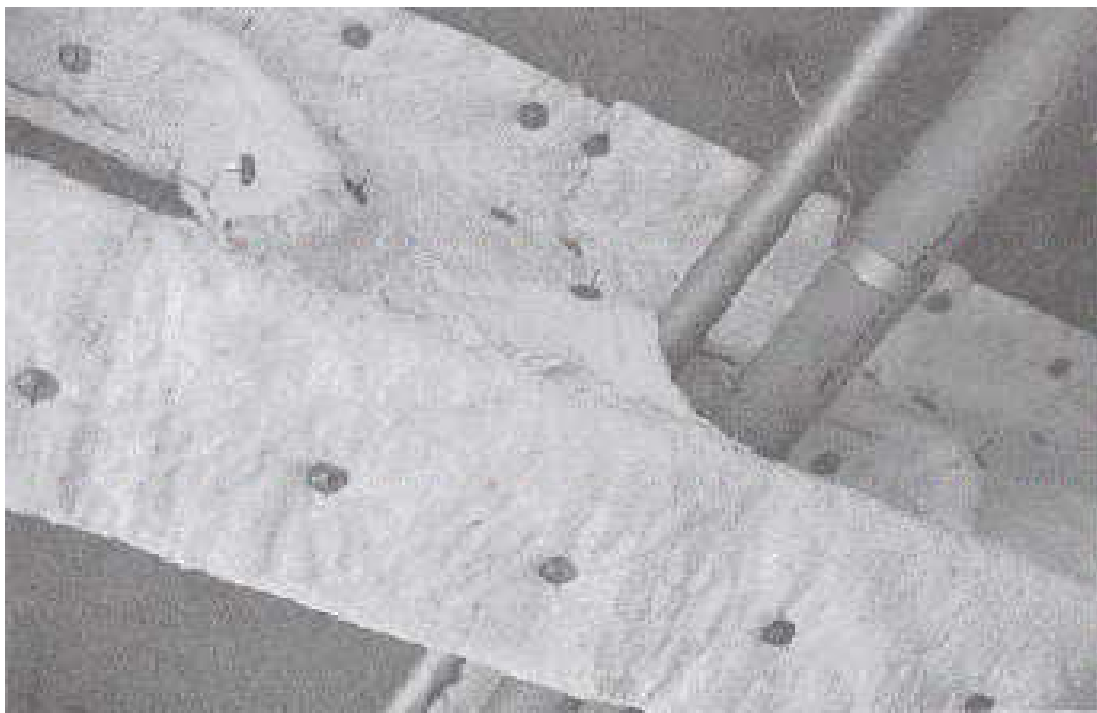


Figura 4.7 – Viga metálica protegida com manta cerâmica (COSTA, 2001)

4.5.4 – PAINÉIS DE MATERIAIS FIBROSOS

Os painéis de materiais fibrosos possuem funcionamento e propriedades térmicas bastante semelhantes aos das mantas e são aplicados no sistema caixa. São feitos com materiais fibrosos como lã de rocha, em geral aglomerados com resinas.

Painéis de lã de rocha

São painéis com excelentes propriedades termo-acústicas, produzidos a partir de rochas basálticas e componentes inorgânicos. Têm suas fibras obtidas através de processos de fibragem por centrifugação, aglutinados por resina termofixa.

Esses painéis são fixados em pinos previamente soldados à estrutura e travados por arruelas metálicas. Alternativamente, os painéis podem ser fixados por sistemas de travamento de encaixe sob pressão, sem a necessidade da utilização de soldagens na estrutura.

Esses materiais não agridem o aço. Trata-se de um material higroscópico, permeável à umidade. Devido a isto, recomenda-se o tratamento convencional de proteção anticorrosiva da estrutura. Estes materiais não devem ficar expostos às intempéries ou a exposição pública, tendo em vista seu acabamento estético rústico e ainda seus baixos índices de resistência mecânica. A Figura 4.8 mostra o exemplo de uma estrutura de cobertura protegida por painéis de lã de rocha e na Figura 4.9 um pilar metálico protegido por placas cerâmicas.



Figura 4.8 – Estrutura de uma cobertura protegida com painéis de lã de rocha (COSTA, 2001).



Figura 4.9 – Placa Cerâmica, (COSTA, 2001)

4.5.5 – PLACAS DE GESSO ACARTONADO

Existe no mercado placas de gesso acartonado que possuem características específicas para a proteção contra fogo de estruturas metálicas. Essas placas possuem custo superior às placas de gesso acartonado denominadas de “dry-wall”, utilizadas geralmente como materiais de vedação. Porém, podem ser uma boa solução em projetos onde existam requisitos de acabamento. Este tipo de proteção deve ser utilizado no interior dos edifícios, pois externamente sofrem agressão da umidade.

4.5.6 – ARGAMASSA DE VERMICULITA

O produto é obtido através de uma mistura à base de vermiculita expandida, cimento hidráulico e aglomerante minerais com adição de água potável fresca. A argamassa de vermiculita é um dos produtos mais antigos utilizados no Brasil para a proteção de estruturas metálicas.

São produtos de grande resistência mecânica e a intemperismo. São utilizados principalmente em áreas industriais sujeitas à abrasão ou atmosferas quimicamente agressivas. Para sua aplicação devem ser soldados pinos metálicos de acordo com um “lay-out” pré-determinado. As estruturas são envolvidas por telas de malha hexagonal, fixadas através de arruelas de pressão. O revestimento é aplicado por processo de projeção pneumática. O acabamento normal para a argamassa à base de vermiculita é rústico, similar a um chapisco grosseiro, podendo ser feito um acabamento após a aplicação.

São argamassas de agregado leve, à base de vermiculita, que pertence ao grupo dos minerais micáceos, com ponto de fusão em torno de 1370°C. A vermiculita, quando aquecida, perde água, intumesce e se expande. Sua massa específica é de 100 a 130 kg/m³. É encontrada na forma de flocos, para dosagem em obra, ou pré-misturada a seco com aditivos e cimento, para posterior adição de água.

As espessuras da proteção com argamassa de vermiculita variam de 10 a 40 mm e possuem uma massa específica que varia entre 300 e 800 kg/m³, dependendo da dosagem da argamassa e da capacidade de isolamento requerida. A Figura 4.10 mostra um exemplo de aplicação de uma argamassa à base de vermiculita.



Figura 4.10 – Vigas de aço revestidas com argamassa de vermiculita, por meio de “spray” (COSTA, 2001)

5 – MÉTODO PROPOSTO

Para este trabalho, utilizamos para definir os perfis constituintes do edifícios horizontais exemplificados o software Cype cad, considerando a velocidade básica do vento igual a 40 m/s, de acordo com a NBR 6123: 1990. Posteriormente partimos para as análises térmicas que justificam este trabalho.

Para tais, dispondo primeiramente do software TASEF que resulta em um histórico de temperaturas de cada parte da estrutura em relação ao tempo de exposição ao incêndio simulado. Este histórico é introduzido no software VULCAN, que exprime as deformações do pórtico em relação ao histórico de temperatura do TASEF, onde podemos observar o comportamento das estruturas ensaiadas.

Os valores de deslocamentos resultantes do VULCAN são implementados no software SAP2000 (versão 9), para que o comportamento da parede de vedação do edifício seja exibido. Desta forma podemos analisar como cada parte da estrutura interfere na movimentação da parede de vedação lateral

5.1 – TASEF

O TASEF é um software de análise térmica cuja principal função é descrever o histórico de temperaturas em uma estrutura submetida a um gradiente térmico, que no nosso caso é o incêndio. O TASEF utiliza elementos isoparamétricos bidimensionais triangulares e quadrangulares com 3 e 4 nós, respectivamente.

Para a realização da análise, a seção transversal do perfil é modelada por uma malha de elementos finitos quadrangulares e a temperatura de cada ponto nodal é calculada para cada passo de tempo. É necessário, então, resolver uma equação de equilíbrio análoga à equação utilizada para solução de problemas estruturais:

$$[K]\{\Delta\theta\} = \{\Delta Q\} \quad (5.1)$$

onde:

$[K]$ é a matriz de condutividade térmica;

$\{\Delta\theta\}$ é o vetor de incrementos das temperaturas nodais;

$\{\Delta Q\}$ é o vetor de fluxos de calor nodais incrementais.

5.1.1 – DISCRETIZAÇÃO TRANSVERSAL DOS PERFIS EM ELEMENTOS FINITOS

Para obtenção das temperaturas nodais em cada passo de tempo (cada incremento de temperatura), faz-se necessário a discretização do perfil a ser analisado em elementos finitos. Conforme citado anteriormente, serão utilizados elementos quadrangulares isoparamétricos. Deve-se fazer uma discretização de modo a compatibilizar a discretização transversal do TASEF com a do VULCAN, que é padronizada e será apresentada oportunamente.

Como dados de entrada, são fornecidas ao TASEF: características geométricas do perfil a ser analisado, propriedades do material, temperatura ambiente e temperatura inicial da estrutura, identificação dos grupos de nós que receberão diretamente o fluxo de calor, tempo de análise e curva de incêndio a qual o perfil está submetido.

O programa possui em seu banco de dados características térmicas de quatro materiais: aço, concreto e duas lãs minerais de 50 kg/m³ e 140 kg/m³. Para efetuar análises utilizando qualquer dos materiais anteriormente citados, é necessário somente informar ao programa o tipo de material utilizado. Todavia, outros materiais podem ser utilizados desde que se conheça e se forneça as características térmicas de tais materiais.

O TASEF permite que se utilize grupos de nós para introdução de diferentes emissividades em cada região do perfil. A COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES (1993), sugere que a emissividade do perfil seja adotada de acordo com a Figura 5.1.

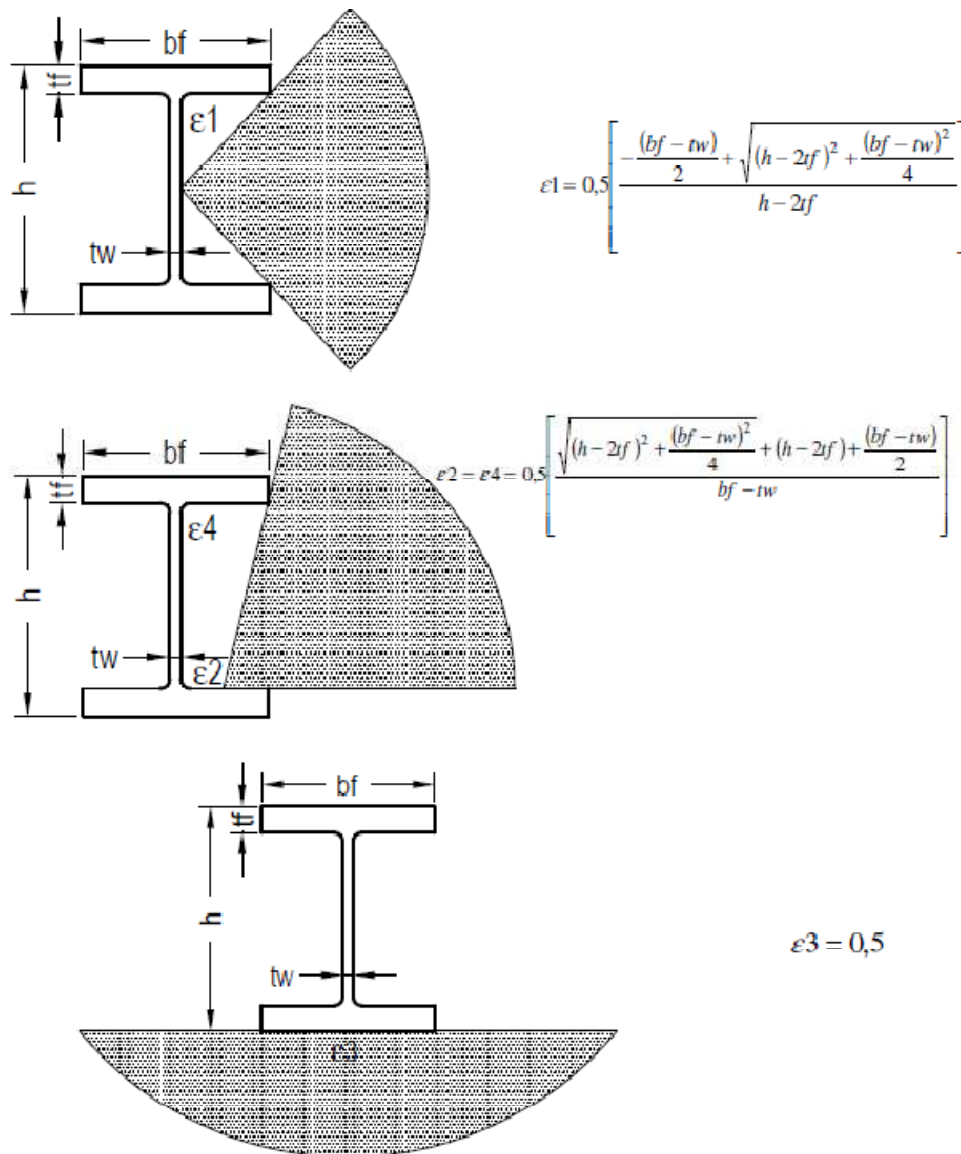


Figura 5.1 – Determinação da Emissividade.

As emissividades ilustradas na Figura 5.1 foram baseadas em estudos de feitos de Sombra e as equações apresentadas, na maioria dos casos, resultam em valores muito próximos aos adotados na Figura 5.2, podendo estes valores, sem grandes erros, serem utilizados nas análises térmicas.

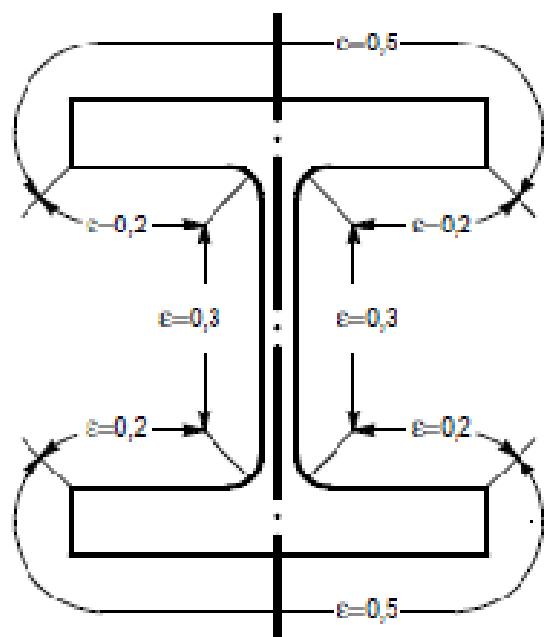


Figura 5.2 – Emissividade Simplificada.

Algumas observações importantes devem ser consideradas na elaboração da malha a ser utilizada pelo TASEF. A primeira delas, de extrema importância para a interpretação dos resultados, é que os nós são numerados em seqüência, crescendo primeiramente em y e depois em x . A segunda, não menos importante que a primeira para a interpretação dos resultados, é que os eixos cartesianos são rotacionados de um ângulo de 90° em sentido horário em relação ao sistema de eixos convencional, como pode ser visto na Figura 5.3. Note também, que para a discretização da seção é necessário a utilização do que, no TASEF, chama-se de nós fictícios. Para discretizar um perfil I, como o ilustrado na Figura 5.3, é necessário definir toda uma região, chamada pelo programa de região principal, que tem dimensões, neste caso, de $bf/2$ e h , ou seja, um retângulo com vértices nos nós 1 e 36. Desta região principal retira-se uma região retangular com vértices no nó 12 e nó 34, chamada de região fictícia. Esta região é, então, desconsiderada pelo programa durante a análise. Durante a análise, é como se a região formada pelos nós 22, 23, 24, 31, 32 e 33 não existisse, o que nos remete à estrutura real. Os demais nós são chamados de nós homogêneos.

A análise é feita considerando a exposição direta dos nós 1, 10, 19, 28, 29, 30, 21, 12, 13, 14, 15, 16, 25, 34, 35, 36, 27, 18 e 9 ao incêndio com duração do TRRF específico para cada estrutura. Cabe salientar que a escolha da malha de elementos finitos,

apresentada na Figura 5.3, é feita de acordo com a malha da seção transversal do VULCAN, software utilizado para realizar as análises estruturais avançadas neste trabalho, que tem uma configuração fixa.

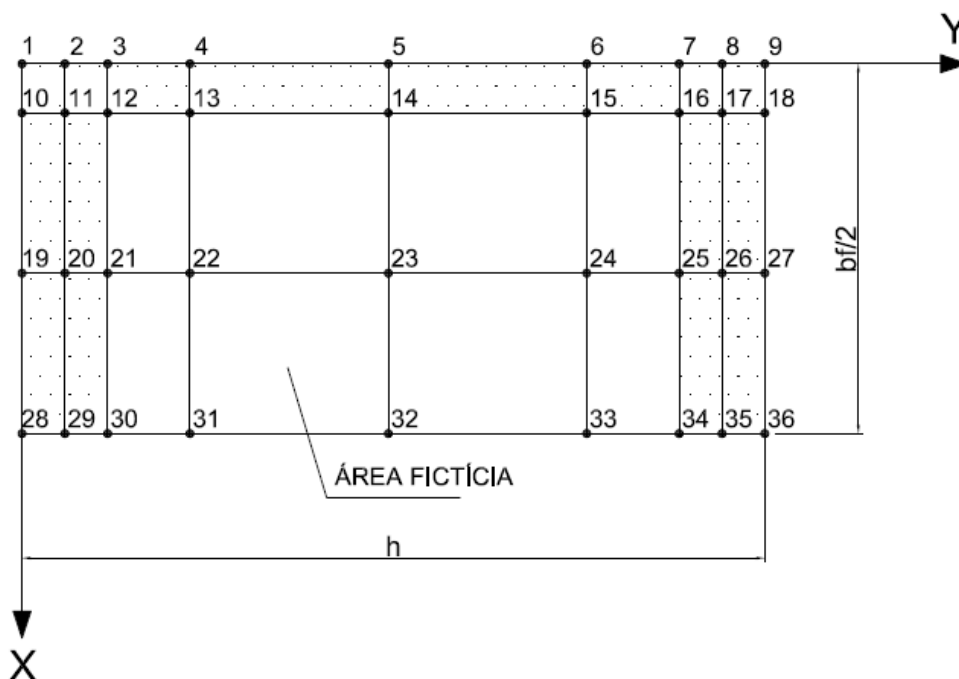


Figura 5.3 – Discretização em Elementos Finitos do Perfil I – sem proteção.

Conforme mencionado anteriormente, o TASEF fornece o histórico de temperaturas ao longo do tempo, para cada nó homogêneo discretizado na estrutura real. Porém, nem todos esses nós tem interesse direto para as análises estruturais. Para uma melhor compreensão dos nós que realmente interessam, apresenta-se na Figura 5.4, a malha da seção transversal predefinida pelo VULCAN.

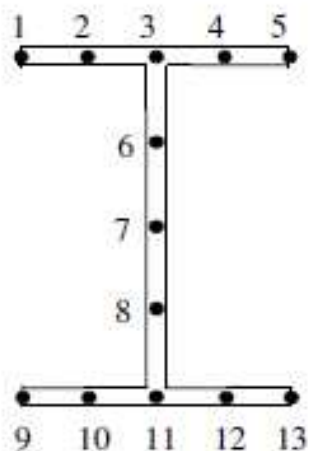


Figura 5.4 – Malha da Seção Transversal do Elemento Utilizado pelo VULCAN.

A malha da seção transversal do elemento de viga-coluna do VULCAN, como visto na Figura 5.4, tem 13 nós predefinidos. Nesses nós é necessário conhecer a variação de temperatura ao longo do tempo. Para isso é necessário proceder a uma compatibilização entre a malha do TASEF e a malha do VULCAN, que, para este perfil, é mostrada na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Compatibilização de Nós do TASEF e VULCAN.

Nó do Tasef	Nó do Vulcan
2	3
4	6
5	7
6	8
8	11
20	2 e 4
29	1 e 5
26	10 e 12
35	9 e 13

5.2 – O VULCAN

Nenhum método de análise estrutural teve aceitação tão ampla quanto o método dos elementos finitos. Após o seu surgimento e seu desenvolvimento em paralelo com o dos

computadores digitais, a sua aplicação aos domínios mais desafiantes da Engenharia ocorreu rapidamente, com ampla validação experimental. Porém, sua aplicação à análise do comportamento estrutural em incêndio deu-se tardiamente.

Devido ao alto custo e às limitações físicas de ensaios em fornos para obtenção da resposta em incêndio, muito rapidamente sentiu-se a necessidade de elaboração de modelos analíticos confiáveis para viabilizar a análise da resposta das peças estruturais sob altas temperaturas. Métodos de modelamento avançados, ensaios de incêndio e ensaios de subestruturas mostraram a necessidade de considerar o efeito da hiperestaticidade e da distribuição não uniforme de temperaturas no caso de análise de estruturas reais, BAILEY (1995).

Os primeiros modelos faziam uma estimativa da temperatura crítica de vigas de aço isoladas, sob distribuição uniforme de temperatura passando-se, em trabalhos posteriores, à consideração de distribuição de temperatura variável. O método dos elementos finitos começou a ser utilizado em 1975, mas o primeiro programa de grande porte foi o FASBUS II (Fire Analysis of Steel Building Systems), IDING e BRESLER (1981). O grupo de Engenharia de Incêndio da Universidade de Sheffield, Inglaterra, elaborou um programa denominado INSTAF. BAILEY (1995) descreve as implementações feitas no programa INSTAF para introdução de análise de ligações semi-rígidas em incêndio. Em uma linha evolutiva, o INSTAF foi modificado para introduzir a análise de lajes em ação estrutural composta com vigas de aço. Esta versão do programa foi denominada VULCAN.

VULCAN é um programa de análise tridimensional desenvolvido com a finalidade de modelar o comportamento de estruturas de edifícios trabalhando conjuntamente com lajes sob condições de incêndio. Nele a estrutura é modelada como uma montagem de elementos de vigas, pilares, molas, conectores de cisalhamento e lajes. As vigas-coluna são representadas por elementos de barra unidimensionais de 2 nós, tendo cada nó 8 graus de liberdade em coordenadas locais e 11 graus de liberdade em coordenadas globais, permitindo a simulação de flexão composta oblíqua, de flambagem lateral por torção e, ainda, de torção e empenamento, como ilustra a Figura 5.5.

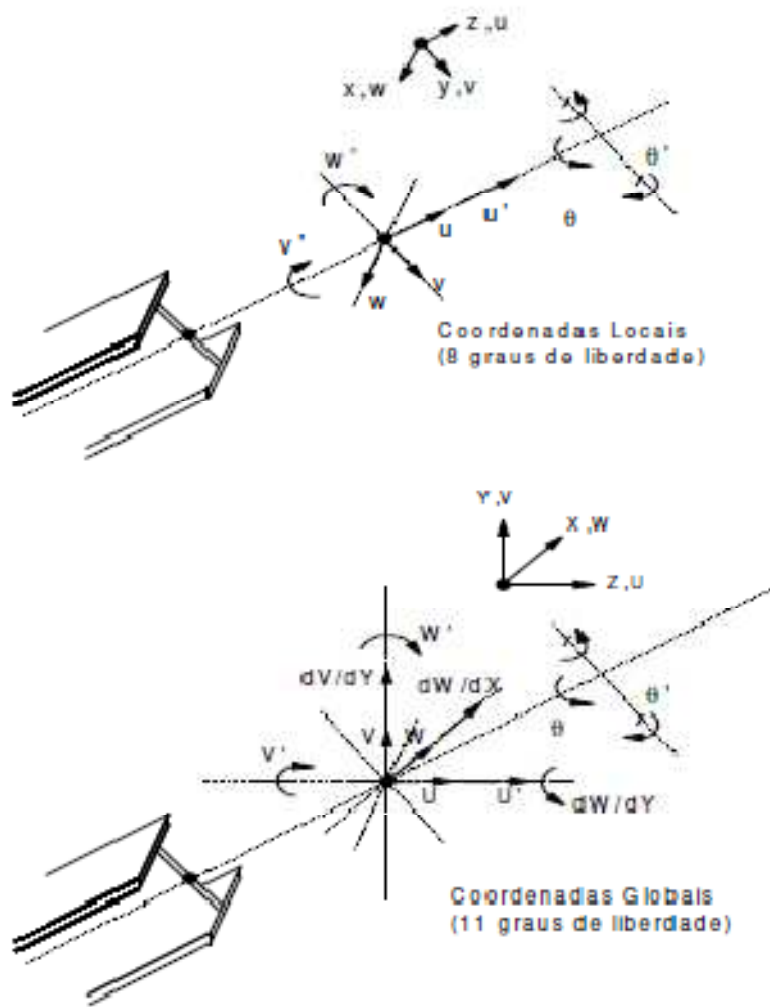


Figura 5.5 – Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais, (BAILEY, 1995).

A laje é representada por um elemento de placa de 4 nós, com 5 graus de liberdade por nó, Figura 5.6. Os nós dos diferentes tipos de elementos estão definidos em um plano de referência fixo comum. Para representar as características das ligações aço-aço e ligações semi-rígidas de um pórtico, um elemento de mola com 2 nós de comprimento nulo, com os mesmos graus de liberdade do elemento de viga-coluna, pode ser usado, Figura 5.7. A interação de vigas de aço e lajes de concreto é representada usando um elemento de ligação também com 2 nós e comprimento nulo, com três graus de liberdade translacionais e dois rotacionais em cada nó para simular um conector de cisalhamento.

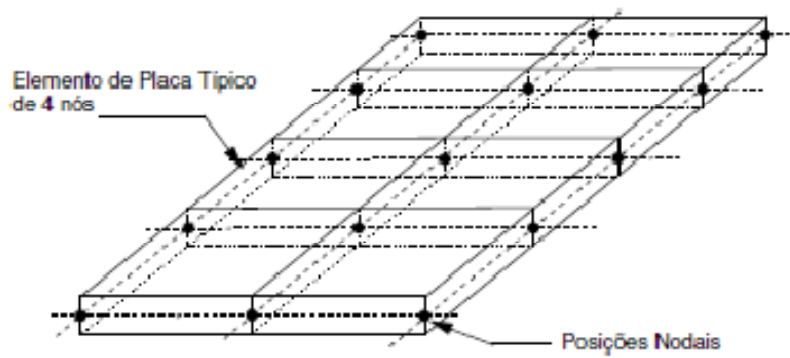


Figura 5.6 – Elemento de placa do VULCAN.

