

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

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

AUTOR: CARLOS EDUARDO FOIS FRANKLIN

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia

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.

F831c	<p>Franklin, Carlos Eduardo Fois.</p> <p>Comportamento de pórticos planos múltiplos, rotulados nas bases e engastados no topo dos pilares extremos em incêndio [manuscrito] / Carlos Eduardo Fois Franklin. - 2009.</p> <p>xiv, 155f.: il. color., graf., tabs., mapas.</p> <p>Orientador: Prof. Dr. Antônio Maria Claret de Gouvêia.</p> <p>Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.</p> <p>Área de concentração: Construção Metálica.</p> <p>1. Edifícios horizontais - Teses. 2. Edifícios - Incêndios e prevenção de incêndio - Teses. 3. Edifícios - Fechamento lateral - Teses. 4. Pórticos estruturais. I. Gouvêia, Antônio Maria Claret de. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624.014:624.073</p>
-------	---

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

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

AUTOR: CARLOS EDUARDO FOIS FRANKLIN

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


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


Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula (UFOP)


Prof. Dr. Hisashi Inoue (UFSJ)

Aos meus pais Maria do Carmo e José Elias Franklin

Agradecimentos

A minha família pelo apoio em todos os momentos desde o início da minha vida acadêmica até a conclusão de mais essa etapa.

Ao meu orientador, Prof. Claret, pelas contribuições e esclarecimentos sempre importantes tanto para o desenvolvimento desse trabalho como para meu desenvolvimento profissional.

Ao Jean companheiro nesse trabalho, nas horas de desespero e de êxito.

Ao Cláudio pelas aulas de inglês.

Agradeço a “equipe” do Larin, que fizeram das tardes de trabalho e a passagem por Ouro Preto menos cansativas e mais divertidas.

Resumo

Nesse trabalho, um método de análise do comportamento de grandes edifícios horizontais em incêndio é apresentado. 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, 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 apresenta as etapas do dimensionamento de um grande edifício horizontal, o comportamento do pórtico principal e da estrutura de fechamento lateral quando submetidos à ação do incêndio.

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 design offices. The proposed method consists of the superposition of two 2D partial analyses being the final displacements evaluated against collapse criteria in fire. A case study discusses the design phases of a large horizontal building and the main frame and cladding behaviour analyses in fire.

Sumário

CAPÍTULO 01	1
INTRODUÇÃO	1
1.1. Breve histórico da regulamentação de segurança contra incêndio.	1
1.2. Características de edifícios industriais	3
1.3. Justificativa da pesquisa.....	5
CAPÍTULO 02	6
2. O INCÊNDIO E SUAS IMPLICAÇÕES NAS ESTRUTURAS DE AÇO	6
2.1. Generalidades sobre incêndios.....	6
2.2. Características dos incêndios	7
2.3. Modelos de incêndios.....	11
2.3.1. Incêndios Naturais	11
2.3.2. Curva de incêndio-padrão segundo a NBR 14432 (2000).....	12
2.3.3. Método do tempo equivalente	14
2.4. Propriedades mecânicas dos aços a elevadas temperaturas.....	17
2.4.1. Massa Específica (ρ_a)	18
2.4.2. Diagrama tensão-deformação.....	18
2.5. Propriedades térmicas dos aços a elevadas temperaturas.....	21
2.5.1. Alongamento.....	23
2.5.2. Calor específico	25
2.5.3. Condutividade térmica	26
2.6. Princípios da segurança contra incêndio	27
2.6.1. Conseqüências de incêndios em edificações	27
2.6.2. Objetivos gerais da segurança contra incêndios.....	29
CAPÍTULO 03	35
3. PROTEÇÕES CONTRA INCÊNDIO	35
3.1. Introdução	35
3.2. Materiais de Proteção Contra Incêndio (Proteção Passiva).....	35
3.3. Propriedades Físicas e Térmicas dos Materiais de Proteção Contra Incêndio.	36
3.4. Transmissão de Calor em Materiais Sólidos	40
3.5. Descrições de Alguns Materiais de Proteção Contra Incêndio	41
3.5