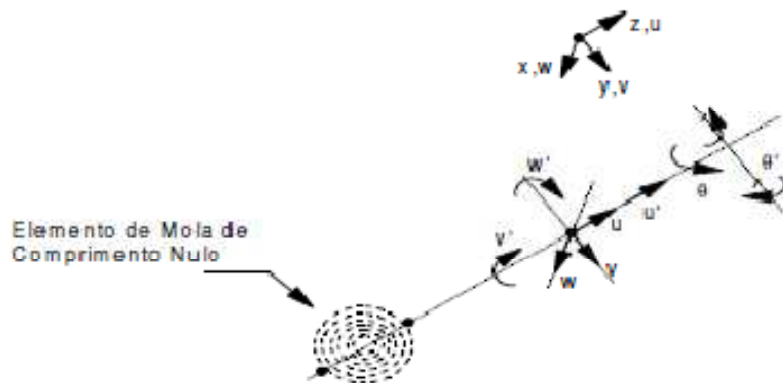


Figura 5.7 – Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais, (BAILEY, 1995).

Como em qualquer solução de problemas contínuos em elementos finitos, o comprimento total da barra é dividido em diversos elementos conectados entre si pelos pontos nodais. Os deslocamentos dos pontos nodais são as variáveis do problema. A equação de equilíbrio do modelo para uma análise não-linear é dada por:

$$[K_T]\{\Delta u\} = \{\Delta P\} \quad (5.2)$$

onde:

$[K_T]$ é a matriz de rigidez tangente;

$\{\Delta u\}$ é o vetor de incrementos dos deslocamentos nodais;

$\{\Delta P\}$ é o vetor de forças nodais incrementais.

A Equação 5.2 pode ser utilizada para trabalho com não-linearidade física e geométrica. Uma vez que a equação de equilíbrio é não-linear é necessário adotar-se métodos numéricos adequados para a sua solução. O problema da não-linearidade do modelo é então resolvido pelo processo de Newton-Raphson modificado, um dos métodos antigos muito usados para essa finalidade. Conforme ilustra a Figura 5.8, a matriz de rigidez $[K_T]$ é substituída por uma aproximação constante $[\bar{K}_T]$. Existem várias possibilidades para esta comparação. $[\bar{K}_T]$ pode ser escolhida, por exemplo, como a matriz correspondente à primeira iteração $[\bar{K}_T]_1^i$, ou ainda ser a matriz correspondente a um passo inicial de carregamento $[\bar{K}_T]^1$.

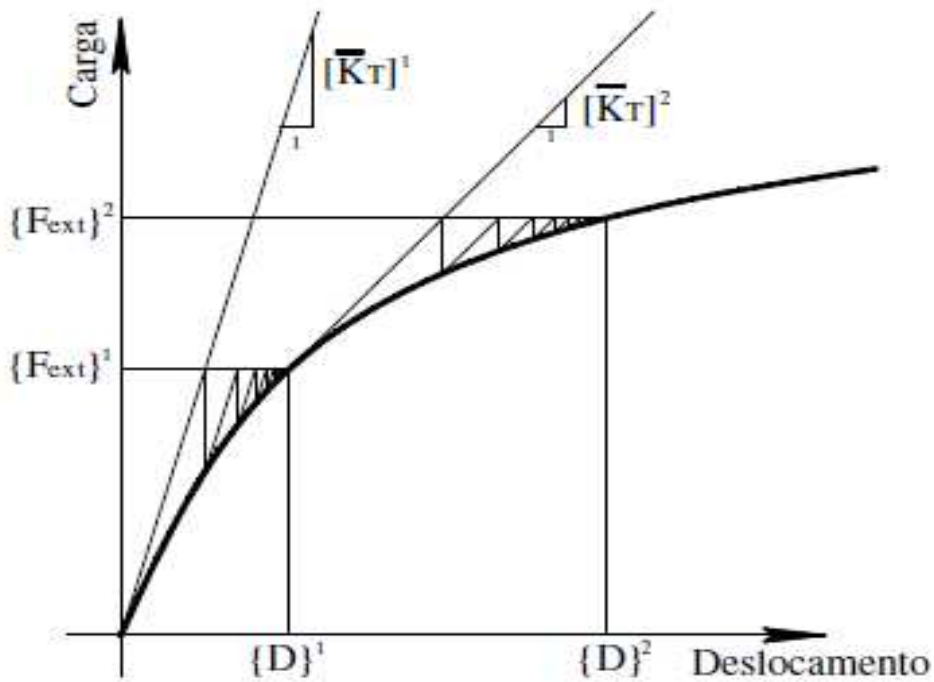


Figura 5.8 – Método de Newton-Raphson modificado.

O vetor de cargas incrementais é composto de cargas externas e cargas internas e, ainda, de esforços ocasionados pelas tensões térmicas. O processo iterativo é encerrado quando elementos negativos aparecem na diagonal principal da matriz de rigidez durante o processo de eliminação de Gauss, caracterizando, assim, o colapso da estrutura. FERREIRA et al (2005).

Para permitir uma considerável variação de tensão, de deformação e de temperatura na seção transversal representada, esta é definida por 13 pontos nodais, o que a divide em 12 segmentos, conforme a Figura 5.9.

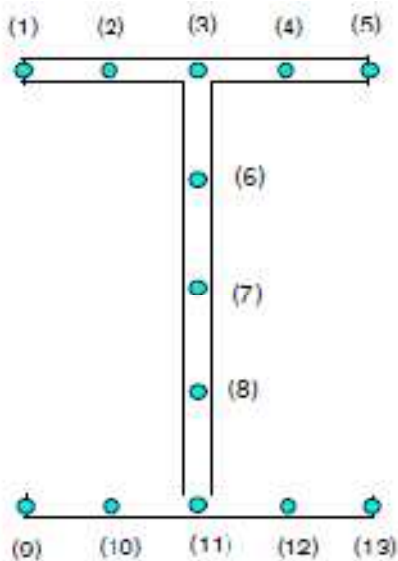


Figura 5.9 – Malha da seção transversal com os pontos nodais.

O programa VULCAN foi reformulado, PLANK et al. (2002), para que seu elemento de viga tenha apenas 6 graus de liberdade, resultando em tempos de processamento menores e melhor interface com o usuário. Em paralelo, está em desenvolvimento a interface que permite a representação gráfica de todos os resultados, tais como, deformações tridimensionais, padrões de fissuração e gráficos convencionais.

6 – ESTUDO DE CASO

6.1 – ESTRUTURA ANALISADA

Foi estudado um edifício horizontal, ilustrado na Figura 6.1, neste caso a inclinação do telhado adotada foi de 3° , O edifício possui área de 6.000m^2 , sendo 60 metros de largura (B) e 100 metros de comprimento (L), sendo o vão entre os pórticos principais é de 10,00 metros.

A área de abertura do galpão corresponde a 25 metros quadrados e está localizada nos fundos da edificação. Os pilares externos possuem 12 metros de altura (H), bi-engastados na bases e bi-rotulados no topo. Os pilares internos são bi-engastados na base e bi-articulados no topo, devido a inclinação da cobertura a altura dos pilares internos, atingindo 12,90 metros no pilar central. As dimensões e vinculações do pórtico principal são mostradas na Figura 6.2.

Pórticos principais em alma cheia, compostos por perfis soldados, aço ASTM A36, as telhas são trapezoidais de aço galvanizado, pesando $0,07\text{ kN/m}^2$, o peso estimado da estrutura metálica (exceto pilares) é de $0,15\text{ kN/m}^2$ na cobertura, a sobrecarga, de acordo com a NBR 6120: 2000 - Cargas para o Cálculo de Estruturas – de $0,25\text{ kN/m}^2$ na cobertura.

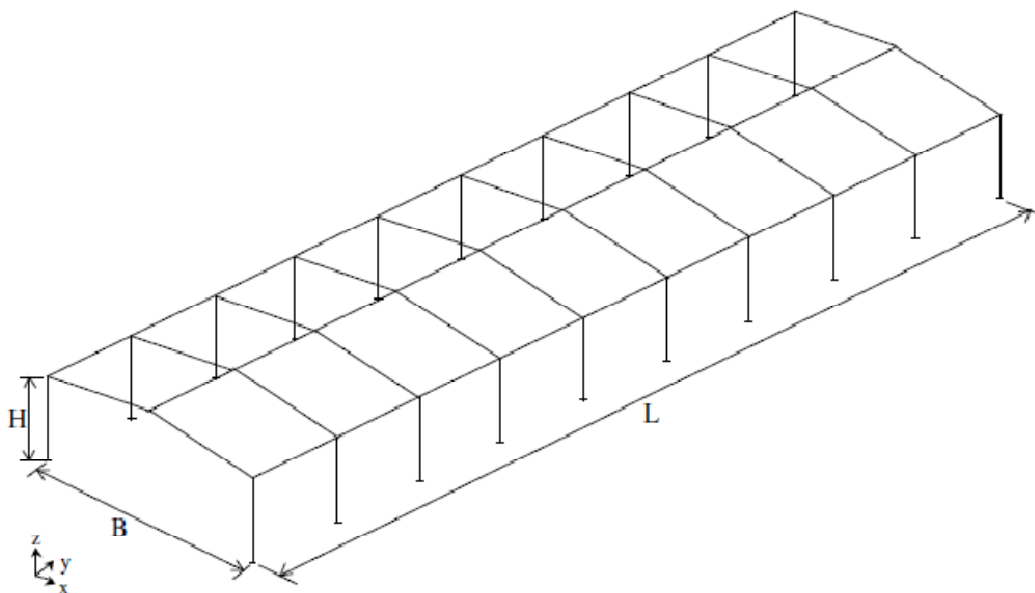


Figura 6.1 – Edifício horizontal típico.

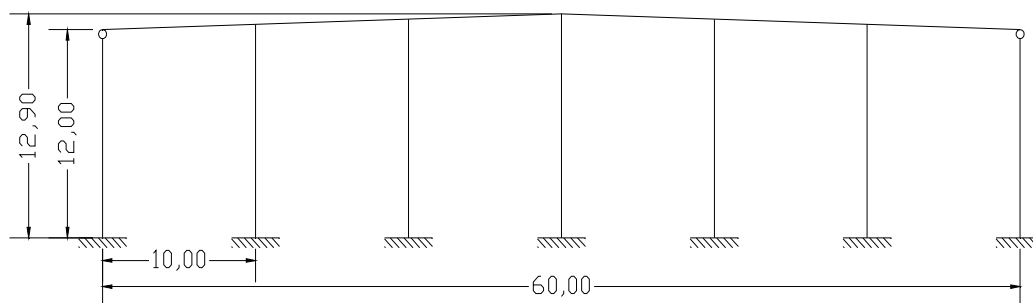


Figura 6.2 – Dimensões e vinculações do pórtico principal em metros.

Após a análise de dimensionamento estrutural usando o procedimento e softwares descritos nos capítulos anteriores deste trabalho, chegou-se a definição de que tipo de perfil atenderia nossas necessidades tendo como parâmetro os limites estabelecidos na NBR 8800: 1986. A seção transversal, a disposição dos perfis do pórtico principal são ilustrados nas Figuras 6.3 e 6.4, as dimensões dos perfis que montam o pórtico principal são identificados na Tabela 6.1.

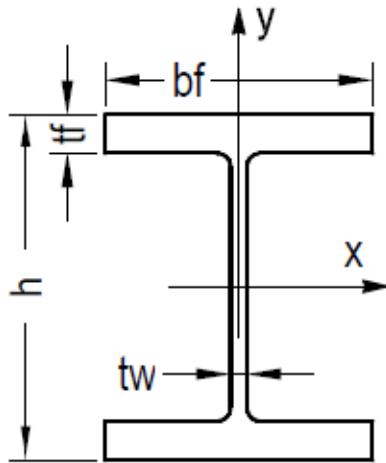


Figura 6.3 – seção transversal dos perfis do pórtico principal.

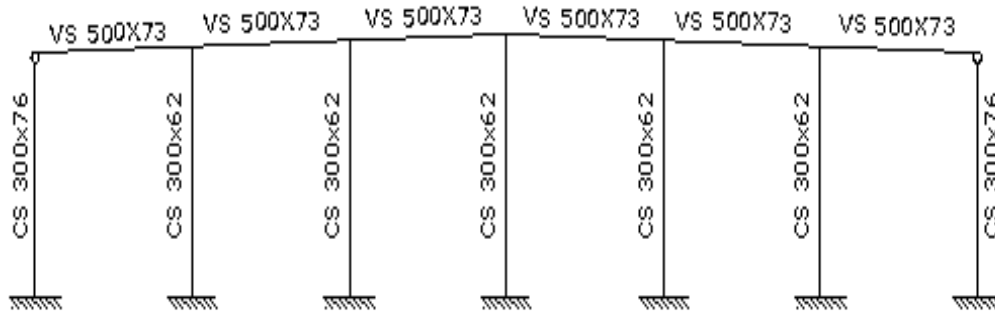


Figura 6.4 – Perfis que montam a estrutura do pórtico principal.

Tabela 6.1 – Dimensões dos perfis.

Descrição	Perfil	h(mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)
Pilar extremo	CS 300x76	300	300	8,0	12,5
Pilar central	CS 300x62	300	300	8,0	9,5
Vigas	VS 500X73	500	250	6,3	12,5

Para o prosseguimento da análise usando o software Vulcan, se faz necessário a montagem de uma malha de nós ilustrada na Figura 6.5, assim como os esforços a que cada nó é submetido, as solicitações de peso próprio, sobrecargas e combinações dos

esforços solicitantes foram calculados usando o procedimento descrito nos capítulos anteriores deste trabalho. A Figura 6.6 ilustra como foram dispostos tais solicitações.

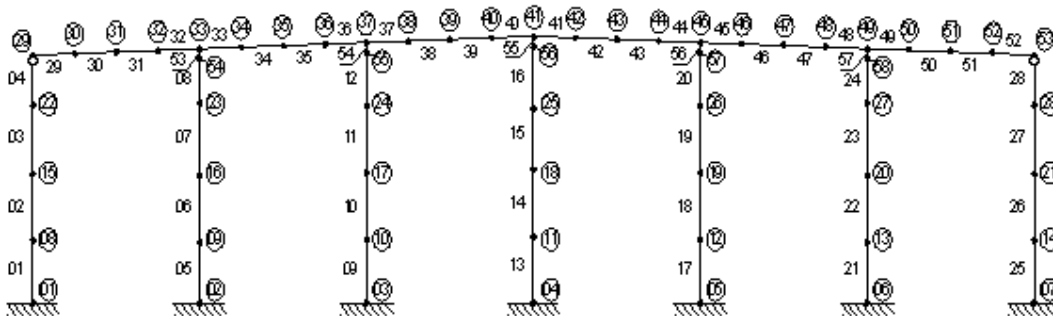


Figura 6.5 – Malha de nó para introdução no software Vulcan.

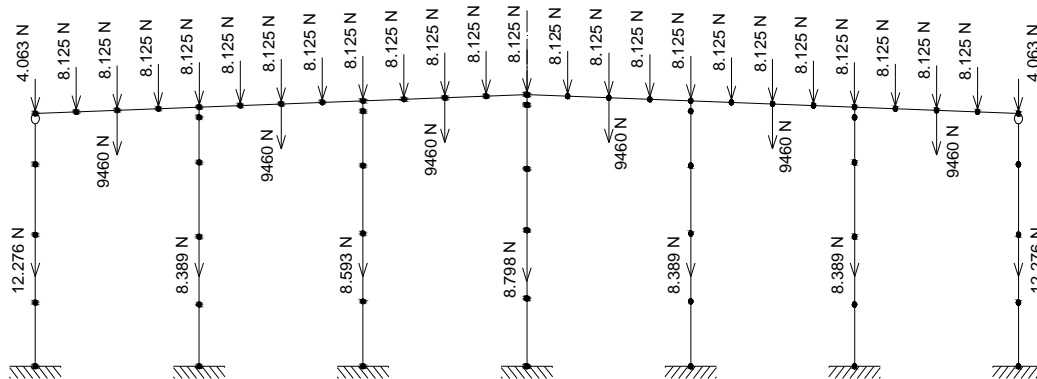


Figura 6.6 – Carregamento combinados atuantes no pórtico principal.

6.1.2 – SISTEMA DE FECHAMENTO

Como o objetivo desse trabalho é demonstrar o comportamento do pórtico principal e do sistema de fechamento lateral exposto numa situação de incêndio. Descrevem-se, a seguir, resumidamente os itens constituintes do fechamento do edifício.

O sistema de fechamento lateral do edifício analisado é constituído de dois pilaretes, terças e telhas de fechamento. Devido às grandes dimensões de altura e espaçamento entre os pórticos principais – Figura 6.7.

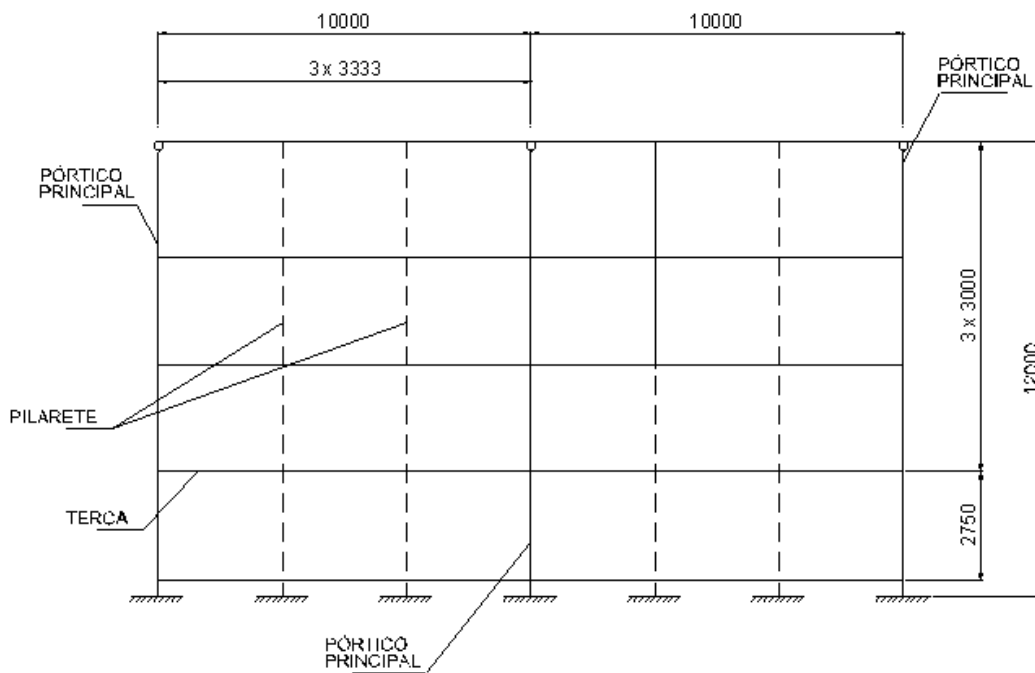


Figura 6.7 – Vista de parte da estrutura de fechamento lateral dimensões em milímetros.

Pilaretes

Os pilaretes que constituirão o fechamento lateral do trabalho em questão serão perfis soldados VS, espaçados entre de 3,33 metros, engastados na base e apoiados na extremidade superior para esforços de pressão nas paredes (vento de pressão). Para esforços de sucção, a extremidade superior do pilarete será livre. Este comportamento dúbio é obtido através da inclusão de um elemento estrutural, geralmente perfil “cartola” de chapa dobrada ou I laminado, fixados nas terças de cobertura e “trabalhando” somente à compressão.

Com o auxílio do programa VisualMetal os procedimentos de cálculo para verificação da resistência à tração, compressão, esforço cortante, flexão, flexotração e flexocompressão, limitando o resultado sempre ao deslocamento máximo horizontal estabelecido pelo Anexo C da NBR 8800: 1986, que neste caso será $L/200$ (onde L é a altura do pilarete).

- VisualMetal, versão 1.6 - Programa para dimensionamento de elementos de aço laminados e soldados segundo a NBR8800: 1986, desenvolvido pela Universidade de Passo Fundo, RS.

Com isso defini-se que o perfil adotado será o perfil VS 300x38 para o pilarete do sistema de fechamento lateral.

Terças

As terças serão compostas por perfil Z dobrado a frio, aço ZAR 345 (galvanizado), sendo consideradas apoiadas nos pilaretes e nas colunas dos pórticos principais, conforme detalhe de ligação - Figura 6.8.

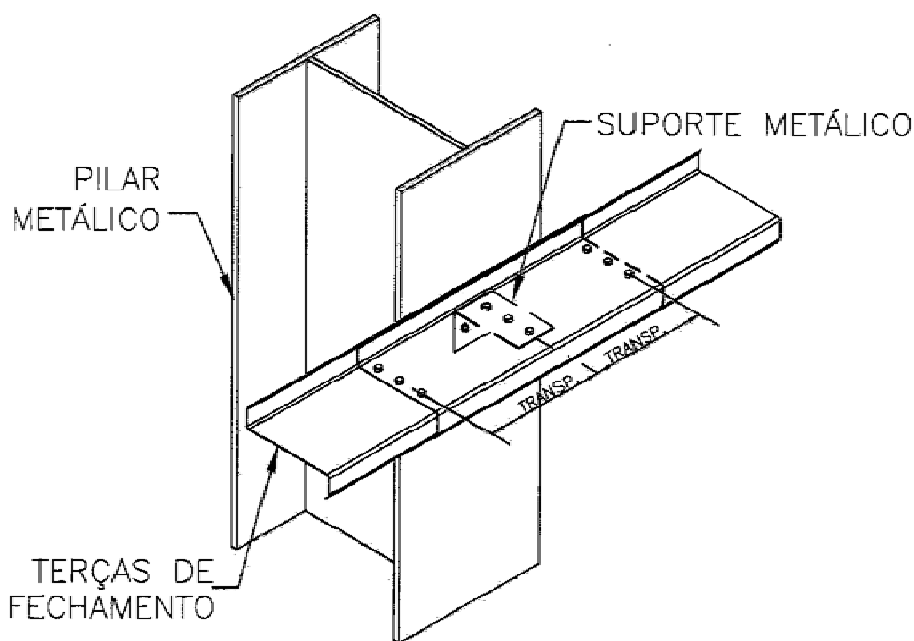


Figura 6.8 – Fixação das terças em pilares metálicos (Fonte: catálogo Medabil)

Seguindo as orientações de cálculo da norma norte-americana AISI 2001 – American Iron and Steel Institute, a flecha admissível para as terças de fechamento é $L/180$, para combinação de deformação gravitacional, e $L/120$ para combinação de deformação de vento de sucção.

O perfil utilizado foi o perfil “Z” dobrado a frio enrijecido 172 Z 17 (espessura da chapa de 1,7 mm), ver Figura 6.9, nas terças do tapamento lateral.

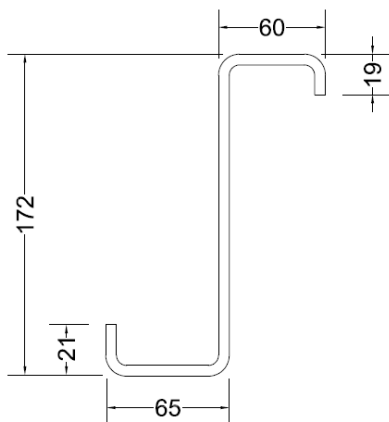


Figura 6.9 – Dimensões perfil “Z” dobrado a frio enrijecido 172 Z 17 (Norma AISI)

Telhas de aço

Para o tapamento lateral, utilizou-se chapas de aço galvanizado com corrugação trapezoidal, por possuir maior inércia que as chapas onduladas e permitir maior espaçamento entre vigas de apoio. A Figura 6.10 exhibe as dimensões dos elementos estruturais que compõem o sistema de fechamento lateral.

Após a análise, obtenção dos esforços solicitantes e consulta ao catálogo do fabricante (Perflor – LR 40 – ArcelorMittal), adotou-se a espessura de 0,5 mm para telhas de aço do sistema de fechamento lateral, apoiada em cinco pontos e flecha máxima $L/180$.

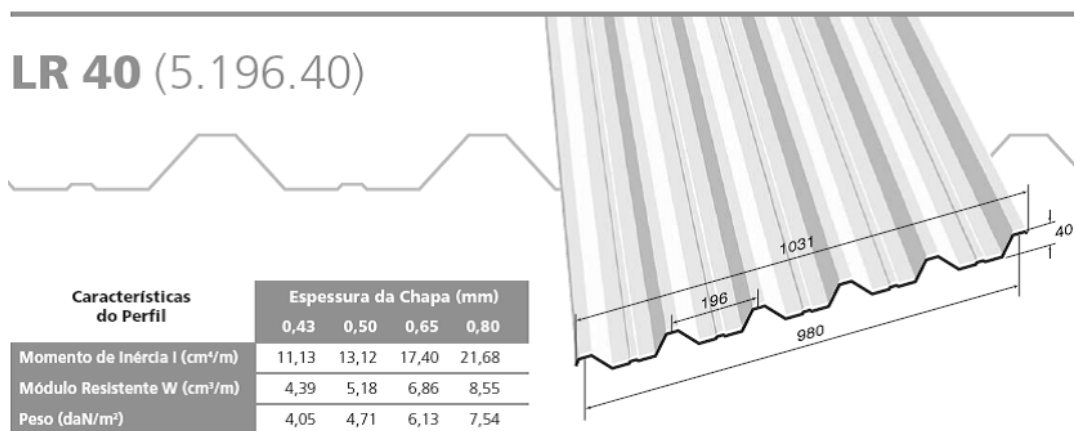


Figura 6.10 – Dimensões das chapas de aço em milímetros (fonte: catálogo Perflor – ArcelorMittal)

Dados de resistência mecânica da telha:

- Limite de Escoamento - 230 MPa mínimo;
- Limite à Tração - 310 MPa mínimo;
- Alongamento 50 mm - 20% mínimo;
- Dobramento - 1,5 vezes a espessura.

Ligações entre as terças e as telhas do sistema de fechamento lateral.

Para o sistema de fechamento lateral em estudo são analisadas ligações parafusadas, visto que estas, no caso, apresentam vantagens significativas em relação às ligações soldadas, como descrito no item 3.2.2 deste trabalho.

É primordial destacar que, quando existe a necessidade de aços resistentes à corrosão atmosférica, devem-se empregar parafusos que tenham essas mesmas características. A diferença de potencial eletroquímico entre o revestimento de zinco do parafuso e o aço da estrutura pode ocasionar uma corrosão localizada acelerada.

As ligações entre as telhas e as terças representam como toda ligação, uma parte crítica da estrutura, devendo as mesmas ser analisadas de forma a se obter o melhor sistema de ligação possível para o caso em questão. Segundo FONSECA, SIMÕES E MARTINS (2002), existem três tipos básicos de problemas relacionados às ligações parafusadas, são eles: o colapso da ligação, os problemas de corrosão e o detalhamento incorreto. A seguir serão apresentados alguns problemas em ligações parafusadas que levam ao colapso da ligação.

- Cisalhamento do parafuso;
- Rasgamento da chapa entre furos ou entre furo e borda;
- Esmagamento da chapa;
- Ruptura do parafuso.

Para o dimensionamento das ligações deve ser utilizada a NBR 14762: 2001 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento, a qual prevê as seguintes verificações para ligações parafusadas: rasgamento entre furos ou entre furo e borda, pressão de contato (esmagamento), força

normal de tração no parafuso, força cortante no parafuso e ação conjunta de tração e cisalhamento no parafuso.

O rasgamento entre furo ou entre furo e borda ocorre devido a inadequações de projeto, normalmente quando a chapa possui dimensões insuficientes para o carregamento que a solicitará. A chapa pode ter seu furo alargado ou sua superfície rasgada na direção da tensão. Neste caso a força resistente de cálculo ao rasgamento F_{RD} deve ser calculada pela Equação 6.1.

$$F_{RD} = \frac{t \times e \times f_u}{\gamma} \quad (6.1)$$

onde:

t = espessura do elemento conectado analisado;

e = distância, na direção da força, do centro do furo à borda mais próxima do furo adjacente ou à extremidade do elemento conectado;

f_u = resistência à ruptura do aço (metal-base);

$\gamma = 1,35$

A pressão de contato (esmagamento) provoca grande deslocamento na estrutura em função do esmagamento da chapa. A chapa não chega a rasgar, porém, o escoamento nela ocasionado na região do furo pode gerar deslocamentos na estrutura. A força resistente de cálculo ao esmagamento F_{RD} é dada pela Equação 6.2.

$$F_{RD} = \frac{2,4 \times d \times t \times f_u}{\gamma} \quad (6.2)$$

onde:

d = diâmetro nominal do parafuso;

t = espessura do elemento conectado analisado;

f_u = resistência à ruptura do aço (metal-base) e;

$$\gamma = 1,35.$$

A ruptura do parafuso por tração ocorre quando a tensão gerada pela tração do parafuso é superior à resistência do mesmo, podendo este escoar e romper, levando a estrutura ao colapso. A força normal de tração resistente de cálculo $N_{t,RD}$ é calculada pela Equação 6.3.

$$N_{t,RD} = \frac{0,75 \times A_p \times f_{up}}{\gamma} \quad (6.3)$$

onde:

A_p = área bruta da seção transversal do parafuso;

f_{up} = resistência à ruptura do parafuso na tração;

$\gamma = 1,55$ para parafusos comuns e parafusos sem qualificação estrutural e;

$\gamma = 1,35$ para parafusos de alta resistência.

O cisalhamento do parafuso ocorre devido à presença de uma tensão de cisalhamento superior à resistência de cálculo. A força cortante de cálculo V_{RD} quando o plano de corte passa pela rosca deve ser calculada pela Equação 6.4.

$$V_{RD} = \frac{0,45 \times A_p \times f_{up}}{\gamma} \quad (6.4)$$

onde:

A_p = área bruta da seção transversal do parafuso;

f_{up} = resistência à ruptura do parafuso na tração;

$\gamma = 1,65$ para parafusos comuns e parafusos sem qualificação estrutural e;

$\gamma = 1,55$ para parafusos de alta resistência.

Quando na ligação há parafusos submetidos a esforço normal de tração e a esforço cortante, além da verificação dos esforços isoladamente, faz-se necessária a verificação dos mesmos combinados. Para parafusos sem qualificação estrutural e para parafusos comuns ou de alta resistência devem ser satisfeitas as condições das Equações 6.5 e 6.6, respectivamente.

$$\left(\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} \right) + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (6.5)$$

$$\left(\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} \right) + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \right) \leq 1,25 \quad (6.6)$$

onde:

$N_{t,Sd}$ = força normal de tração solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ = força normal de tração resistente de cálculo;

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo e;

V_{Rd} = força cortante resistente de cálculo.

A NBR 14762: 2001 determina ainda algumas disposições construtivas acerca de ligações parafusadas, especificando que a distância livre entre as bordas de dois furos adjacentes não deve ser inferior a 2d, e a distância da borda de um furo à extremidade do elemento conectado não deve ser inferior a d, onde d é o diâmetro nominal do parafuso.

A escolha do tipo de parafuso foi feita em função da praticidade na hora da ligação no sistema de fechamento lateral. Sendo assim, os parafusos autoperfurantes se apresentaram como os mais indicados para a aplicação em estudo, sendo o tipo de ponta destes parafusos uma característica importante a ser destacada.

Os parafusos autoperfurantes possuem três tipos diferentes de ponta, que perfuram o material a ser fixado sem necessidade de furo prévio, já que a mesma não possui a tendência de escorregar sobre a chapa.

A ponta agulha é muito afiada, sendo capaz de perfurar metais de até 0,91 cm, podendo ser de rosca simples (fixação de madeira) ou dupla (chapas metálicas), conforme características do material a ser fixado. A ponta ogivada foi desenvolvida especialmente para a aplicação em madeira que, além de muito afiada, possui um corte que facilita a eliminação dos resíduos de madeira extraídos do furo no momento da aplicação. A ponta broca permite perfurar metais de até 1,27 cm, fazendo-se o furo e conformando a rosca em uma só operação.

Conforme descrições, a ponta mais indicada para o uso nas chapas em aço de 0,106 cm dos painéis propostos é a ponta broca, que possui duas características principais: a ranhura da broca e o comprimento da ponta.

O comprimento da ranhura da broca determina a espessura do metal que pode ser perfurado, se a ranhura penetrar o material de tal forma a ficar completamente embutida, os cavacos do metal travam o parafuso provocando o rompimento da ponta.

O comprimento da ponta do parafuso é determinado pela distância desta até o primeiro fio de rosca. Esse comprimento deve ser longo o suficiente para que a operação de perfuração termine antes que o primeiro fio alcance o metal. A velocidade de avanço da rosca do parafuso é até dez vezes maior que a velocidade da perfuração da broca, correndo-se o risco do parafuso romper caso a rosca toque a base antes da perfuração ter sido terminada (PEREIRA JÚNIOR, 2004).

A Figura 6.11 exemplifica os pontos de fixação da telha com as terças do fechamento lateral.

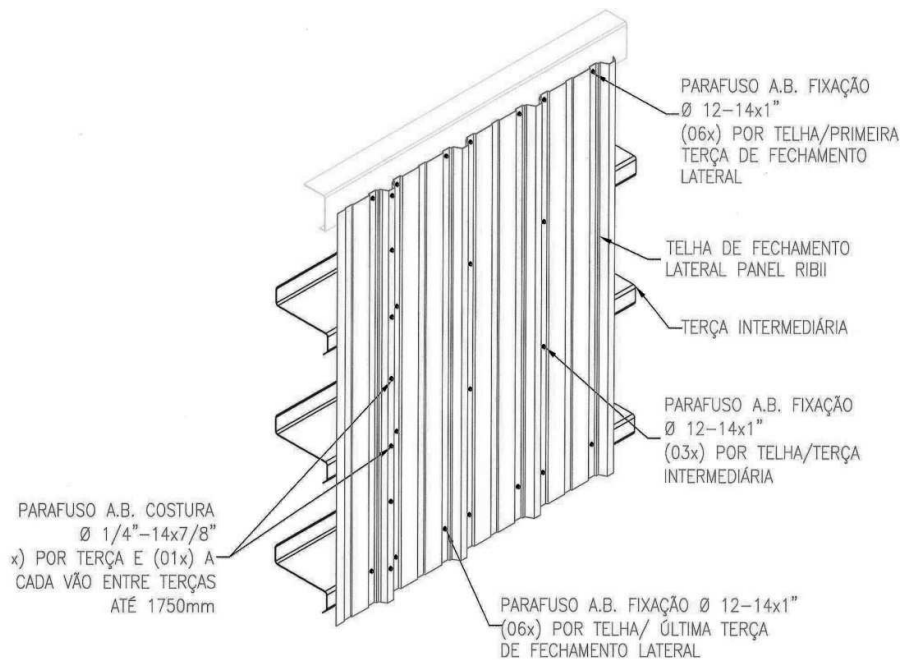


Figura 6.11 – Detalhe de fixação da telha (Fonte: Medabil)

6.2 – REGIMES DE PROTEÇÃO PARCIAL

Com o objetivo de evidenciar comportamento das estruturas quando exposta ao incêndio, escolhemos algumas formas de proteção. O regime sem proteção foi utilizado para servir de termo de referência, isto é, a análise da estrutura sem proteção é feita apenas para efeito de comparação. Cada um dos casos de proteção estudados é descrito em tópicos subseqüentes em seguida.

Para tal análise foi adotado um cenário de incêndio, Figura 6.12, que consiste de uma área de fogo de $400,02\text{m}^2$ ($6,667\text{m} \times 60,0\text{m}$) com desenvolvimento de temperatura ambiente segundo o incêndio-padrão da NBR 5628: 2001 – Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo – Método de Ensaio. O pórtico principal encontra-se na linha mediana da área incendiada e são considerados envolvidos pelo fogo todos os elementos estruturais (terças horizontais, tirantes e o pórtico principal) situados nesta área, sendo a distribuição de temperatura (ΔT) em cada perfil obtida pelo programa TASEF.

Para simular o gradiente de temperatura provocado pelo incêndio no sistema de fechamento lateral, adotou-se a temperatura dos elementos estruturais localizados entre

os pilaretes como sendo a metade da temperatura ($\Delta T/2$) atuante no pórtico principal, conforme representado na Figura 6.12.

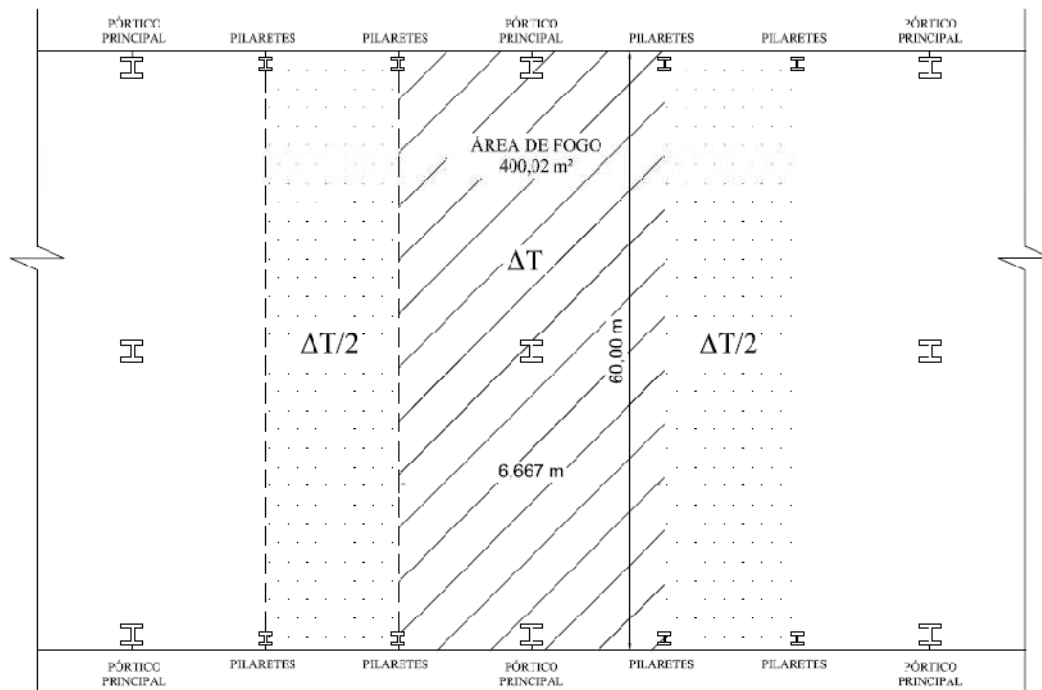


Figura 6.12 – Cenário de incêndio (vista em planta)

6.2.1. REGIME SEM PROTEÇÃO

Nenhum elemento foi protegido neste regime. Com o auxílio do software TASEF, foram obtidos os históricos de temperaturas, identificados nas Tabelas 6.2, 6.3 e 6.4 e Ilustrados nas Figuras 6.13, 6.14 e 6.15, que apresentam os resultados nos pontos de interesse para este trabalho, referentes ao centro da alma e meso dos perfis tipo “I” que constituem o pórtico principal, durante a exposição a um incêndio padrão por 2 minutos.

Tabela 6.2 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x76, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

PILAR EXTERNO					
Tempo (min)	T3 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T11 (°C)
0	20	20	20	20	20
6	250	291	299	285	222
12	490	535	545	522	436
18	649	681	687	668	594
24	731	749	752	742	697
30	784	799	802	794	751
36	840	852	853	848	797
42	876	881	881	879	853
48	900	903	903	903	889
54	920	922	922	922	913
60	937	939	939	939	932
66	952	954	954	954	948
72	966	968	968	968	963
78	979	980	980	980	976
84	991	992	992	992	988
90	1001	1002	1002	1002	999
96	1011	1012	1012	1012	1009
102	1021	1022	1022	1022	1019
108	1030	1030	1030	1030	1028
114	1038	1039	1039	1039	1036
120	1046	1047	1047	1047	1044

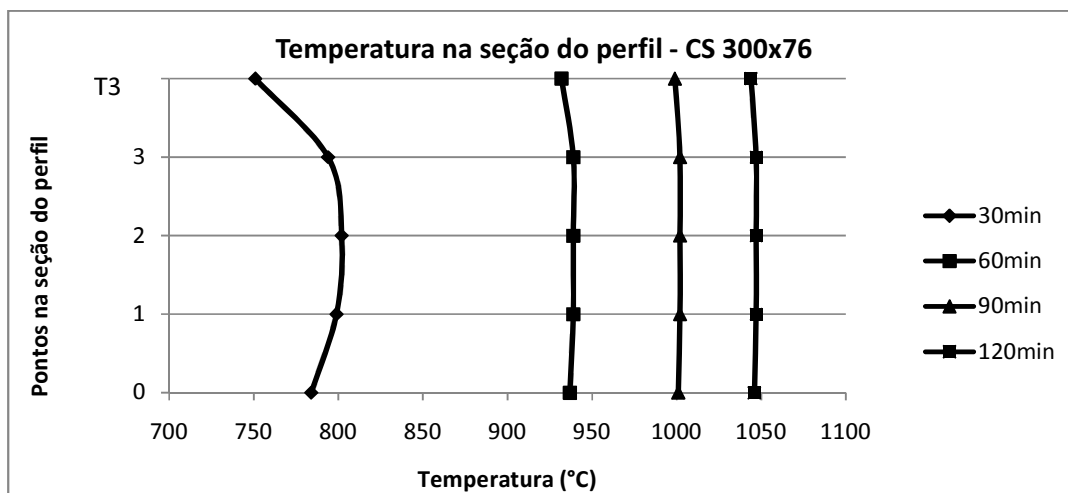


Figura 6.13 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x76 – sem proteção.

Tabela 6.3 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x62, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

PILAR CENTRAL					
Tempo (min)	T3 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T11 (°C)
0	20	20	20	20	20
6	291	301	303	301	291
12	544	551	553	551	544
18	687	691	692	691	687
24	752	753	753	753	752
30	801	803	803	803	801
36	853	853	853	853	853
42	881	881	881	881	881
48	903	903	903	903	903
54	922	922	922	922	922
60	939	939	939	939	939
66	954	954	954	954	954
72	968	968	968	968	968
78	980	980	980	980	980
84	992	992	992	992	992
90	1002	1002	1002	1002	1002
96	1012	1012	1012	1012	1012
102	1022	1022	1022	1022	1022
108	1030	1030	1030	1030	1030
114	1039	1039	1039	1039	1039
120	1047	1047	1047	1047	1047

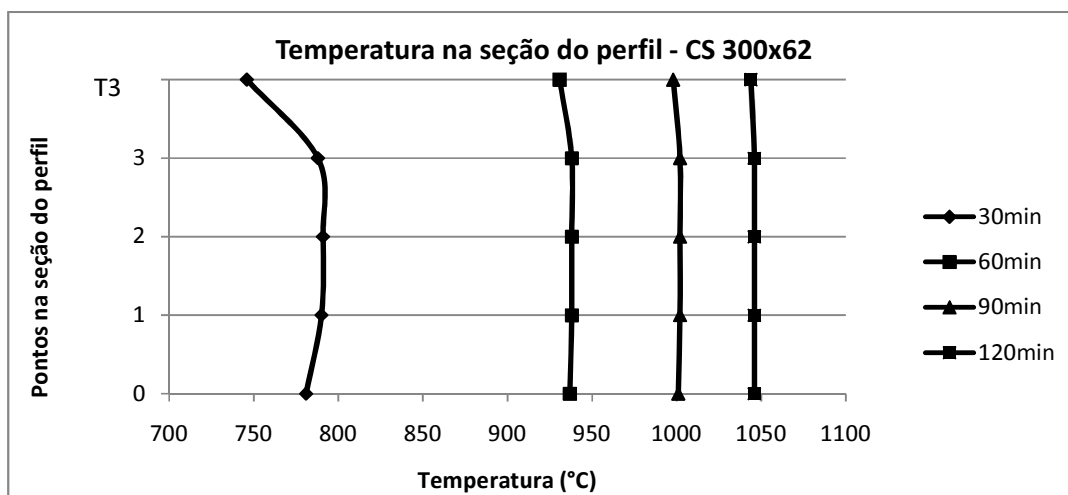


Figura 6.14 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x62 – sem proteção.

Tabela 6.4 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 500x73, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

VIGA					
Tempo (min)	T3 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T11 (°C)
0	20	20	20	20	20
6	260	348	353	346	233
12	503	599	602	597	451
18	658	714	712	714	697
24	736	771	768	773	705
30	787	826	819	830	757
36	842	862	856	866	803
42	877	886	883	889	858
48	901	906	905	908	891
54	920	925	923	926	914
60	938	941	940	942	933
66	953	956	955	956	949
72	967	969	969	970	963
78	979	982	981	982	976
84	991	993	992	993	988
90	1002	1003	1003	1004	999
96	1012	1013	1013	1014	1010
102	1021	1023	1022	1023	1019
108	1029	1031	1031	1032	1028
114	1038	1040	1039	1040	1036
120	1046	1047	1047	1048	1044

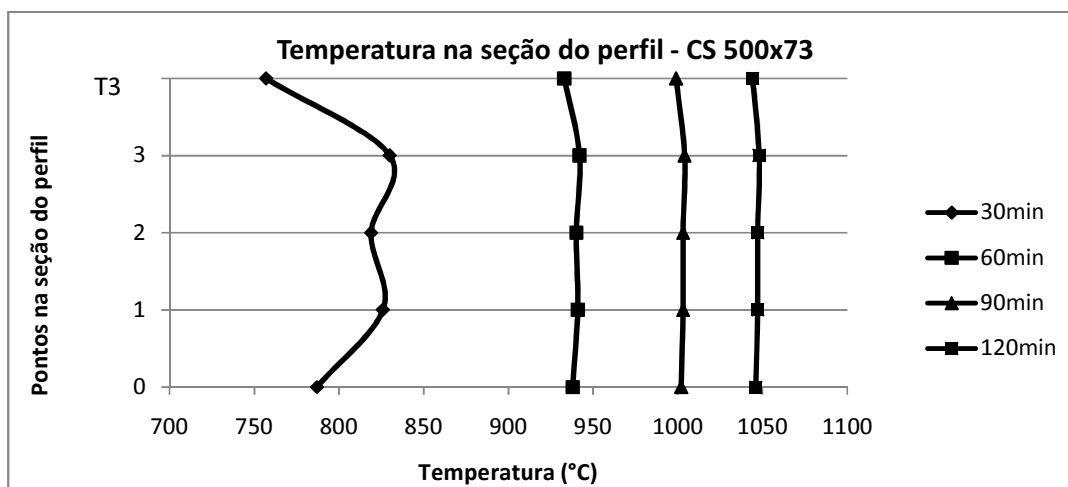


Figura 6.15 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 500x73 – sem proteção.

A análise feita no software VULCAN, solicitando a estrutura do pórtico principal com carregamentos verticais e histórico de temperaturas descrito acima, resulta nos deslocamentos dos perfis mostrados abaixo.

A Figura 6.16 ilustra os deslocamentos do centro do pilar externo esquerdo (nó 15 a 6 m), nota-se que o deslocamento se dá crescente “para fora” (sentido negativo) tendo valor Máximo em 107,92 mm a temperatura de 733,94°C. Os incrementos de deslocamento com a temperatura ficam ininterruptamente mais elevados e a temperatura de 746,52°C tem-se o *run away* (grandes deslocamentos para pequenos incrementos de temperatura) característico da flambagem lateral. Os deslocamentos verticais são crescente com a temperatura mas não existe sinal de esmagamento.

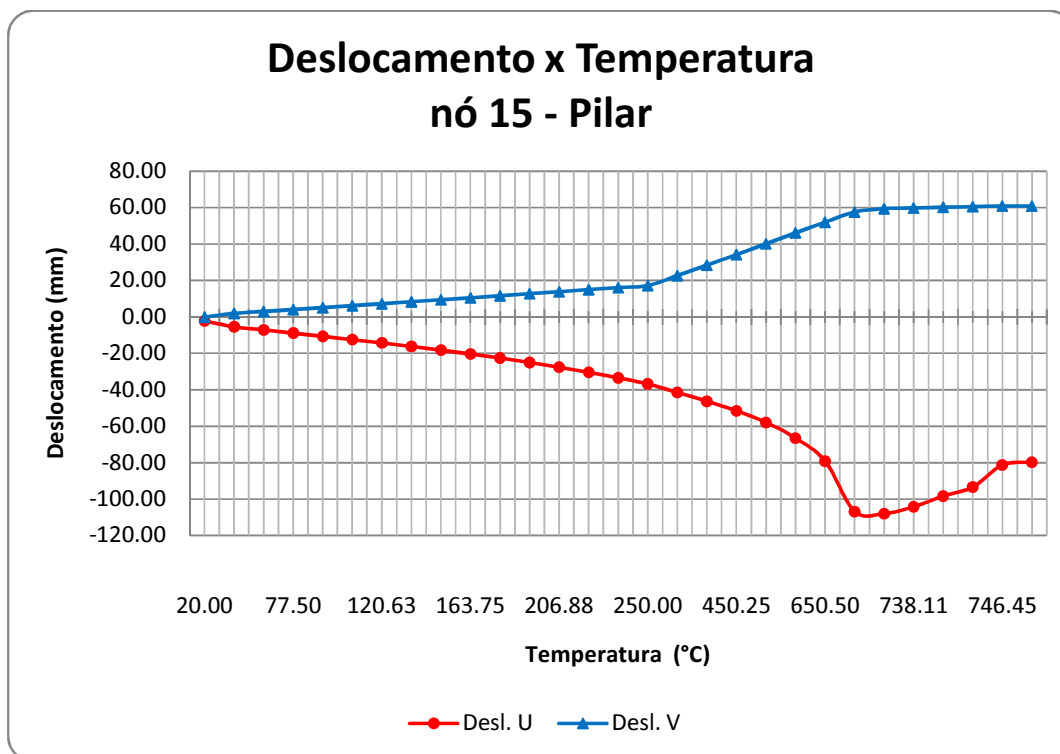


Figura 6.16 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar externo sem proteção.

Observa-se um comportamento similar entre o nó 29, que representa o nó do topo do pilar externo e o nó 15. A Figura 6.17 deslocando-se primeiramente “para fora” (sentido negativo), com deslocamento máximo igual 103,37 mm aos 583,75°C. Deste ponto em diante, o deslocamento do nó se dá “para dentro” (sentido positivo) apresentando *run*

away peculiar aos 746,52°C, com deslocamento de 149,00 mm. Os deslocamentos verticais do nó 29 também se assemelham ao do nó 15.

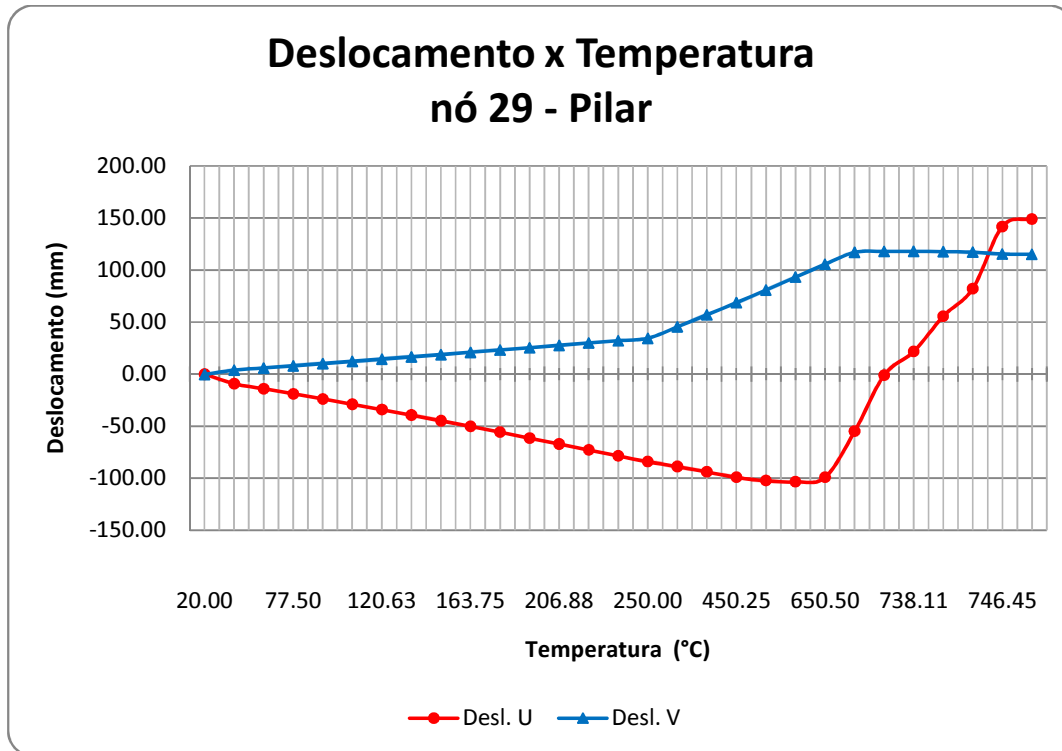


Figura 6.17 – Deslocamentos do nó referente ao topo do pilar externo sem proteção.

Observando os deslocamentos do nó 31, que se refere ao centro do primeiro tramo da viga transversal, Figura 6.18, notamos que a viga tem flechas positivas até a temperatura de 788,25°C, atingindo a flecha máxima de 62,93 mm aos 691,13°C. Deste ponto em diante as flechas decrescem, o colapso ocorre a 834,82°C, situação em que o deslocamento neste ponto é 748,72 mm negativos. Quanto aos deslocamentos horizontais do nó 31 (deslocamentos U na Figura 6.16 abaixo) são compatíveis em sentido e em ordem de grandeza com os deslocamentos horizontais de topo nó 29 conforme se observa na Figura 6.15.

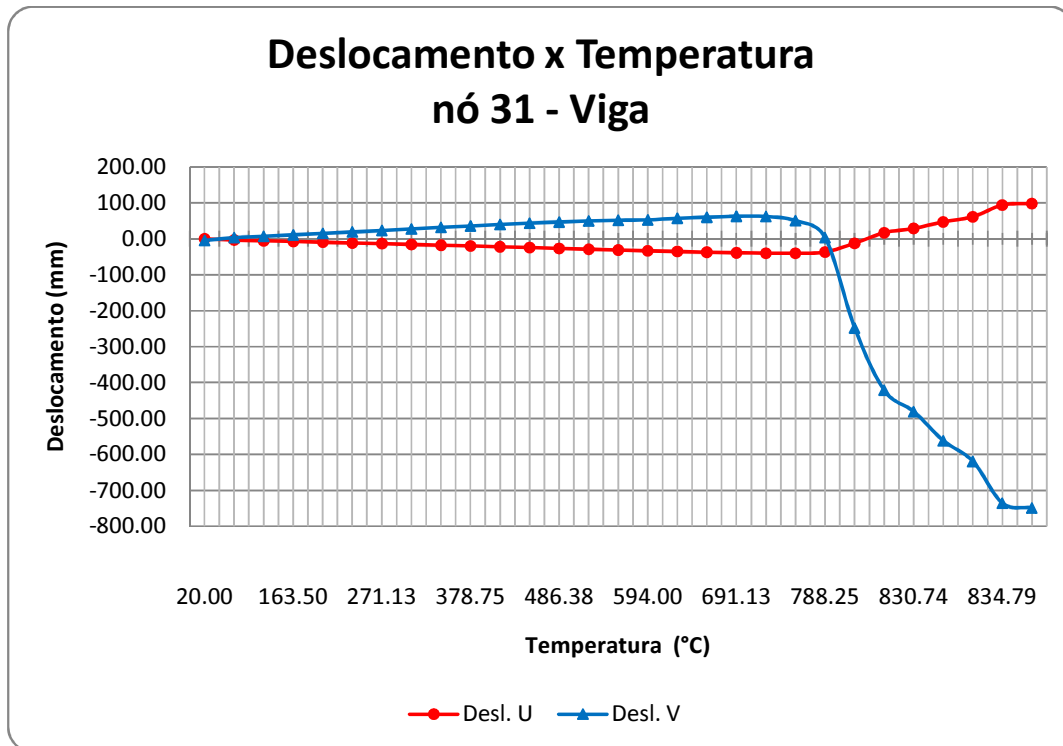


Figura 6.18 – Deslocamentos do nó referente ao meio da viga no primeiro tramo sem proteção.

6.2.2 – REGIME COM PROTEÇÃO DE 15 MILÍMETROS

Neste tópico analisaremos a estrutura dos pórticos principais do edifício, protegendo primeiramente somente os pilares externos, posteriormente protegeremos os pilares externos e os pilares internos e na seqüência os pilares externos e a viga com argamassa de vermiculita descrito no item 4.5.6.

Como no procedimento de análise das estruturas sem proteção, discretizamos os perfis no TASEF, usaremos o perfil CS 300X62 como exemplo – Figura 6.19, para obter os históricos de temperaturas. E posteriormente no Vulcan para os deslocamentos.

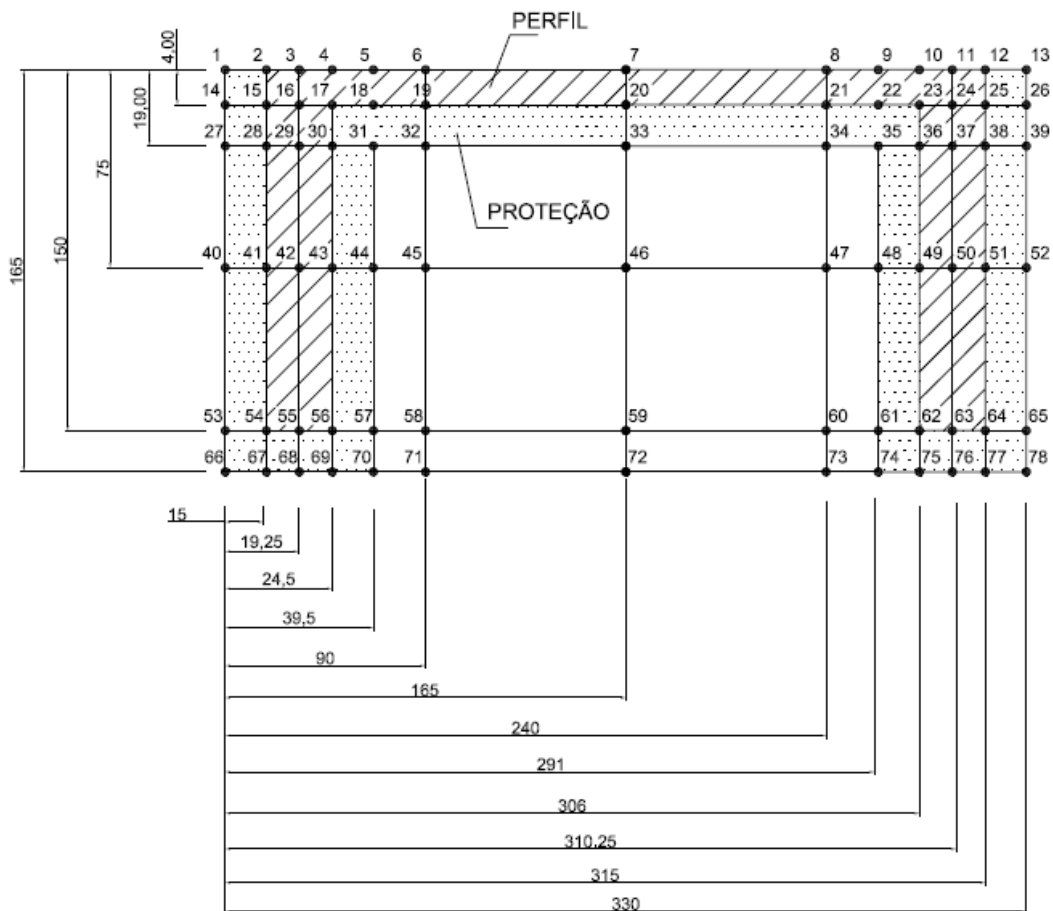


Figura 6.19 - Discretização em Elementos Finitos do Perfil CS 300X62, Com Proteção Parcial.

6.2.2.1 – REGIME COM PROTEÇÃO DOS PILARES EXTERNOS

Para este primeiro ensaio somente os pilares mais externos receberam uma camada protetora de argamassa de 15 mm de vermiculita. As demais estruturas constituintes do edifício estudado permaneceram sem proteção

Do TASEF obtém-se os históricos de temperaturas para esta simulação mostrados na Tabelas 6.5 e Figura 6.20, nos pontos de interesse. Os demais perfis não tiveram alteração no seu histórico de temperaturas, assim para o prosseguimento do estudo desfrutaremos dos dados da análise sem proteção, mostrados nas tabelas 6.3 e 6.4.

Tabela 6.5 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x76, com proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

PILAR EXTERNO					
Tempo (min)	T3 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T11 (°C)
0	20	20	20	20	20
6	47	54	56	53	45
12	94	108	112	107	92
18	147	165	171	163	143
24	201	220	227	218	197
30	250	271	279	269	246
36	298	321	329	318	293
42	346	369	378	367	341
48	394	416	425	414	388
54	436	460	469	457	430
60	477	503	512	500	471
66	518	545	555	541	512
72	558	585	596	582	551
78	597	622	632	619	590
84	631	657	666	653	624
90	663	690	700	687	656
96	695	715	723	713	688
102	717	738	746	736	712
108	737	760	769	758	732
114	757	782	790	779	751
120	777	805	819	801	771

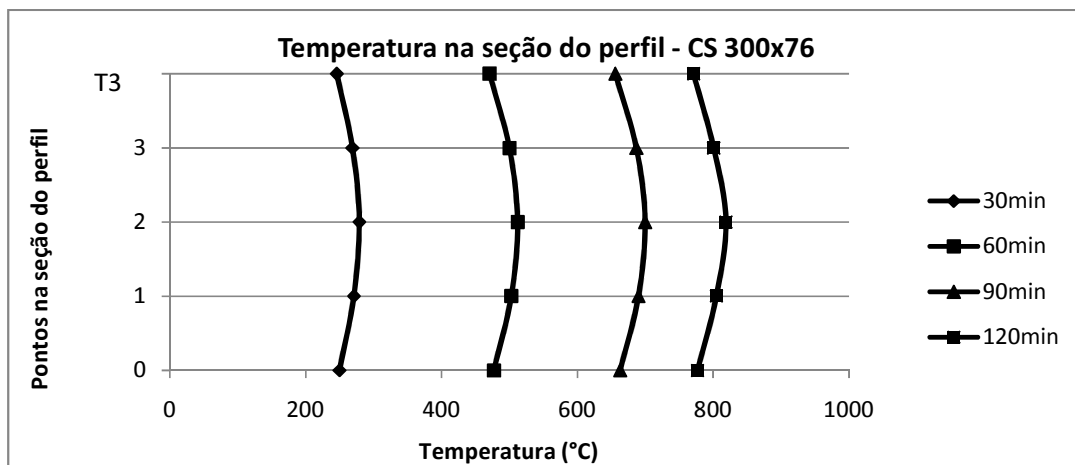


Figura 6.20 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x76 – com proteção.

A Figura 6.21 mostra os deslocamentos do mesmo nó 15 descrito anteriormente, sendo neste caso o perfil protegido. Pode-se observar o deslocamento negativo “para fora”, o deslocamento máximo igual à 82,60 mm ocorre a temperatura 717,00 °C e posteriormente um deslocamento positivo “para dentro” sendo o *run away* verificado a temperatura de 720,57 °C. Os deslocamentos verticais são crescentes com a temperatura, em seu sentido positivo.

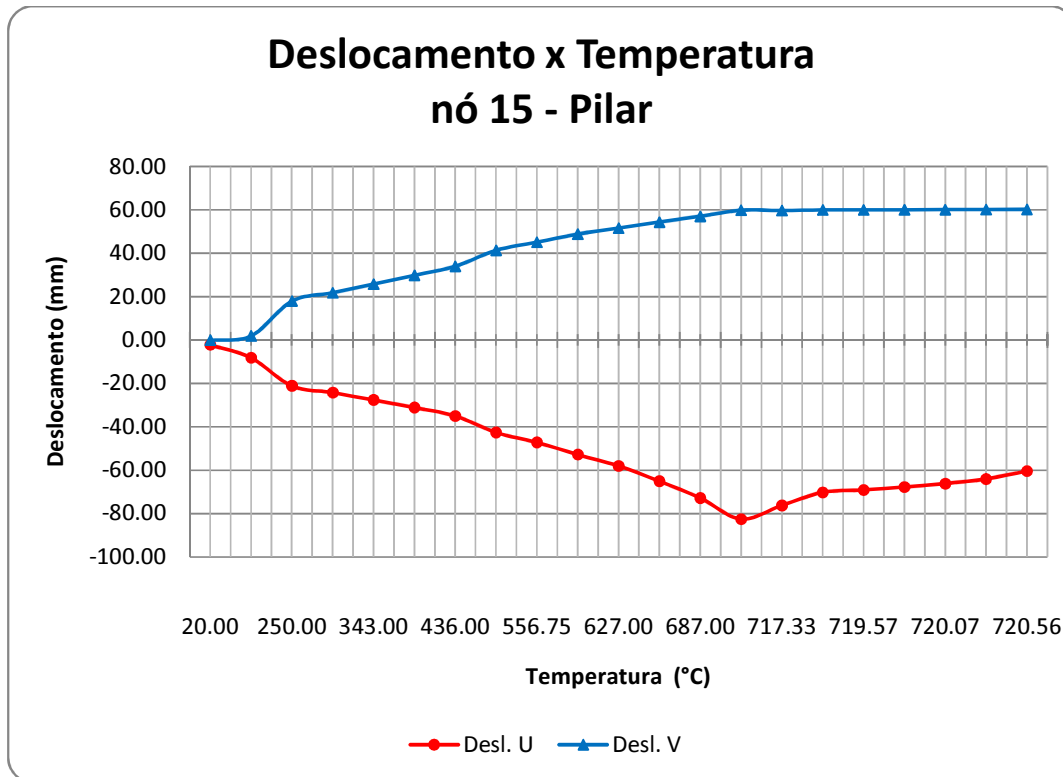


Figura 6.21 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar externo com proteção no pilar externo.

O nó 29, que representa o topo do pilar externo apresenta um comportamento vertical idêntico ao do nó 15, comentado acima. Os deslocamentos horizontais se mostram-se primeiramente negativos “para fora” o deslocamento máximo se dá a temperatura de 717,00°C com um deslocamento 104,51 mm. Deste ponto em diante, o deslocamento do nó se dá “para dentro” (sentido positivo) apresentando *run away* peculiar aos 720,57 °C, como mostra a Figura 6.22. Os deslocamentos verticais mostram um comportamento idêntico ao do nó 15.

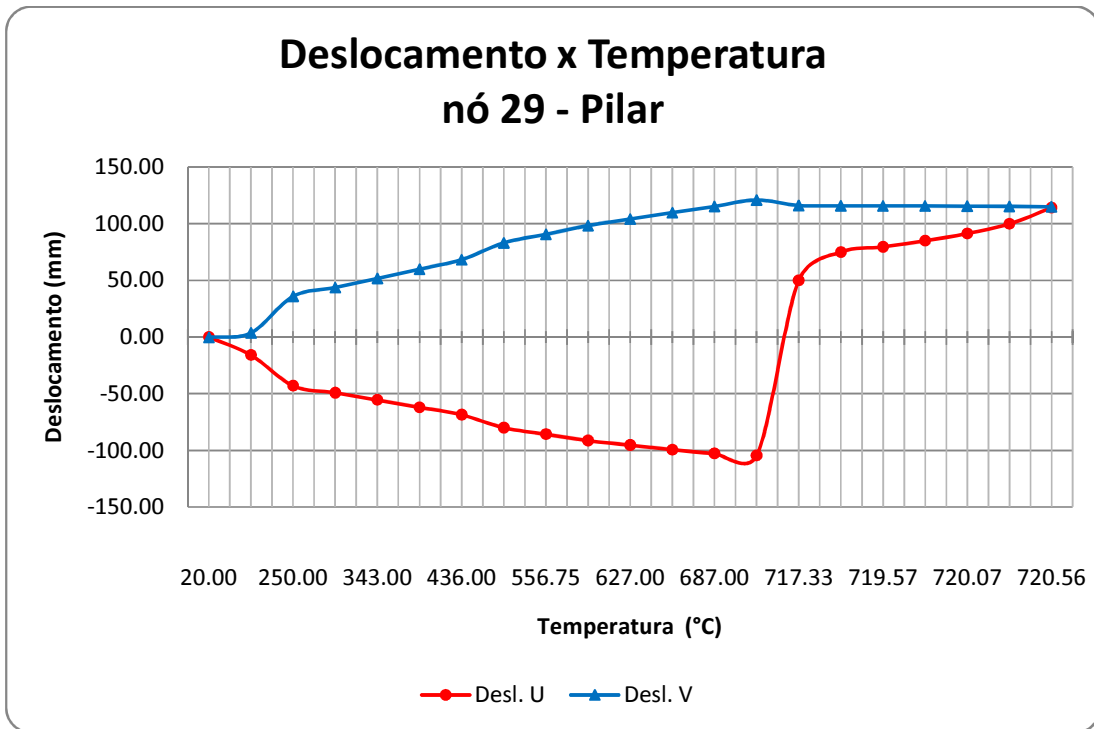


Figura 6.22 – Deslocamentos do nó referente ao topo do pilar externo com proteção no pilar externo.

Os nós 16 e 54 representam respectivamente os nós no centro e no topo de pilar central afastada de 10 m do pilar externo. Os comportamentos destes pontos são identificados nas figuras 6.23e 6.24, ambos apresentam um comportamento vertical positivo e crescente, característica do alongamento do pilar, com a elevação da temperatura sendo o *run away* obtido na temperatura de 805,69°C. Os deslocamentos máximos são identificados na temperatura de 778,00°C, sendo 62,67 mm no nó16 e no nó 54 é 126,44 mm. Os deslocamentos horizontais são nulos nos dois pontos.

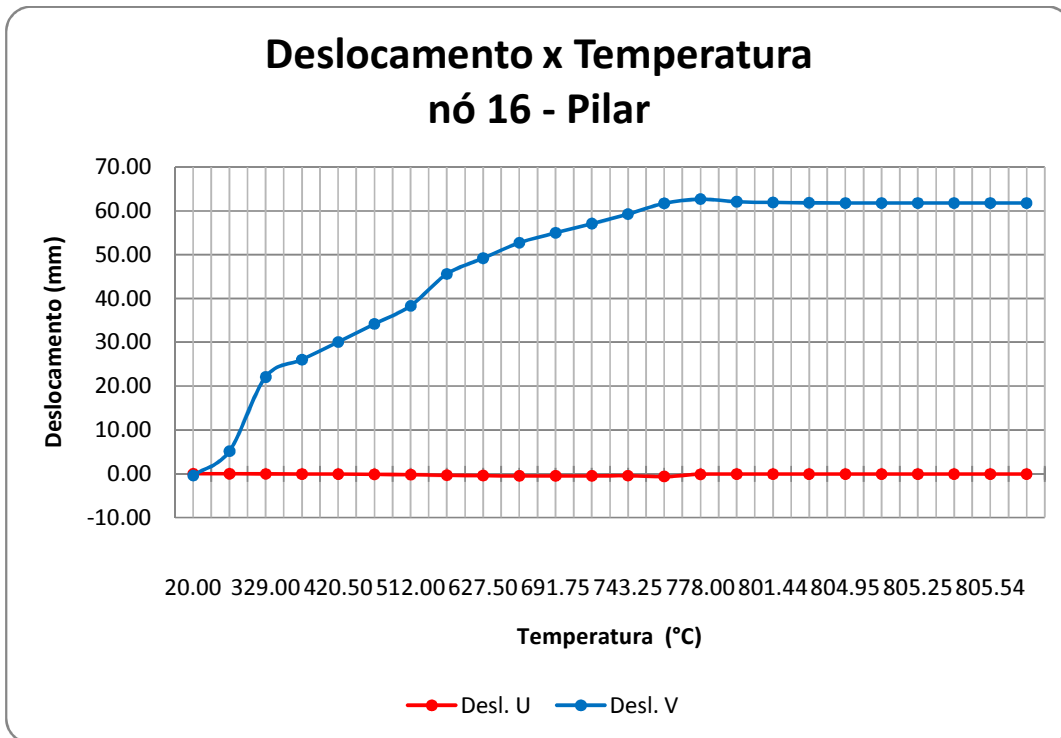


Figura 6.23 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar central com proteção no pilar externo.

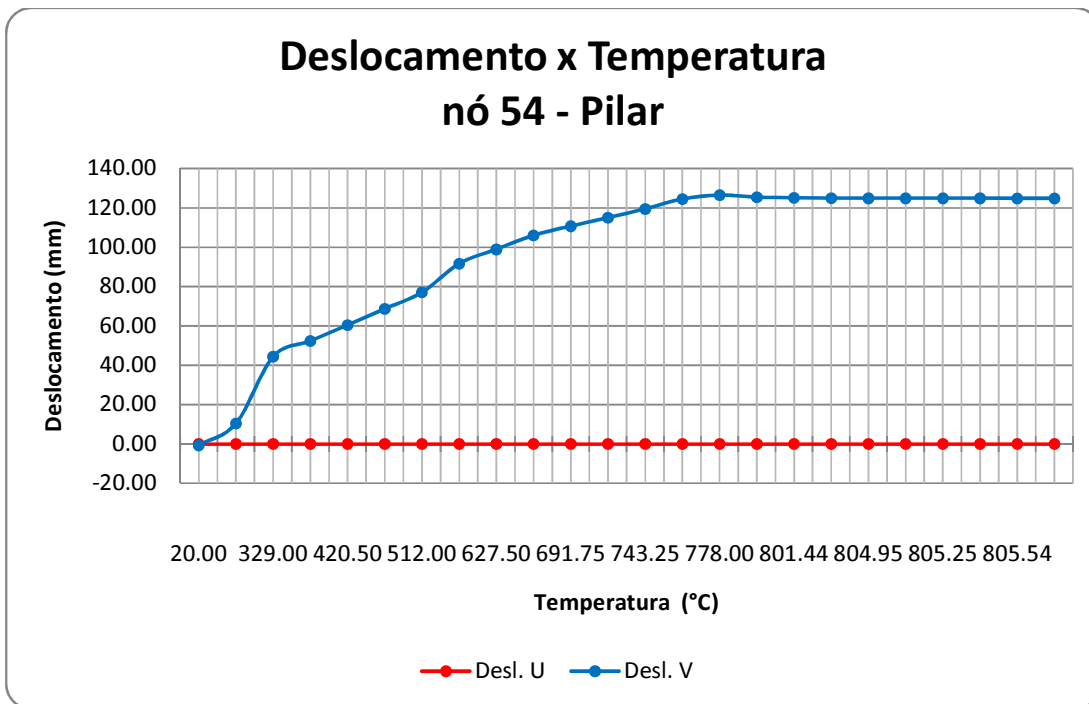


Figura 6.24 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar central com proteção no pilar externo.

A Figura 6.25, refere-se aos deslocamentos no centro o primeiro tramo da viga transversal – nó 31. Verifica-se que a flecha tem sentido positivo até a temperatura de 784,00°C, sendo a flecha máxima aos 656,00°C com deslocamento de 84,63 mm positivo. A partir deste ponto a flecha decresce, atingindo o colapso aos 850,40°C, onde o valor do deslocamento é 718,45 mm negativos. Os deslocamentos horizontais do nó 31 são compatíveis em sentido e em ordem de grandeza com os deslocamentos horizontais de topo nó 29 conforme se observa na Figura 6.22.

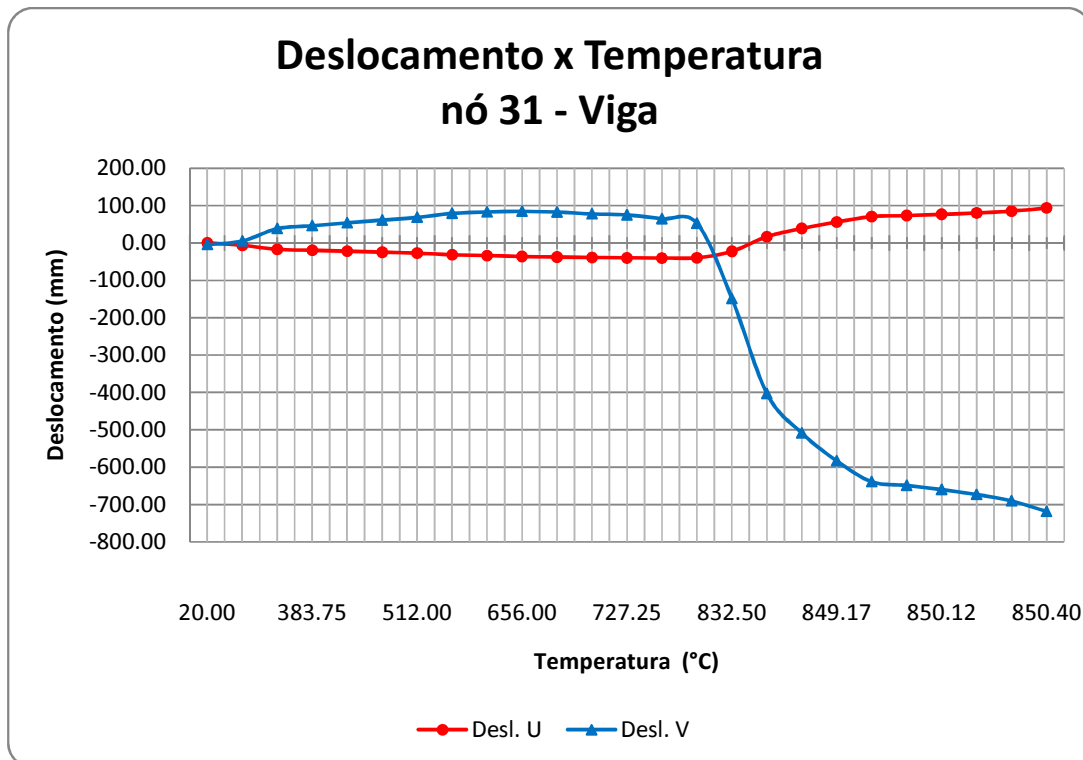


Figura 6.25 – Deslocamentos do nó referente ao meio da viga no primeiro tramo com proteção no pilar externo.

6.2.2.2 – REGIME COM PROTEÇÃO DOS PILARES EXTERNOS E INTERNOS

Para este ensaio os pilares externos e internos da estrutura do edifício receberam uma camada protetora de 15 mm de argamassa de vermiculita. Ficando desprotegida somente a viga.

O histórico de temperaturas para esta simulação mostrados na Tabelas 6.6 e Figura 6.26, nos pontos de interesse, refere-se ao perfil dos pilares internos. O histórico do pilar externo é o mesmo mostrado na Tabela 6.5, e o perfil da viga de travamento que não recebeu proteção fica o mesmo da Tabela 6.4.

Tabela 6.6 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x62, com proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

PILAR INTERNO					
Tempo (min)	T3 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T11 (°C)
0	20	20	20	20	20
6	53	55	56	55	53
12	110	115	116	115	110
18	172	178	181	178	172
24	232	238	241	238	232
30	288	295	298	295	288
36	343	350	354	350	343
42	398	405	408	405	398
48	445	453	456	453	445
54	492	500	504	500	492
60	538	547	551	547	538
66	583	592	596	592	583
72	623	631	635	631	623
78	660	668	672	668	660
84	696	703	705	703	696
90	720	726	729	726	720
96	743	750	753	750	743
102	765	773	776	773	765
108	787	787	798	795	787
114	815	828	834	828	815
120	850	861	867	861	850

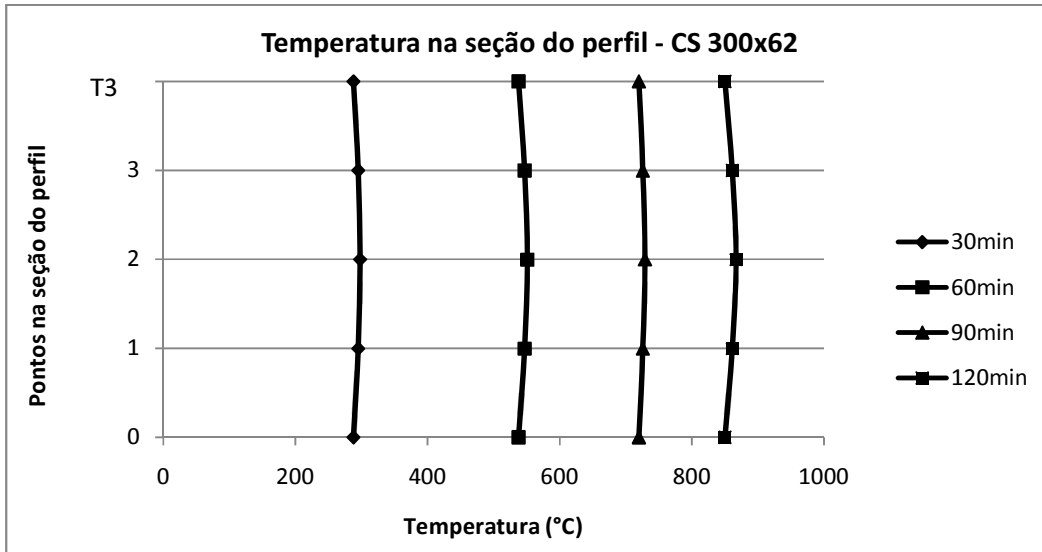


Figura 6.26 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x62 – com proteção.

O comportamento dos nós 15 e 29, meio e topo de pilares externos respectivamente, é ilustrado nas Figuras 6.27 e 6.28. O comportamento dos deslocamentos horizontais e verticais dos dois pontos são idênticos, variando somente os valores obtidos.

O deslocamento horizontal se dá “para fora” sentido negativo com o aumento da temperatura, permanecendo assim durante toda análise deste ponto. O valor de deslocamento máximo no nó 15 é 128,91 mm negativos à temperatura de 776,00°C, enquanto que no nó 29 o máximo de 103,29 mm ocorre a 719,50 °C. A temperatura de colapso se dá a 767,94°C em ambos os casos, os deslocamentos são respectivamente 126,57 mm e 66,19 mm para os nós 15 e 29.

O deslocamento vertical se dá positivo e crescente com o aumento da temperatura, continuando positivo até caracterização do colapso.

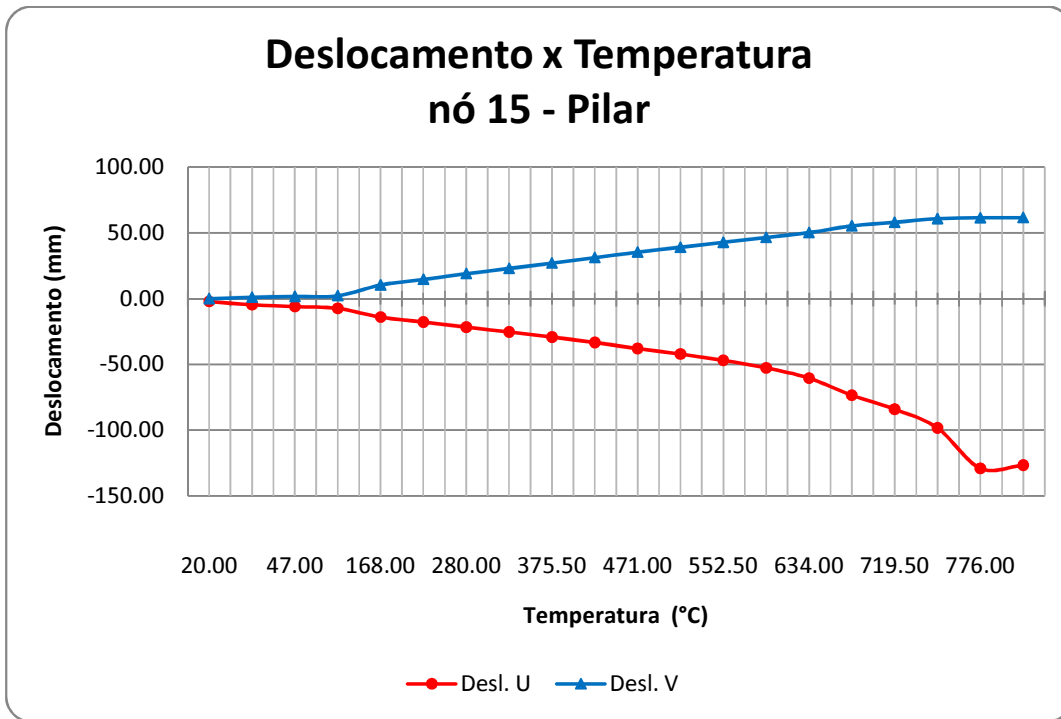


Figura 6.27 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar externo com proteção nos pilares externos e internos.

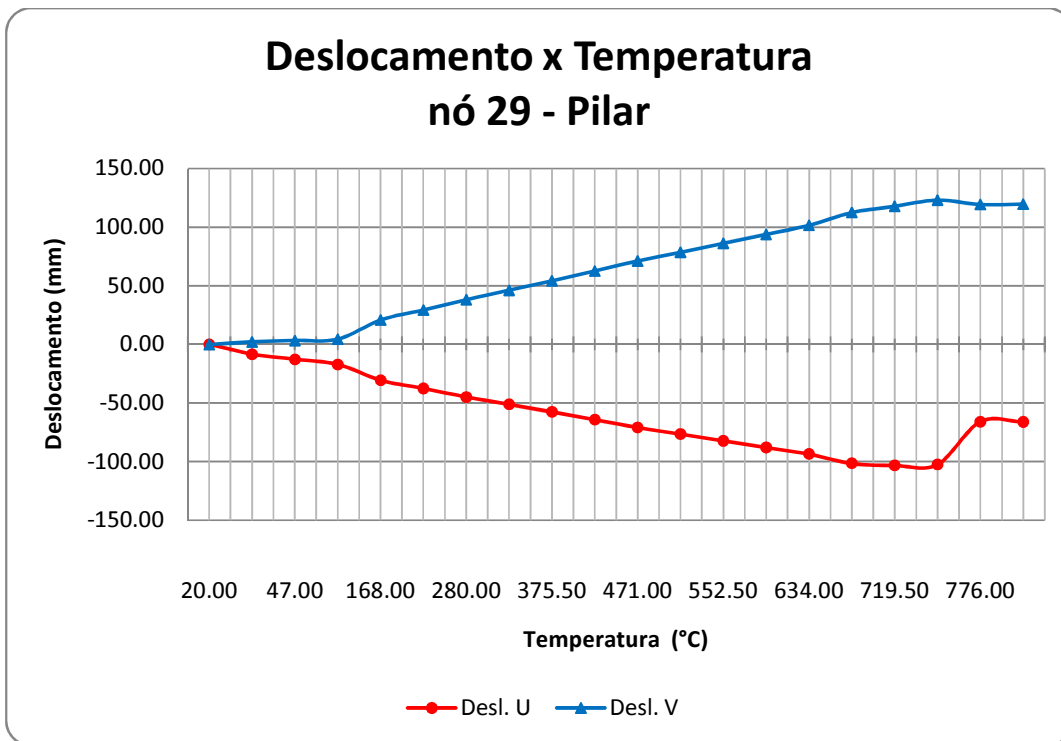


Figura 6.28 – Deslocamentos do nó referente ao topo do pilar externo com proteção nos pilares externos e internos.

As Figuras 6.29 e 6.30, mostram o comportamento dos nós 16 e 54, centro e topo do pilar interno. O comportamento dos deslocamentos horizontais foi praticamente nulo nos dois nós, enquanto os deslocamentos verticais se mostram crescentes com a elevação da temperatura, mantendo o sentido positivo. O valor do deslocamento é crescente com a elevação da temperatura sendo o ponto de colapso comum aos pontos, com deslocamentos de 62,12 mm e 125,44 mm respectivamente com a temperatura de 791,94°C. O deslocamento máximo ocorre nos dois nós a temperatura de 761,00°C, sendo os valores máximos para esta temperatura nos nós 16 e 54 respectivamente, 62,30 mm e 125,62 mm.

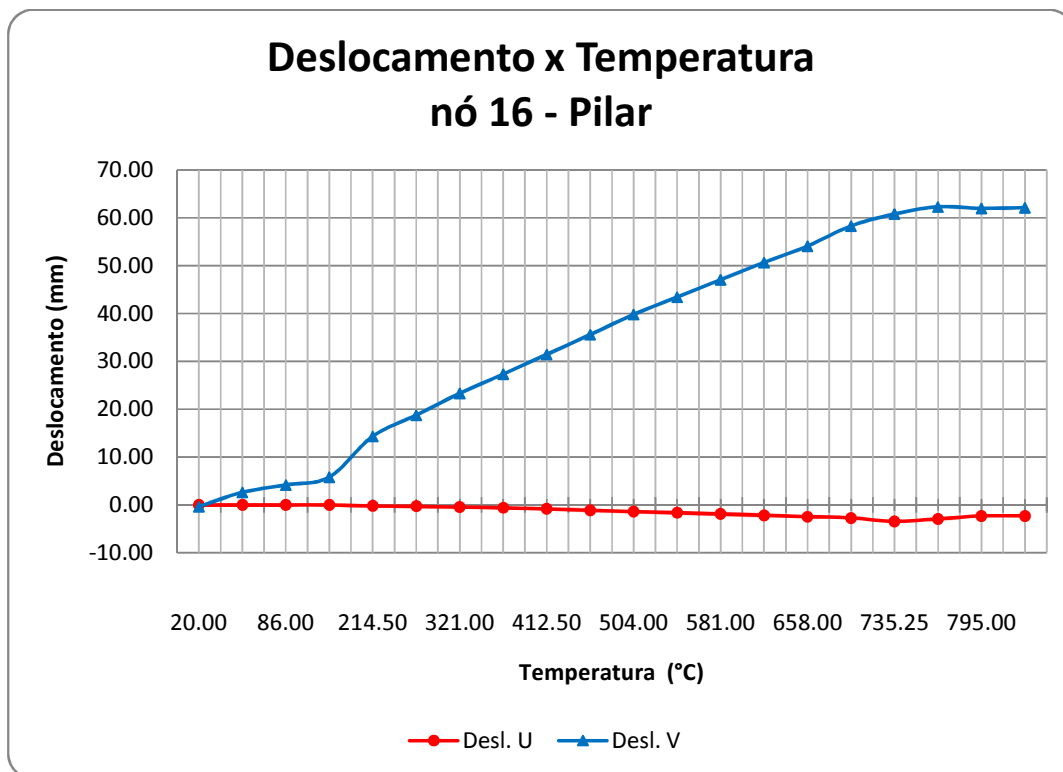


Figura 6.29 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar interno com proteção nos pilares externos e internos.

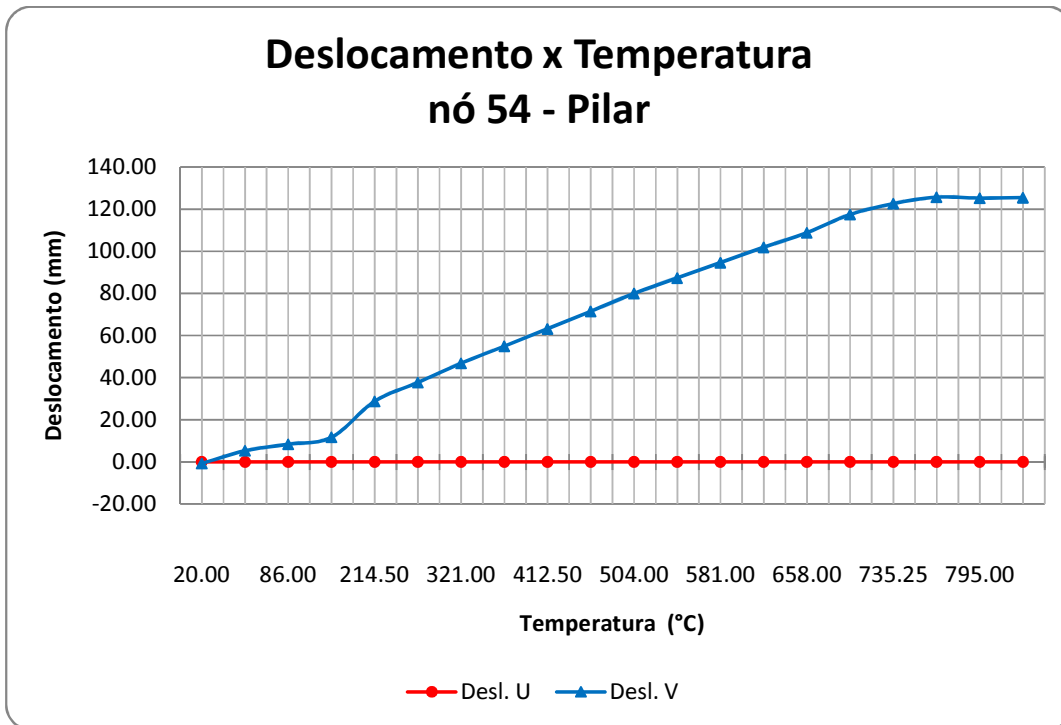


Figura 6.30 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar interno com proteção nos pilares externos e internos.

O nó 31 representa o centro do primeiro tramo da viga transversal, neste ponto os deslocamentos horizontais seguiram a mesma linha dos deslocamentos horizontais do nó 29, Figura 6.28. A flecha tem sentido positivo sendo o deslocamento máximo 82,28 mm aos 627,50°C, e colapso à 815,00°C, com o deslocamento de 214,49 mm negativos. Como mostra a Figura 6.31.

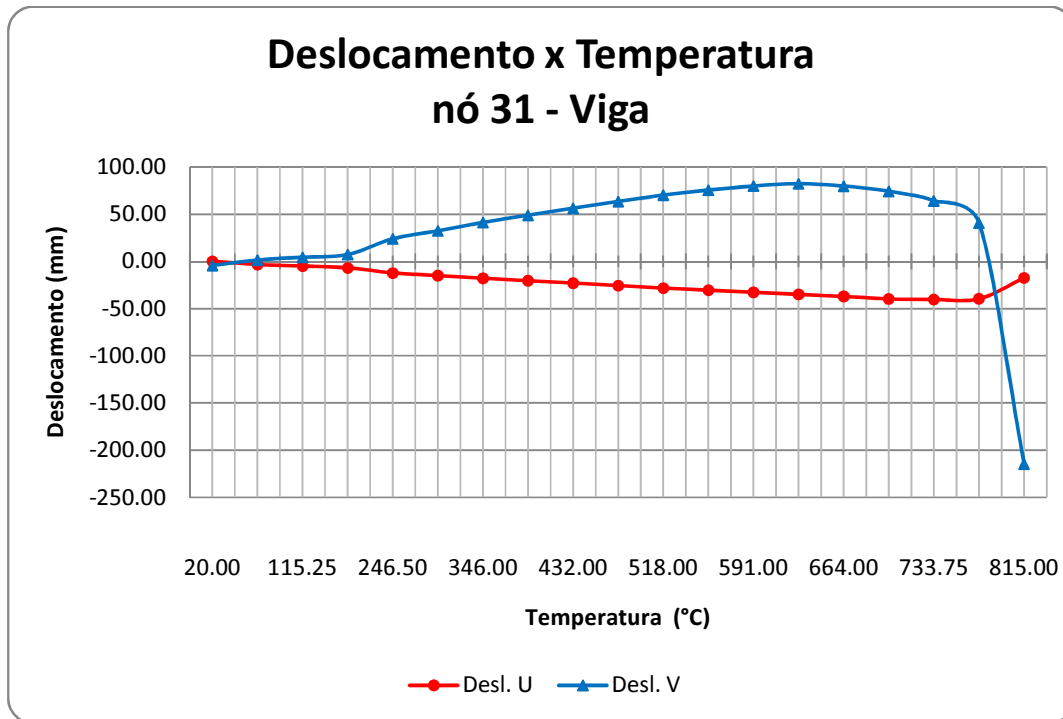


Figura 6.31 – Deslocamentos do nó referente ao meio da viga no primeiro tramo com proteção no pilar externo e interno.

6.2.2.3 – REGIME COM PROTEÇÃO DOS PILARES EXTERNOS E VIGA

Nesta etapa do ensaio os pilares externos e a viga de travamento da estrutura do edifício receberam uma camada protetora de argamassa de vermiculita. Ficando desta vez desprotegida somente os pilares internos.

O histórico de temperaturas para esta simulação é mostrado na Tabela 6.7 e Figura 6.32, nos pontos de interesse, refere-se ao perfil da viga de travamento. O histórico do pilar externo é o mesmo mostrado na Tabela 6.5, e o perfil dos pilares internos que neste caso não recebeu proteção fica o mesmo da Tabela 6.3.

Tabela 6.7 – Histórico de Temperatura do Perfil CS 500x73, com proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

VIGA					
Tempo (min)	T3 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T11 (°C)
0	20	20	20	20	20
6	48	63	65	63	47
12	98	133	138	132	95
18	153	203	213	203	150
24	210	266	280	265	206
30	262	327	344	325	257
36	313	385	404	383	308
42	364	437	458	435	358
48	412	488	510	486	407
54	456	538	561	536	450
60	500	585	609	583	493
66	542	627	651	625	536
72	584	667	691	664	577
78	621	703	720	701	614
84	655	728	746	726	648
90	688	754	772	752	681
96	713	779	797	777	708
102	734	806	835	803	729
108	755	845	871	842	749
114	775	877	902	875	770
120	796	905	930	903	790

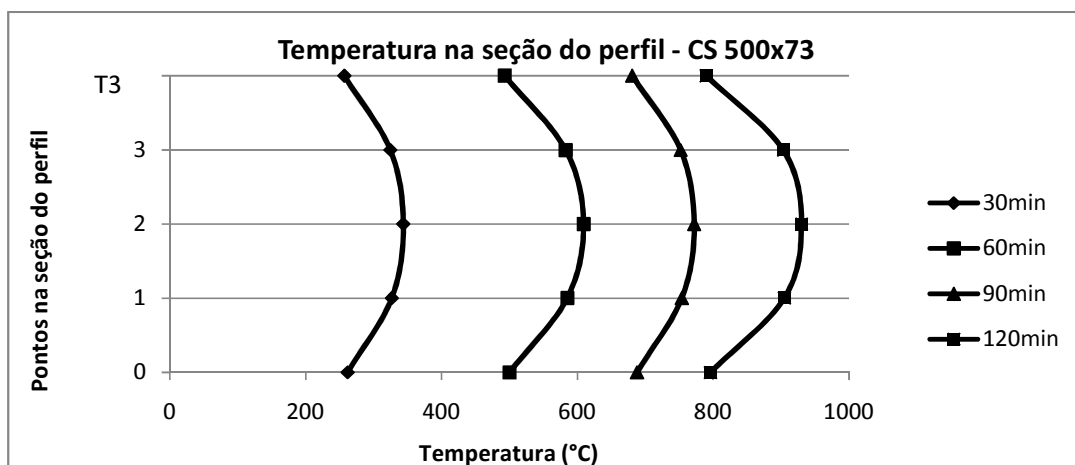


Figura 6.32 – Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 500x73 – com proteção.

O comportamento do meio do pilar externo representado pelo nó 15 é ilustrado na Figura 6.33. O deslocamento horizontal se dá de crescente “para fora” (sentido negativo), o valor máximo em 116,49 mm a temperatura de 765,00°C, ponto que se refere também ao *run away*. Os deslocamentos verticais são crescente com a temperatura até deslocamento de 62,03 mm, onde se tem o colapso, mas não existe sinal de esmagamento.

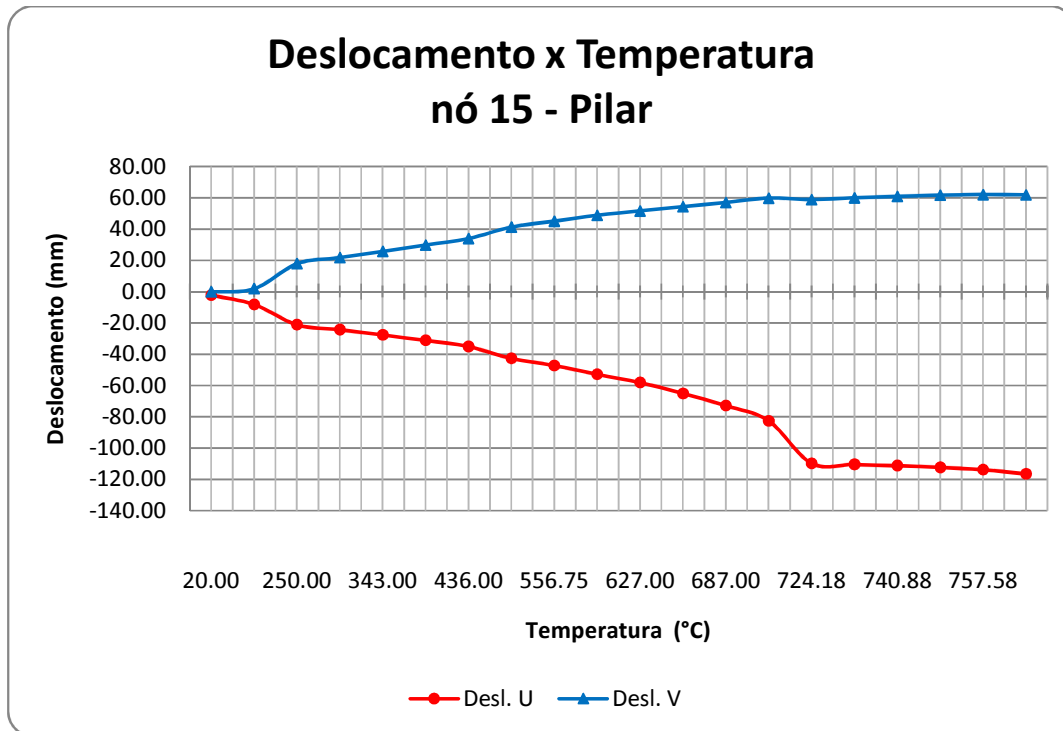


Figura 6.33 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar externo com proteção nos pilares externos e viga.

O nó 29 que é topo do pilar externo apresenta um deslocamento horizontal “para fora” (sentido negativo), o deslocamento segue o comportamento da temperatura atingindo o máximo de 104,51 mm a temperatura de 717,00°C. Assumindo posteriormente o sentido positivo de deslocamento “para dentro”, até a temperatura de 759,43°C onde ocorre o *run away*. Os deslocamentos verticais apresentam o mesmo comportamento descrito no nó 15, crescente com a temperatura. Figura 6.34.

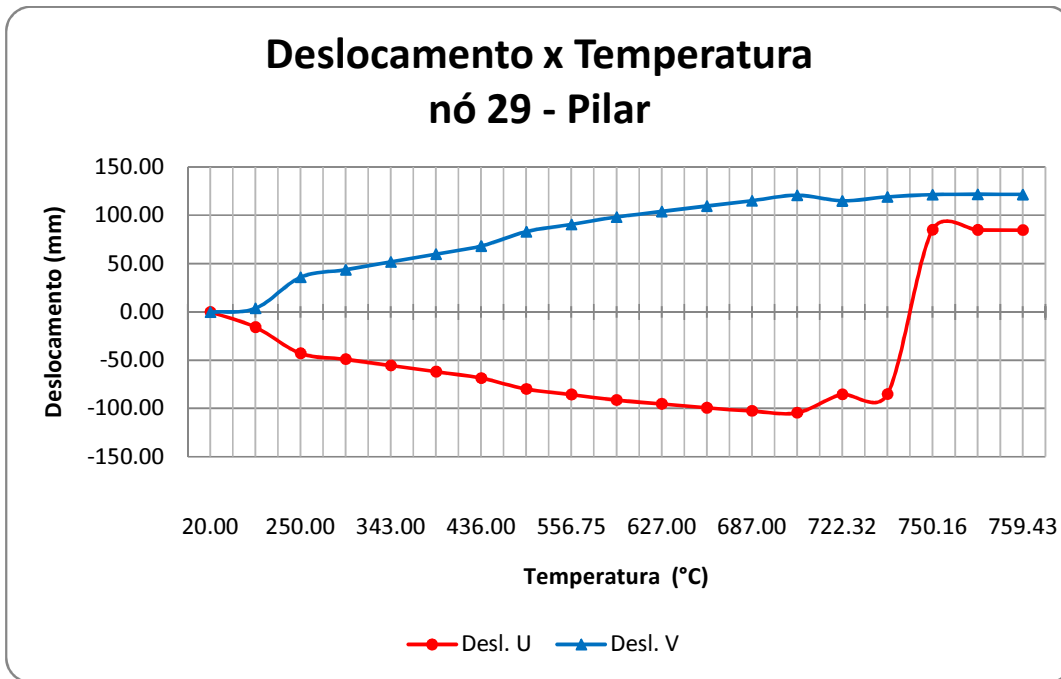


Figura 6.34 – Deslocamentos do nó referente ao topo do pilar externo com proteção nos pilares externos e viga.

As Figuras 6.35 e 6.36 mostram o comportamento do meio e do topo do pilar interno afastado de 10 m do pilar externo, os nós 16 e 54, respectivamente. O deslocamento horizontal é praticamente nulo em ambos os nós. Verticalmente o deslocamento se dá crescente e positivo com a temperatura, característica do alongamento do pilar, o ponto de deslocamento máximo nos dois nós se dá a temperatura de 784,60°C com deslocamentos de 62,83 mm e 126,75 mm, respectivamente. O *run away* se dá à temperatura 798,00°C, com 62,13 mm e 125,44 mm consecutivamente.

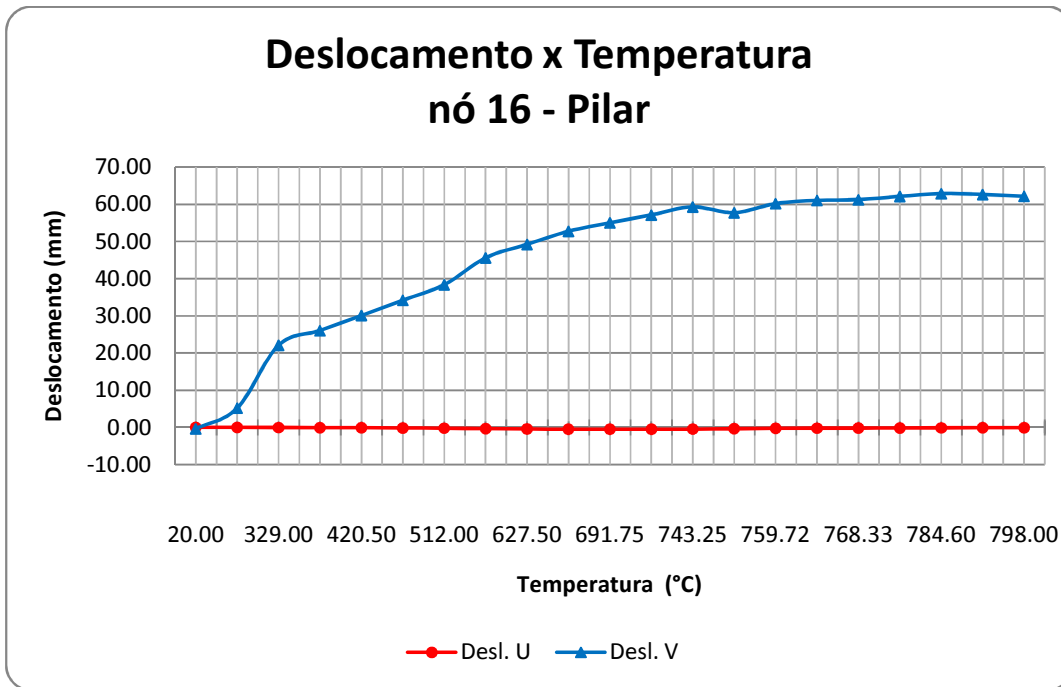


Figura 6.35 – Deslocamentos do nó referente ao meio do pilar interno com proteção nos pilares externos e viga.

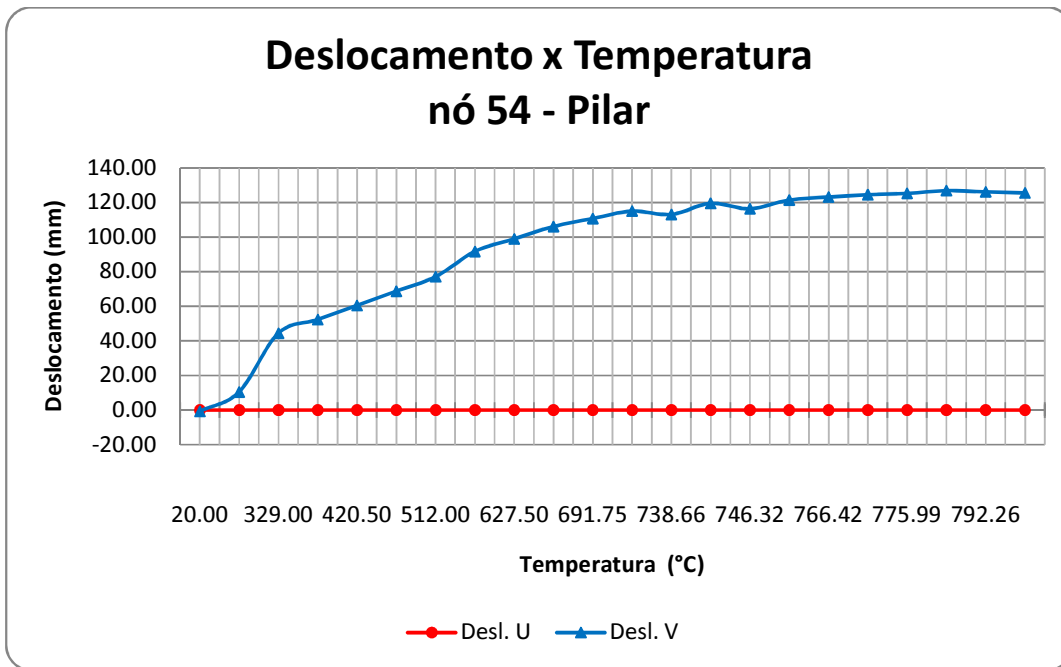


Figura 6.36 – Deslocamentos do nó referente ao topo do pilar interno com proteção nos pilares externos e viga.

Os deslocamentos do nó 31, que representa o centro do primeiro tramo da viga transversal, são mostrados na Figura 6.37. Verifica-se que a flecha tem sentido positivo até a temperatura de 785,58 °C, sendo a flecha máxima aos 656,00°C com deslocamento de 84,63 mm positivo. A partir deste ponto a flecha decresce, atingindo o colapso aos 815,00°C, onde o valor do deslocamento é 129,85 mm negativos. Os deslocamentos horizontais do nó 31 são compatíveis em sentido e em ordem de grandeza com os deslocamentos horizontais de topo nó 29 conforme se observa na Figura 6.34.

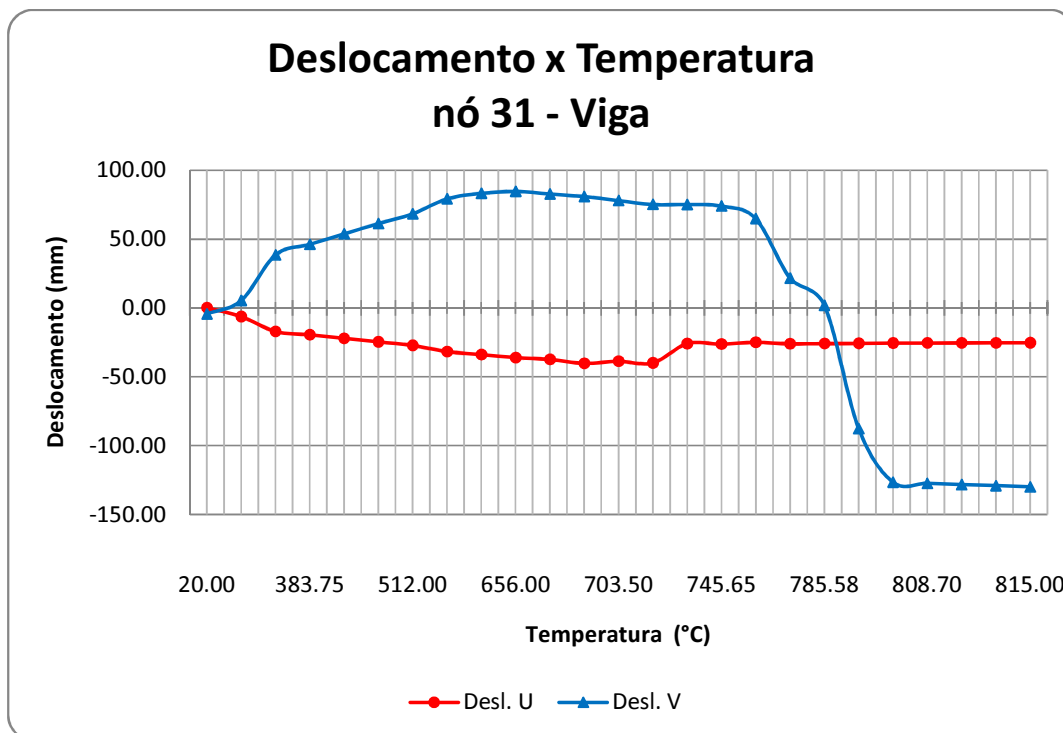


Figura 6.37 – Deslocamentos do nó referente ao meio da viga no primeiro tramo com proteção no pilar externo e viga.

6.3 – COMPORTAMENTO DO SISTEMA DE FECHAMENTO LATERAL

Com os históricos de temperatura e deslocamento obtidos nos itens anteriores, podemos avaliar o comportamento do sistema de fechamento lateral do edifício estudo. Para esta análise utilizaremos o SAP 2000 (Versão 9), software de análise estrutural que pode ser utilizado para efetuar análises lineares e não lineares, estáticas e dinâmicas usando elementos finitos.

De acordo com as características do fechamento lateral descrito anteriormente neste capítulo, foi possível a criação de um modelo no SAP 2000. Foram excluídos do modelo os componentes pertencentes ao sistema de cobertura, de modo que no ponto de ligação entre os pilares de canto e a viga de cobertura fossem inseridos apoios engastados, com o objetivo de restringir a rotação em relação aos eixos x, y e z.

Não foi viável modelar no SAP 2000 a corrugação trapezoidal da seção transversal da telha, sendo adotados elementos planos (chapas) com a mesma espessura das telhas, que no caso deste trabalho foi de 0,5 mm. As terças foram apoiadas nos pilares de cantos e nos dois pilaretes intermediários e as telhas metálicas apoiadas em todo comprimento das terças.

Com as características geométricas do modelo já definidas, dá-se iniciada o lançamento dos carregamentos a que estará sujeita a estrutura de fechamento, que no caso deste trabalho será apenas o peso próprio dos componentes. Os esforços de vento não foram considerados, devido à pequena probabilidade de ocorrência de fortes ventanias juntamente com o incêndio

A Figura 6.38 representa a vista isométrica da malha de elementos finitos utilizada pelo SAP 2000.

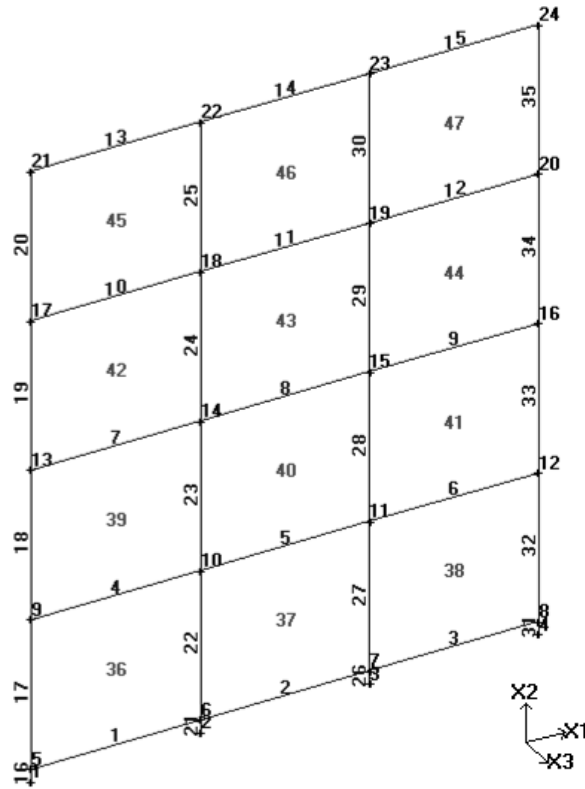


Figura 6.38 - Vista isométrica da malha de elementos finitos utilizada pelo SAP 2000.

Com o intuito de simular o comportamento do fechamento lateral sujeito a ação do incêndio, foi inserido um apoio engastado na metade da altura do pilar de canto (nó 16 - SAP). Neste apoio foram introduzidos deslocamentos (recalques) em relação aos eixos X2 e X3, retirados das análises do Vulcan no nó 15 do pórtico principal. Os deslocamentos nos eixos X2 e X3 correspondem, respectivamente, aos deslocamentos nos eixos V e U fornecidos pelo Vulcan.

Foi realizado o mesmo procedimento para o apoio engastado no topo do pilar de canto (nó 24 - SAP), usando os resultados do Vulcan nó 29 do pórtico principal.

Adotou-se a temperatura dos elementos estruturais localizados entre os pilaretes como sendo a metade da temperatura ($\Delta T/2$) atuante no pilar de canto incendiado, com isto, o módulo de elasticidade longitudinal (E) e a resistência ao escoamento (f_y) do aço foram multiplicados pelos fatores de redução apresentados na NBR 14323: 1999.

6.3.1 – COMPORTAMENTO FECHAMENTO LATERAL COM PÓRTICO PRINCIPAL SEM PROTEÇÃO

Utilizando os dados obtidos e deslocamentos da estrutura principal, no item 6.2.1 deste trabalho foi montado um modelo no SAP2000, onde se atribuiu os deslocamentos na estrutura do pórtico principal, obtendo assim o comportamento do fechamento lateral quando exposto a uma situação de incêndio, neste caso sem nenhuma estrutura protegida.

A Figura 6.39 ilustra o comportamento do fechamento lateral a uma altura de 6 metros do piso da estrutura. Os deslocamentos horizontais se dão no sentido negativo “para fora” em todas as faixas de temperatura, atingindo maiores resultados na faixa que vai de 8 m a 12 m do comprimento do tapamento analisado, região onde é simulado a exposição ao incêndio. O máximo deslocamento se dá na temperatura de 733,94°C com 107,93 mm negativos, justo no centro da faixa de exposição, sendo esta a região do pórtico principal.

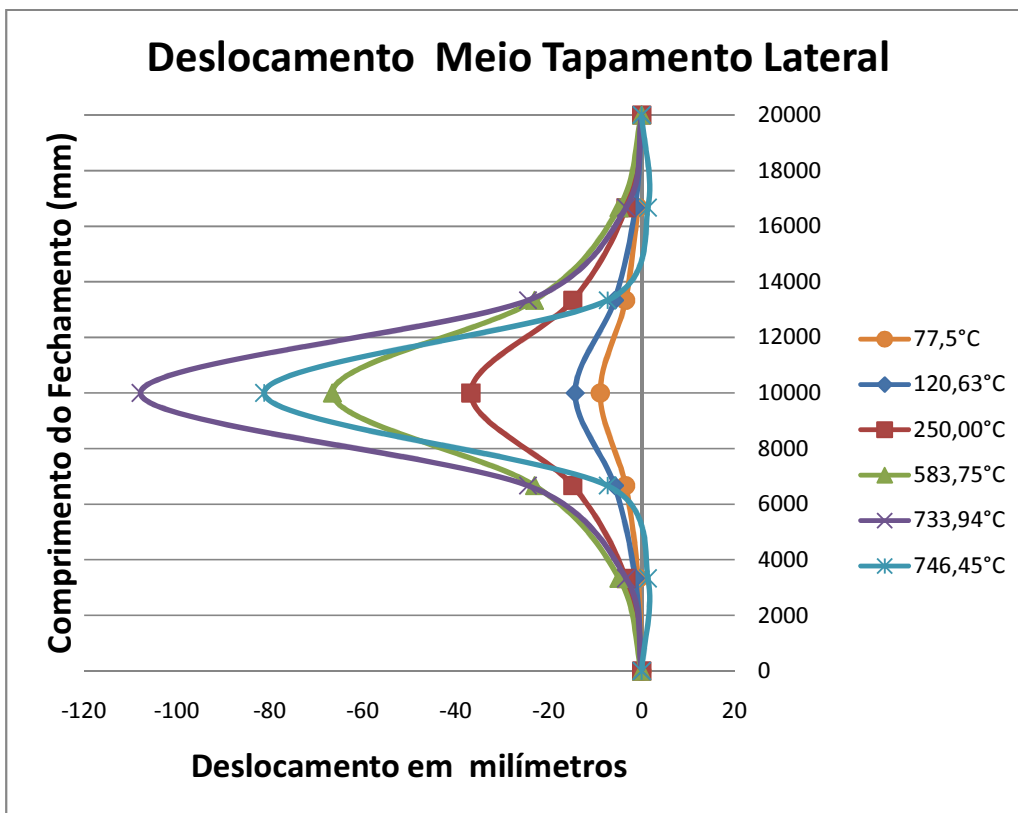


Figura 6.39 – Deslocamentos horizontais no meio do tapamento lateral sem proteção.

O comportamento no topo do fechamento lateral é mostrado na Figura 6.40, os deslocamentos horizontais ao longo do fechamento estão no sentido negativo “para fora” até a temperatura de 733,94°C, apresentando os maiores deslocamentos na faixa simulação do incêndio padrão. Na temperatura de 746,45°C o deslocamento se dá “para dentro” sentido positivo em quase toda extensão do fechamento, atingindo 141,89 mm positivos na região do pórtico principal exposto ao incêndio.

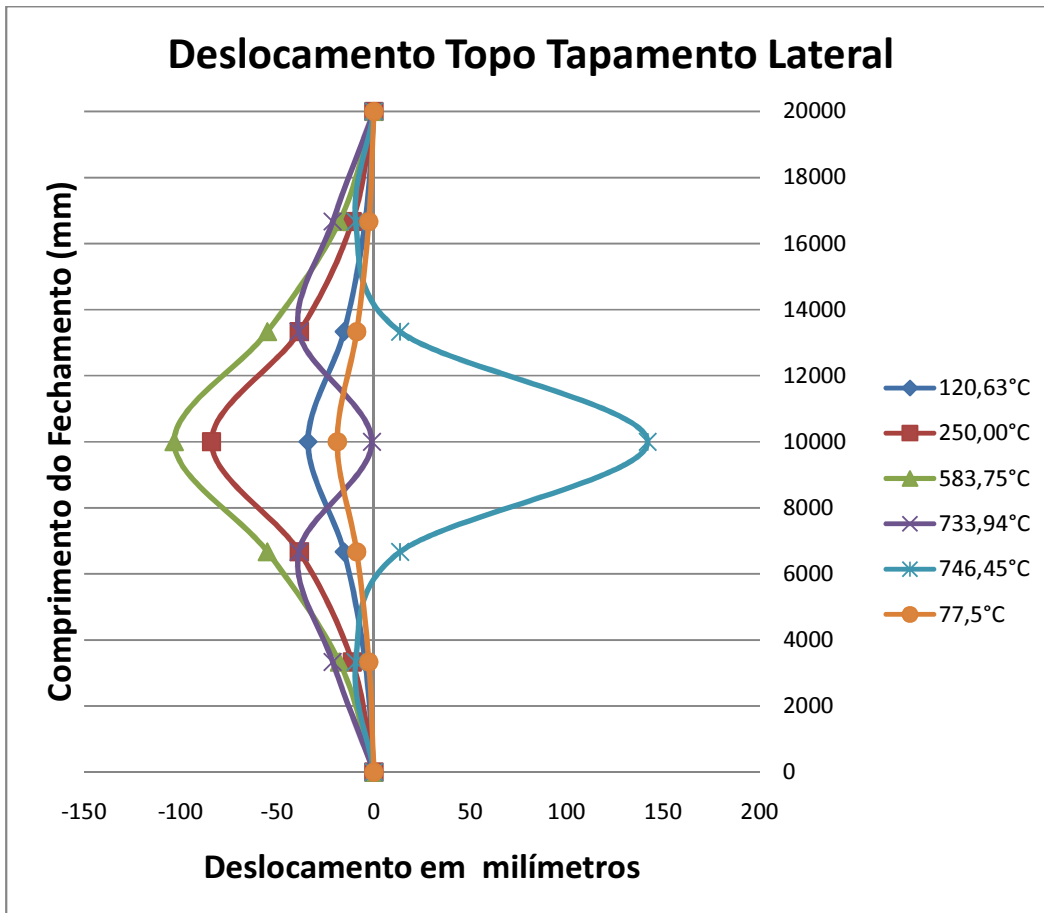


Figura 6.40 – Deslocamentos horizontais no topo do tapamento lateral sem proteção.

6.3.2 – COMPORTAMENTO FECHAMENTO LATERAL COM PÓRTICO PRINCIPAL COM PROTEÇÃO

Nesta fase do estudo será exposto o comportamento do fechamento lateral exposto ao incêndio padrão, com a proteção nas peças que compõem o pórtico principal do edifício horizontal. Como no procedimento descrito neste capítulo anteriormente, primeiro protegeremos somente os pilares mais externo do pórtico principal, posteriormente a

proteção será nos pilares externos e pilares internos do pórtico principal e por fim as estruturas protegidas serão os pilares externos e a viga transversal.

6.3.2.1 – PILARES EXTERNOS PROTEGIDOS

Neste item analisaremos o comportamento do tapamento lateral do edifício horizontal, sendo os pilares mais externo do pórtico principal protegido com uma camada de 15 mm de argamassa de vermiculita, enquanto as demais estruturas do pórtico permanecem sem nenhum tipo de proteção passiva.

Aplicando no SAP2000 o histórico de deslocamentos da estrutura do item 6.2.2.1, são obtidos os deslocamentos do fechamento lateral. A Figura 6.41 mostra estes deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral, observa-se que o deslocamento segue o sentido negativo “para fora” ao longo de toda extensão do fechamento analisada, o deslocamento máximo de 82,60 mm negativos na temperatura de 717,00°C, na região do pórtico principal envolvido pelo incêndio padrão.

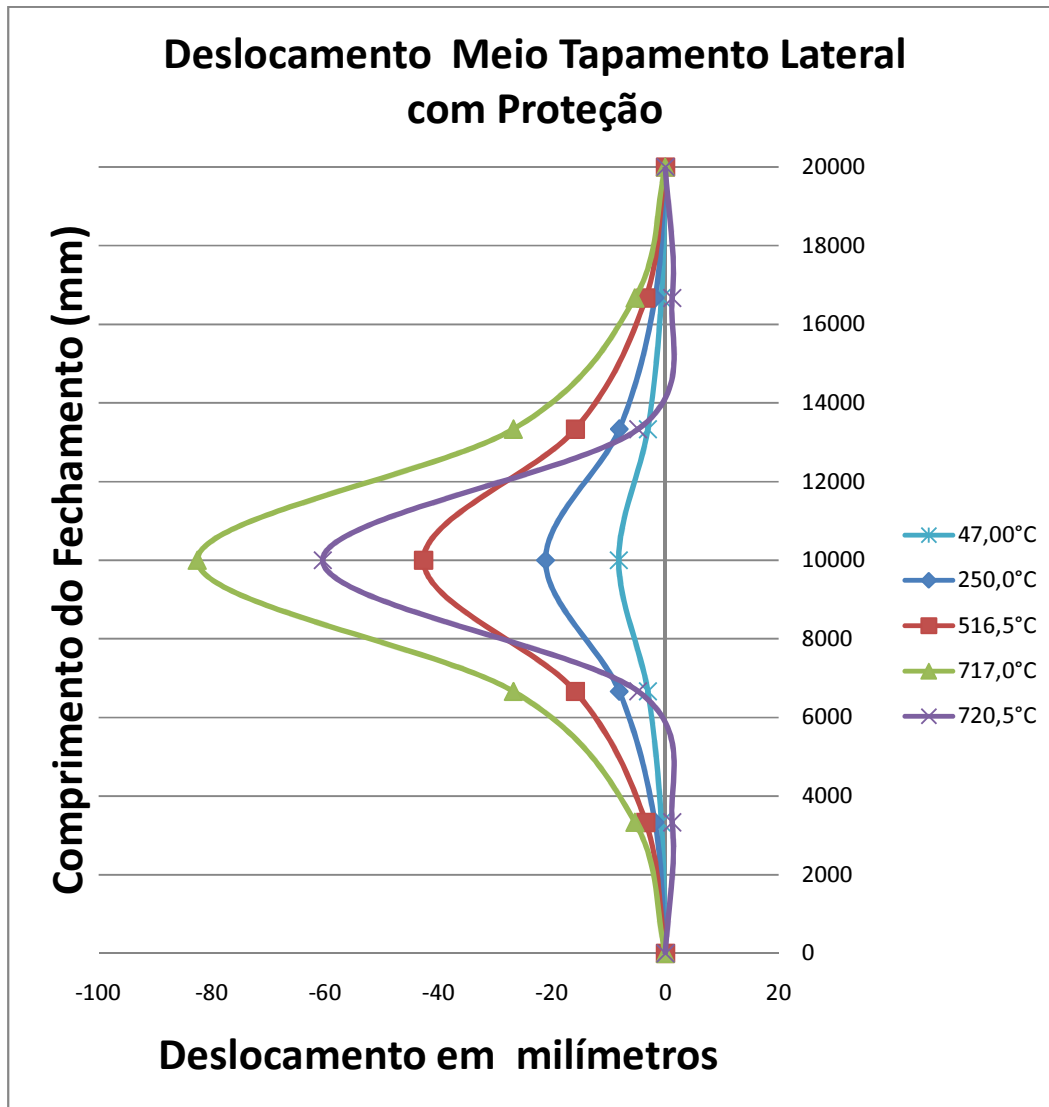


Figura 6.41 – Deslocamentos horizontais no meio do tapamento lateral com proteção no pilar mais externo do pórtico principal.

O deslocamento horizontal do topo do fechamento lateral permanece “para fora” (sentido negativo), até a temperatura de 717,00°C com máximo de 104,51 mm negativos na região do pórtico principal afetado pelo incêndio. Deste ponto em diante o sentido do deslocamento muda, tornando-se positivo “para dentro” o deslocamento é mais expressivo na região onde é simulada a exposição do incêndio padrão que também é a região do pórtico principal, obtendo na temperatura de 720,50°C 114,19 mm de deslocamento positivo – Figura 6.42.

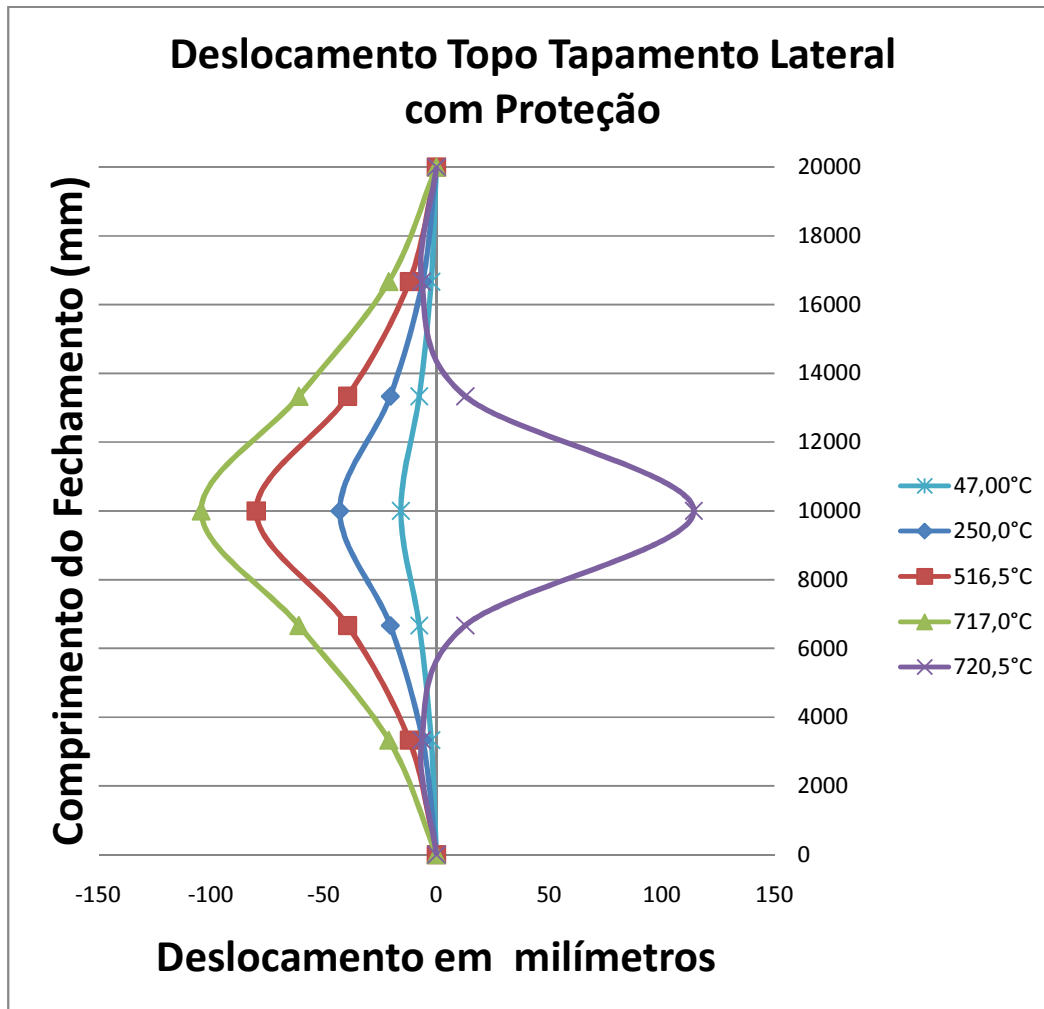


Figura 6.42 – Deslocamentos horizontais no topo do tapamento lateral com proteção no pilar mais externo do pórtico principal.

6.3.2.2 – PILARES EXTERNOS E INTERNOS PROTEGIDOS

Analisaremos o comportamento do tapamento lateral do edifício horizontal aplicando no SAP2000 o histórico de deslocamentos da estrutura do item 6.2.2.2, sendo neste item os pilares mais externos e o pilares internos do pórtico principal estão protegidos com uma camada de 15 mm de argamassa de vermiculita, permanecendo a viga transversal sem nenhum tipo de proteção passiva.

A Figura 6.43 mostra os deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral, observa-se que o deslocamento segue o sentido negativo “para fora” ao longo de toda extensão do fechamento analisada, o deslocamento máximo de 128,90 mm negativos na

temperatura de 776,00°C, na região do pórtico principal envolvido pelo incêndio padrão.

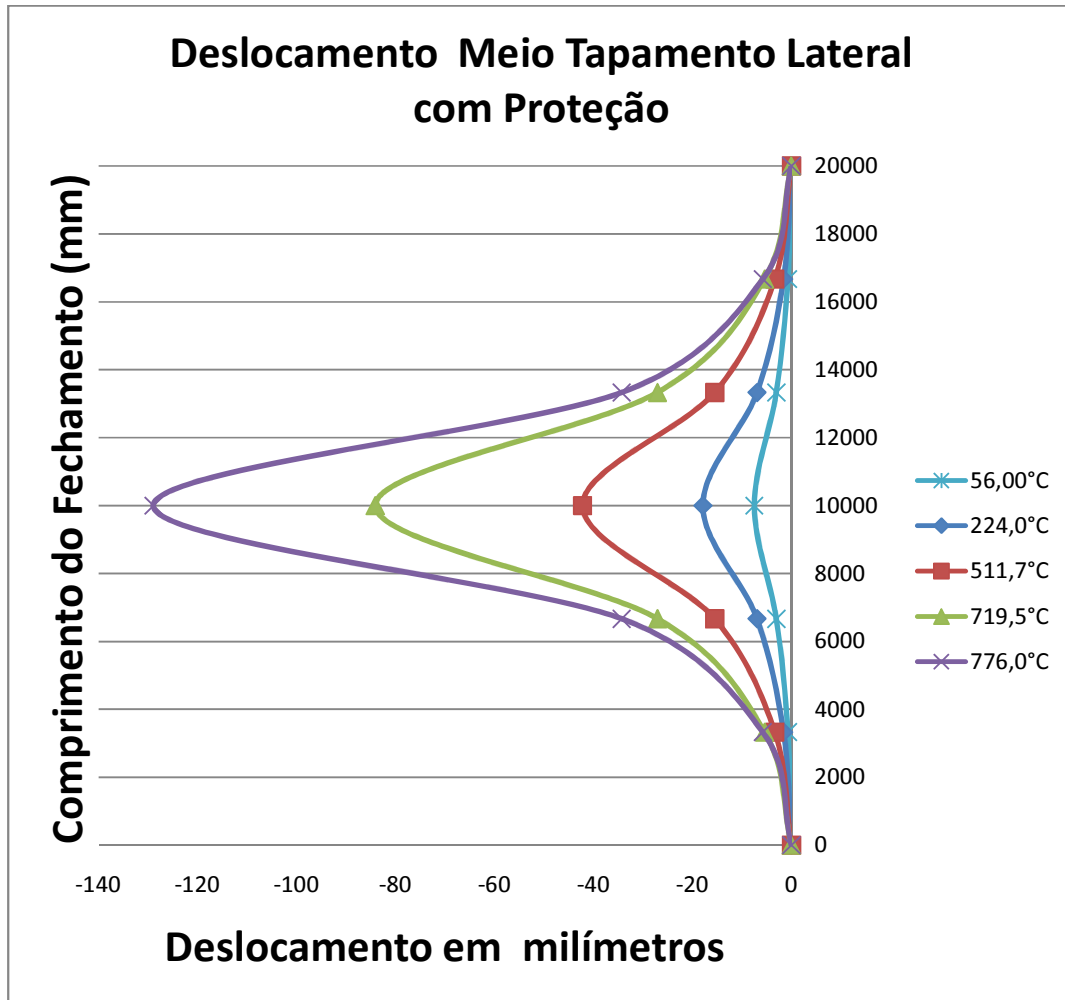


Figura 6.43 – Deslocamentos horizontais no meio do tapamento lateral com proteção nos pilares externos e internos do pórtico principal.

O deslocamento horizontal do topo do fechamento lateral – Figura 6.44 – permanece “para fora” (sentido negativo), em todas as faixas de temperatura, até a temperatura de com máximo deslocamento de 103,29 mm negativos na região do pórtico principal afetado pelo incêndio, com temperatura de 719,50°C no centro da faixa de exposição ao incêndio, região do pórtico principal.

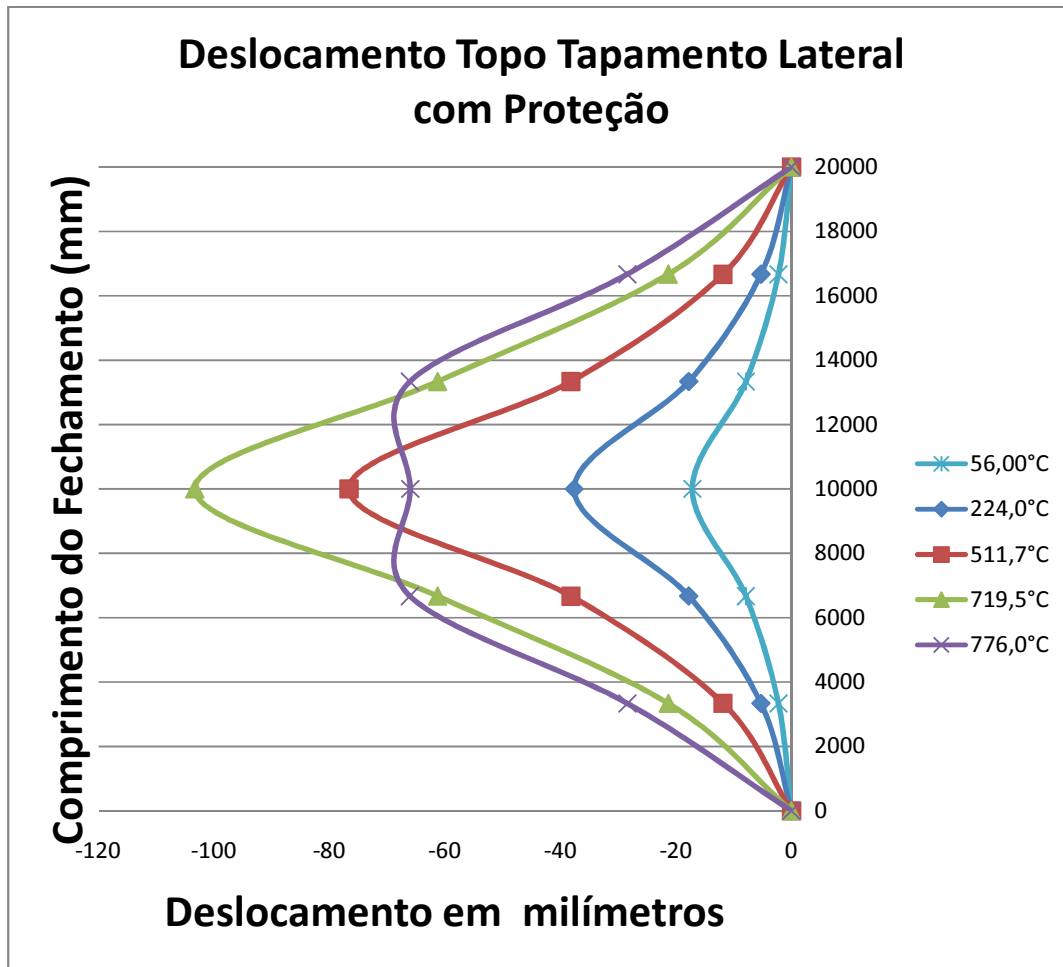


Figura 6.44 – Deslocamentos horizontais no topo do tapamento lateral com proteção nos pilares externos e internos do pórtico principal.

6.3.2.3 – PILARES EXTERNOS E VIGA PROTEGIDOS

O comportamento do tapamento lateral do edifício horizontal aplicando no SAP2000 o histórico de deslocamentos da estrutura do item 6.2.2.3, sendo neste item os pilares mais externos e viga transversal do pórtico principal estão protegidos com uma camada de 15 mm de argamassa de vermiculita, permanecendo nesta análise os pilares internos sem nenhum tipo de proteção passiva.

A Figura 6.45 mostra estes deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral com proteção nos pilares externos e viga transversal do pórtico principal, observa-se que o deslocamento segue o sentido negativo “para fora” ao longo de toda extensão do

fechamento analisada, o deslocamento máximo de 113,83 mm negativos na temperatura de 757,60°C, na região do pórtico principal envolvido pelo incêndio padrão.

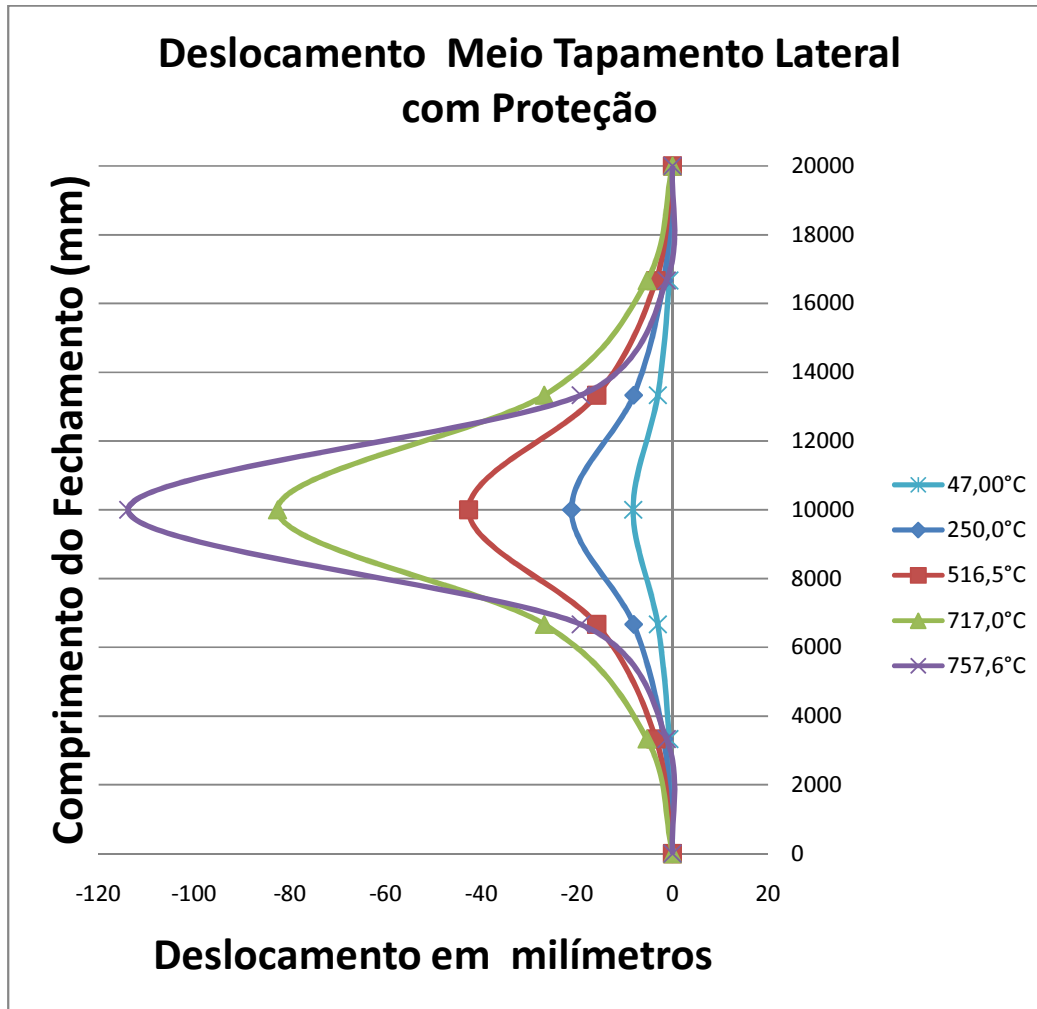


Figura 6.45 – Deslocamentos horizontais no meio do tapamento lateral com proteção no pilar mais externo e viga transversal do pórtico principal.

O deslocamento horizontal do topo do fechamento lateral permanece “para fora” (sentido negativo), até a temperatura de 717,00°C com máximo de 104,51 mm negativos na região do pórtico principal afetado pelo incêndio. Deste ponto em diante o sentido do deslocamento muda, tornando-se positivo “para dentro” o deslocamento é mais expressivo na região onde é simulada a exposição do incêndio padrão que também é a região do pórtico principal, obtendo na temperatura de 757,60°C 84,67 mm de deslocamento positivo – Figura 6.46.

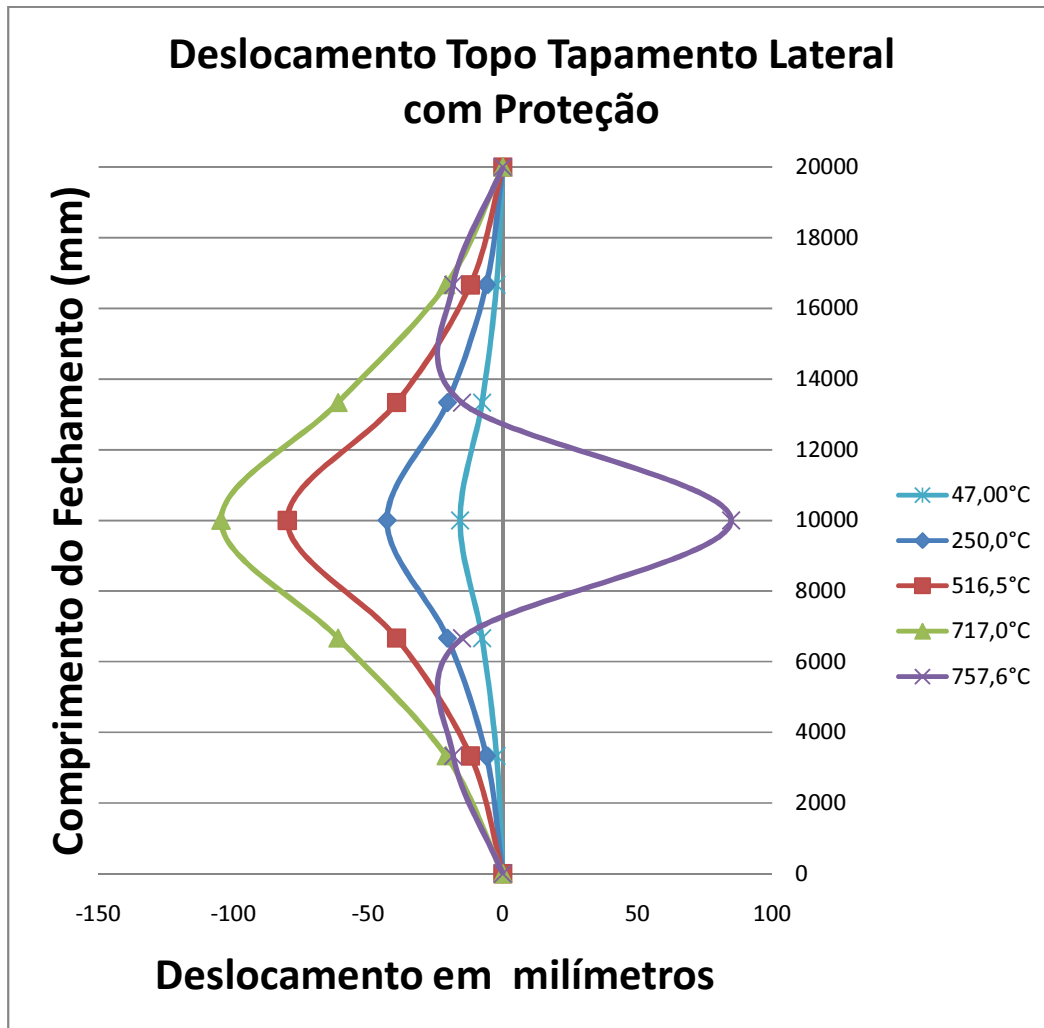


Figura 6.46 – Deslocamentos horizontais no topo do tapamento lateral com proteção no pilar mais externo e viga transversal do pórtico principal.

6.3.3 – ANÁLISE DA TELHA CONSTITUINTE DO FECHAMENTO LATERAL

Para esta etapa do estudo tomaremos como base para análise a os maiores deslocamentos do fechamento lateral descrito no item 6.3.2 deste trabalho, que são verificados no topo do fechamento lateral. Levaremos em conta para verificar os efeitos de rasgamento e esmagamento da telha do tapamento lateral, os resultados de esforços provenientes do SAP 2000, devemos observar que os valores do módulo de elasticidade longitudinal (E) e o limite de resistência ao escoamento (f_y) variam em função da temperatura, conforme Tabela 01 da NBR 14323:1999.

De acordo com a NBR 14762: 2001, em ligações parafusadas é necessário a verificação da resistência da telha ao esmagamento e ao rasgamento entre furos ou entre furo e borda.

Por se tratar de telhas com pequena espessura e uma grande concentração de esforços nas ligações parafusadas das mesmas, não verificamos os estados limites terças, pois as telhas estão sujeiras ao colapso antes das terças.

Para a definição das forças resistentes de cálculo ao rasgamento e esmagamento das telhas, em situação de incêndio foi considerado que a distância entre os furos e a borda na direção da força é igual a 15 cm e o diâmetro dos parafusos igual a 12 mm

Seguiremos a mesma ordem de exposição dos resultados apresentados anteriormente, demonstrando primeiro o comportamento da telha quando a estrutura do pórtico principal não possui nenhum tipo de proteção passiva, seguido depois para exposição do comportamento da telha de fechamento quando protegemos os pilares externos do pórtico principal, depois protegendo os pilares externos e internos e finalizando com o comportamento da telha quando protegemos os pilares externos e a viga transversal do pórtico principal.

6.3.3.1 – COMPORTAMENTO DA TELHA COM PÓRTICO PRINCIPAL DESPROTEGIDO

O comportamento da telha de fechamento lateral quando não houve nenhum tipo de proteção passiva na estrutura do pórtico principal, na região de maior sollicitação de acordo com item 6.3.1 do trabalho exposto. É mostrado nas Figuras 6.47 e 6.48 – verificação ao rasgamento da telha e verificação ao esmagamento da telha – as duas figuras mostram o deslocamento da força de tração (F) e da força resistente de cálculo (Frd), ao longo da evolução da temperatura.

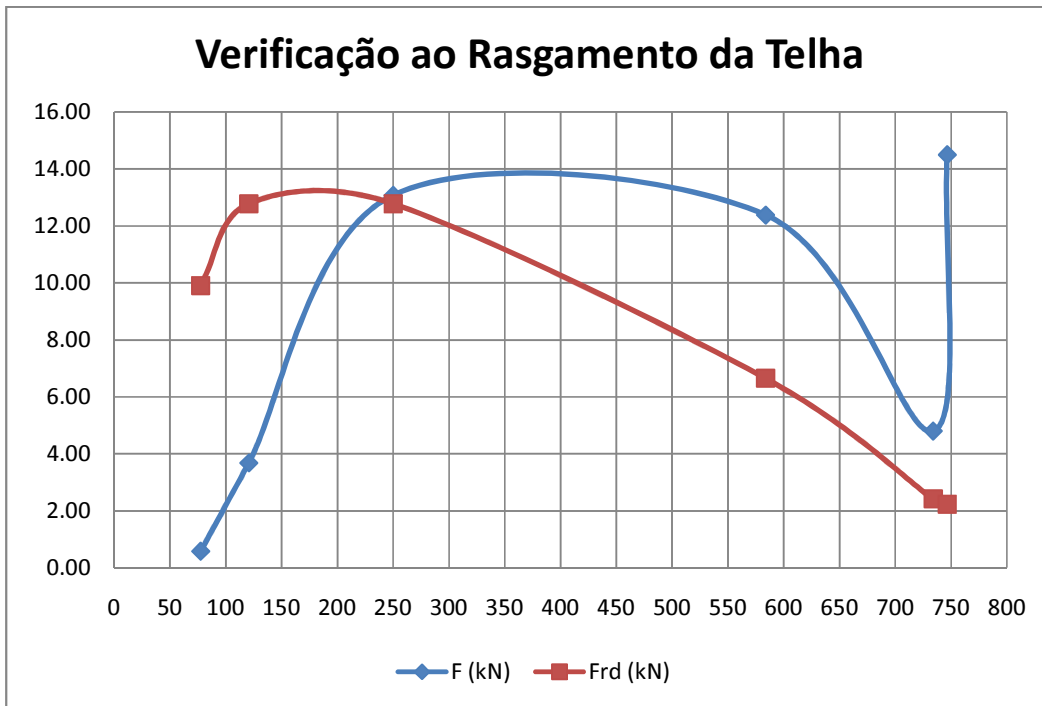


Figura 6.47 – Rasgamento da telha do tapamento lateral com pórtico principal desprotegido.

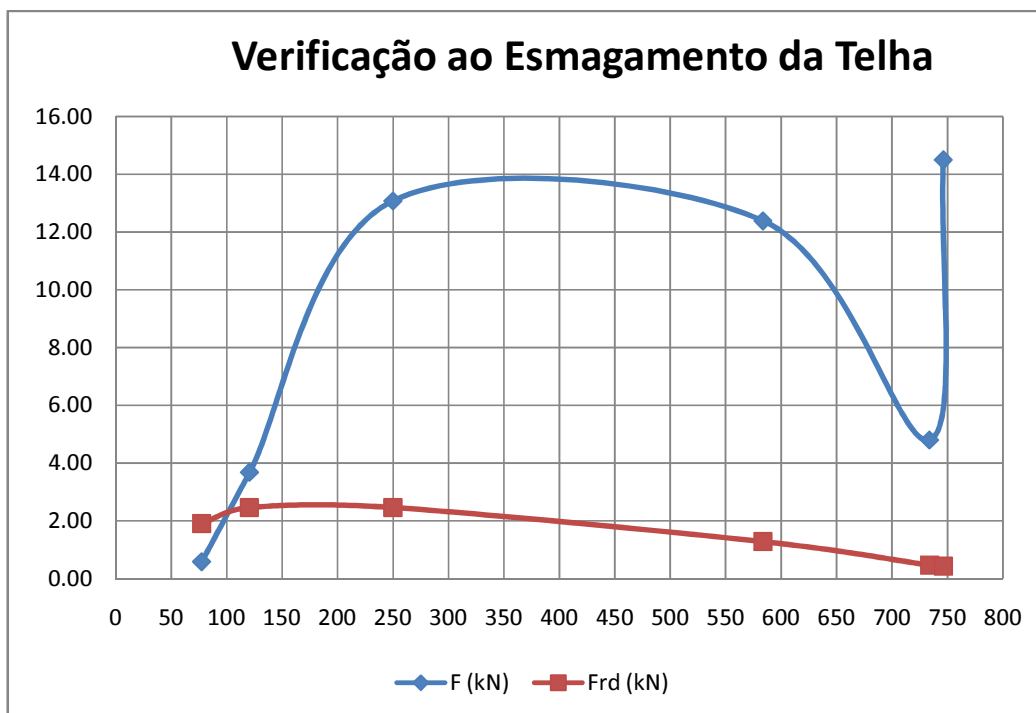


Figura 6.48 – Esmagamento da telha do tapamento lateral com pórtico principal desprotegido.

O ponto de encontro entre as curvas que representamos deslocamentos, é ponto de colapso da telha para esta análise. Verificamos que o ponto de rasgamento a força é na ordem de 13,00 kN com uma temperatura de 242°C, enquanto que para o de esmagamento o ponto de colapso tem a temperatura de 100°C e força de 2,2 kN.

6.3.3.2 – COMPORTAMENTO DA TELHA COM PÓRTICO PRINCIPAL PROTEGIDO

Neste tópico mostraremos o comportamento da telha de fechamento lateral quando alguma das peças constituintes do pórtico principal recebeu uma proteção de 15 mm de argamassa de vermiculita. Utilizaremos para análise os deslocamentos do fechamento lateral oriundos do item 6.3.2 deste trabalho.

As verificações ao rasgamento e esmagamento para quando protegemos somente o pilar externo, os pilares externos e internos e o pilar externo e viga transversal do pórtico principal, são ilustradas nas Figuras 6.49, 6.50, 6.51, 6.52, 6.53 e 6.54, onde o cruzamento da linha que representa a força de tração (F) com a linha que representa a força de resistência de cálculo é o ponto de colapso da telha.

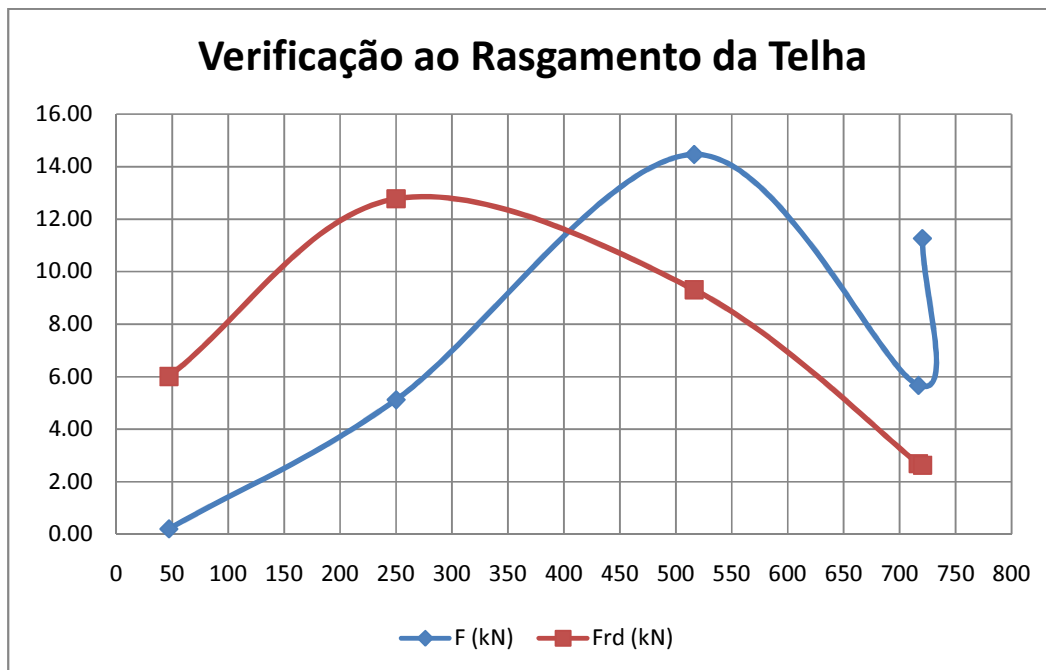


Figura 6.49 – Rasgamento da telha do tapamento lateral com pilar externo do pórtico principal protegido.

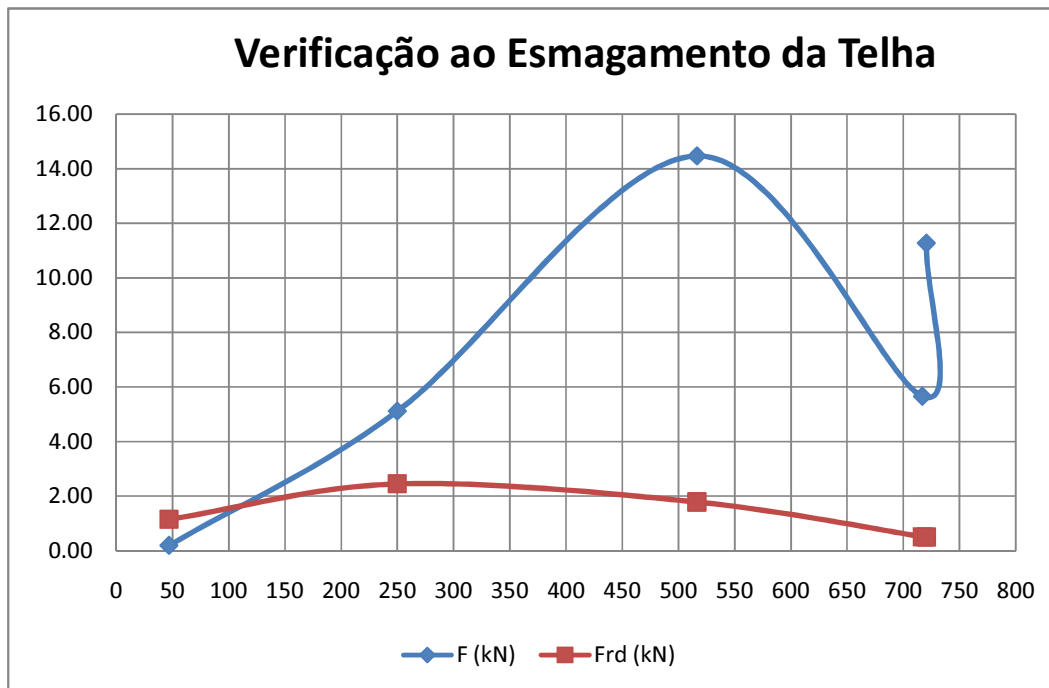


Figura 6.50 – Esmagamento da telha do tapamento lateral com pilar externo do pórtico principal protegido.

Para o pilar externo do pórtico principal protegido o rasgamento se deu à temperatura de 408°C com uma força de tração de 11,82 kN e o esmagamento com uma força de 1,8 kN à uma temperatura de 100°C. Figuras 6.49 e 6.50

O ponto de ruptura da telha de tapamento quando estão protegidos os pilares externos e internos mostrados na Figura 6.51 e 6.52 são para esmagamento 2,07 kN de força de tração com uma temperatura de 150°C, enquanto para rasgamento a ruptura se deu com a temperatura de 420°C e força de tração equivalente à 11,20 kN.

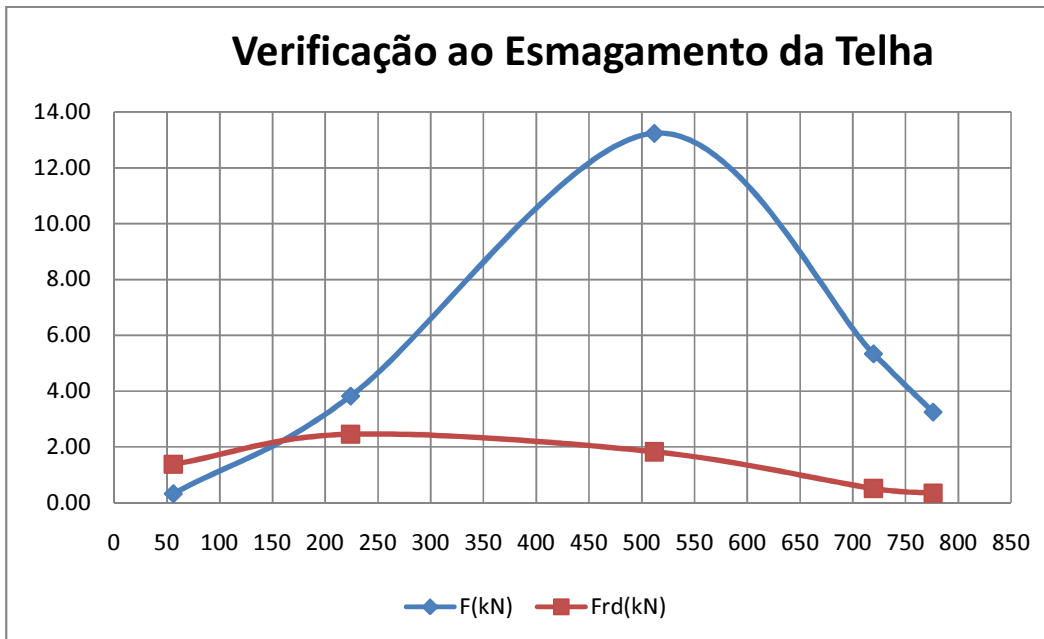


Figura 6.51 – Esmagamento da telha do tapamento lateral com pilar externo e interno do pórtico principal protegido.

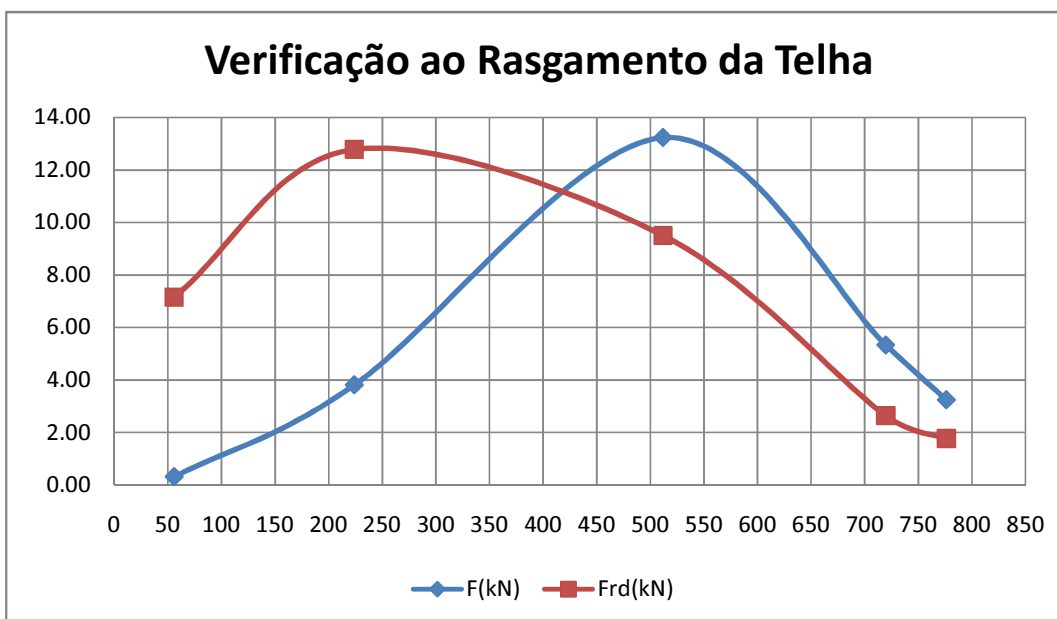


Figura 6.52 – Rasgamento da telha do tapamento lateral com pilar externo e interno do pórtico principal protegido.

Quando o pilar externo e viga transversal do pórtico principal estão protegidos o ponto de colapso para rasgamento e à temperatura de 409°C com força de tração de 11,7 kN, Figura 6.53. Enquanto que para esmagamento a força de tração foi de 1,85°C com temperatura de 110°C, Figura 6.54.

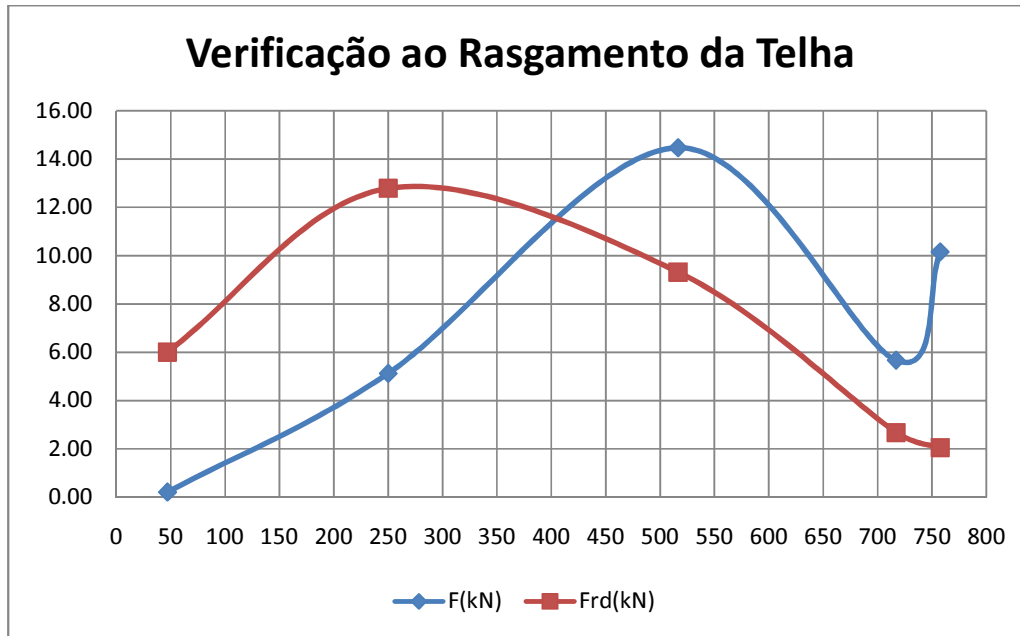


Figura 6.53 – Rasgamento da telha do tapamento lateral com pilar externo e viga transversal do pórtico principal protegido.

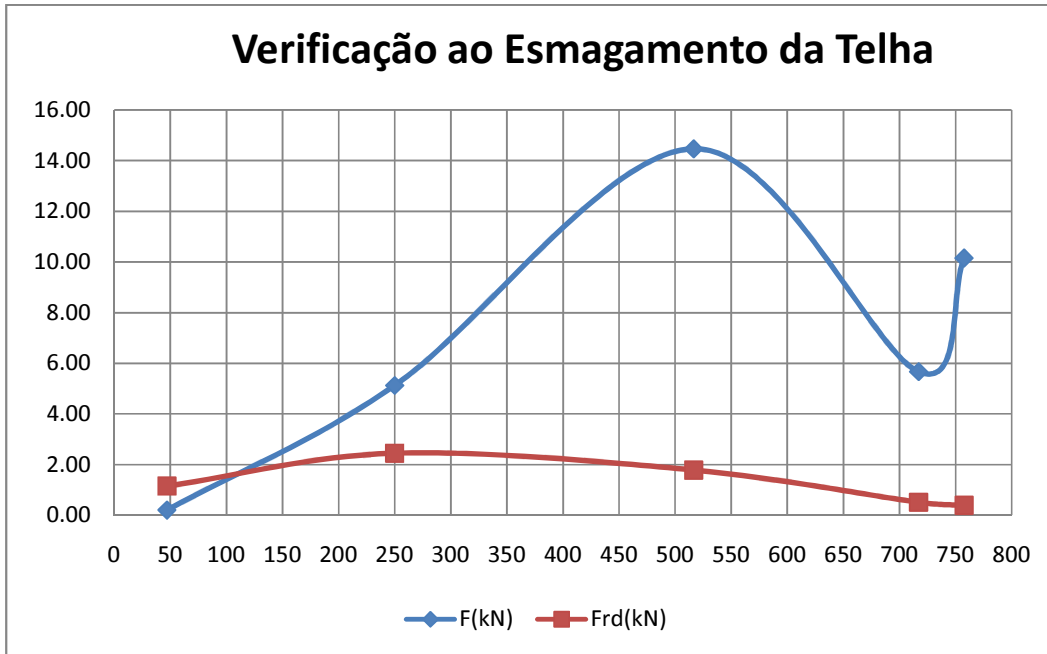


Figura 6.54 – Rasgamento da telha do tapamento lateral com pilar externo e interno do pórtico principal protegido.

7 – CONCLUSÃO E SUGESTÕES

7.1 – CONCLUSÃO

Estudou-se nesta pesquisa o comportamento de estruturas de um grande edifício horizontal em situação de incêndio, mais precisamente o comportamento do tapamento lateral destes edifícios em aço parcialmente protegidos, assunto este pouco abordado no meio acadêmico brasileiro, porém importante na prevenção de catástrofes.

No primeiro momento da análise avaliamos o comportamento do pórtico principal, mostrando seu deslocamento como previsto na norma NBR 14423: 2000. Em todos os casos estudados, verificou-se o movimento “para fora” dos pilares externos, o que caracterizou a tendência da estrutura de levar a estrutura do fechamento do edifício para fora da área interna da edificação, não comprometendo assim a evacuação das pessoas de dentro do edifício. Posteriormente verificamos algumas situações em que peças do pórtico principal foram protegidas com argamassa de vermiculita, buscando o melhor desempenho da estrutura quanto aos deslocamentos obtidos em uma situação de incêndio.

Como o intuito da pesquisa é de se verificar o comportamento do fechamento lateral do grande edifício horizontal, tomou-se como parâmetro o deslocamento do nó 29, que representa o topo do pilar externo do pórtico principal, e se mostrou como o ponto de maior influencia para o deslocamento do fechamento lateral.

No item 6.2 deste trabalho verificou-se o comportamento do pórtico principal quando exposto ao incêndio, o comportamento “para fora” é observado em todos os itens do capítulo analisado. Foram realizadas simulações com pórtico sem nenhuma parte protegida, posteriormente simulamos o mesmo pórtico como os pilares externos protegidos com camada de 15 mm de argamassa de vermiculita, depois protegemos simultaneamente os pilares externos e internos do pórtico e por fim protegemos os pilares externos e a viga transversal.

O item 6.3 do capítulo anterior, mostrou-se o comportamento da parede de fechamento lateral com a influencia do deslocamento do pórtico principal nas situações exposta no item. Como o edifício detém grande dimensões foi assumido que o incêndio influenciaria somente um pórtico, (área de influencia do incêndio Figura 6.12), ilustramos o trecho da parede definida por três pórticos sendo que o pórtico central da parede de fechamento sofre a influencia do incêndio.

Do capítulo anterior no item 6.4, obtivemos os pontos de ruptura da telha metálica utilizada no fechamento lateral, visto que se trata da estrutura mais esbelta o tapamento lateral. Existe grande preocupação com a telha, pois esta dependendo do movimento da fechamento pode ter seu colapso quando o fechamento se desloca “para dentro”, promovendo assim a obstrução das rotas de fuga do edifício, o que não ocorreu em nenhum dos casos estudados neste trabalho.

Fazendo um comparativo das deformações sofridas com o pórtico sem proteção e com o sistema de proteção parcial da estrutura, podemos concluir que o melhor resultado ficou com o pórtico onde foram protegidos os pilares externos e internos da estrutura. Com este modelo verificamos que o pórtico se moveu “para fora” resultando uma menor deformação em uma temperatura mais elevada, no nó 29 que foi o mais crítico. Superando a recomendação do corpo de bombeiros de São Paulo, em um tempo de aproximadamente 30 minutos.

O fechamento lateral sofreu um movimento “para fora” com a elevação da temperatura, seguindo o comportamento do pórtico principal, contudo existe uma mudança na direção do deslocamento seguindo “para dentro” da estrutura, porém este sentido do deslocamento não chega atingir a posição de origem do fechamento antes do colapso da estrutura.

Protegendo os pilares externos e internos do pórtico, as telhas de fechamento também apresentaram um melhor desempenho, pois seguem o movimento do fechamento lateral com a elevação da temperatura obtendo seu colapso com uma temperatura maior do que nos outros casos analisado, que implica em um maior tempo de exposição. Com os deslocamentos do fechamento obtivemos os esforços de tração nas telhas e comparamos com os seus esforços limites, lembrando que as telhas também sofrem os efeitos de

perda de resistência com o aumento da temperatura obtivemos os resultados explicitados anteriormente.

7.2 – SUGESTÕES

Seguem algumas sugestões para futuros trabalhos acadêmicas, visando o desenvolvimento das estruturas de fechamento lateral de grandes edifícios horizontais, quando expostos a uma situação de incêndio.

- Estudo do comportamento de telhas de fechamento com diferentes espessuras, e dimensões;
- Estudo de diferentes tipos de fixação das telhas do fechamento lateral, visando um melhor desempenho quando solicitado a tração;
- Comparativos entre diferentes tipos de fechamento lateral, com diferentes meios de dimensionamento estrutural.

BIBLIOGRAFIA

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. Specification for the design of cold-formed steel structural members. AISI, Washington, DC, USA. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 8800. Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios, Rio de Janeiro, Brasil, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6123. Forças Devidas ao Vento em Edificações, Rio de Janeiro, Brasil, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 14343. Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento, Rio de Janeiro, Brasil, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6120. Cargas para o Cálculo de Estruturas – Procedimento, Rio de Janeiro, Brasil, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 5628. Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, Brasil, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 14432. Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento, Rio de Janeiro, Brasil, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 14762. Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento, Rio de Janeiro, Brasil, 2001.

BAILEY, C. G. Simulation of the Structural Behaviour of Steel Framed Buildings in Fire. Ph.D. Thesis, University of Sheffield, 1995.

BELLEI, I. H. Edifícios Industriais em aço. 4. Ed. São Paulo: Pini, v.1. 1986

BONG, W. M (2005), Structural Fire Performance of Steel Portal Frame Buildings. Fire Engineering Research Report 05/4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS476: Part 20, (1987): “Fire Tests on Buildings Materials and Structures – Method of Determination of Fire Resistance of Elements of Construction (general principles)”.

BURGESS, I. W.; PLANK, R.J. Steel Frame Analysis in Fire. Contribuição técnica apresentada no III Seminário Internacional “O Uso da Construção Civil”, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, 2000.

CARVALHO, W. M. (2002). Uma Investigação da Resistência ao Fogo de Barras de Aço de Seção “I” Sujeitas a Flexão Composta, Dissertação de Mestrado, Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

CLARET, A. M. (2000a). Resistência ao Fogo de Estruturas: Alternativas Técnicas para Redução do Custo da Proteção Passiva. Relatório Interno L01/2000. Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

CLARET, A. M. (2000b). Introdução a Engenharia de Incêndio. Apostila. Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

CLARET, A. M.; BURGESS, I. W.; PLANK, R.J. (1999). Studies of the Behaviour of Steel Beams in Fire. Research Report DSCE/99/F/5. Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, UK.

COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES (1993). Practical Design Tools for Unprotected Steel Columns Submitted to ISO-Fire – Refao III, Draft Final Report, CEC Agreement 7210-AS/505.

COSTA, I. A. (2001). Estudo Paramétrico da Resistência ao Fogo de Vigas Mistas Aço-Concreto. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

DE PAULA, G. D.; CLARET, A. M.; SANTOLIN, A.; ANDRADE, A. F. T.; CORREA, F. V. (2004). Análise de Modos de Deformação de Pórticos Industriais em Incêndio. XXXI – Jornadas Sud-Americanas de Engenharia Estrutural.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Design of Steel Structures (Part 1.2)”. Eurocode 3, Brussels, 1993.

FERREIRA, F. A.; LOPES, B. C. F. L.; SANTOS, E. A. G.; CLARET, A. M. Análise da Resistência de Pilares de Aço em Incêndios Modelados pelo Ensaio-Padrão e em Duas Camadas. XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE. Guarapari, Espírito Santo, Brasil, 2005.

FERREIRA, A. F (2006), Contribuição ao Estabelecimento de um Método Simplificado para Dimensionamento ao Fogo da Proteção Parcial de Colunas de Aço. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

FONSECA, B.; SIMÕES, T.; MARTINS, V. Fabrico e uso de estruturas metálicas. 64p. Escola Superior de Tecnologia de Tomar, Instituto Politécnico de Tomar, Ourém, 2002.

FONTES, P. M. (2004), Comportamento de pórticos Planos Industriais em Situação de Incêndio. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

Martins, M. M. Dimensionamento de Estruturas Metálicas em Situação de Incêndio. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, 2000.

NEVES. I. C. “Segurança Contra Incêndio em Edifícios - Fundamentos”. Apostila, Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa, 1994.

HARMATHY, T.Z. (1993), Fire Safety Design and Concrete. Concrete Design and Construction Series. Longman Scientific and Technical, UK.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION ISO 834 (1975). Fire Resistance Tests – Elements of Buildings Construction. Geneva, Swiss.

NAJJAR, S. R. Three-Dimensional Analysis of Steel Frames and Subframes in Fire, Ph.D. thesis, University of Sheffield, 1994.

PEREIRA JÚNIOR, C. J. Edifícios de pequeno porte contraventados com perfis de chapa fina de aço. 141 p. Tese de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

PLANK, R. J. Fire Engineering of Steel Structures. Cadernos Técnicos de Construção Metálica CTCM –01/96. Núcleo de Construção Metálica – UFOP, Ouro Preto. Minas Gerais, Brasil, 1996.

REVISTA BRASILEIRA DO AÇO - Entrevista CBCA In da Revista Brasileira do Aço - V. 16, Nº. 90 - 15 Maio / 15 Junho 2007.

SALMON, C.G, JOHNSON, J. E. (1980). Steel Structures – Design and Behavior. Chapter 12, p. 655–728. Harper & Row, Publishers, New York.

SILVA, V. P. (2001). Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. Zigurate Editora, São Paulo, Brasil.

SOUZA JR., W. (1998). Análise de pórticos de aço sob altas temperaturas. Dissertação de Mestrado. Escola de Minas – UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

STARLING, C.. D. Estrutura e Propriedades Mecânicas Durante e Após Incêndio da Solda de Aços Resistentes ao Fogo para a Construção Civil. Tese de Doutorado, DEMET, EE/UFMG, Belo Horizonte, 2000.

STEEL STRUCTURES PAINTING COUNCIL – SSPC. “Steel Structures Painting Manual” Volume 2 – 1972

WICKSTRÖM, U. TASEF-2, a computer program for temperature analysis of structures exposed to fire. Report No.79-2, 1979, Lund Institute of Technology, Sweden, 1979.

WANG, Y. C. (1997). Composite Beams with Partial Fire Protection. Fire Safety Journal, Vol. 30, pp. 315 – 332.

WONG, S.Y., BURGESS, I.W. and PLANK, R.J. Simplified Estimation of Critical Temperatures of Portal Frames in Fire, Paper 09.03, Proc. International Conference on Steel Structures of the 2000s, Istanbul, 2000.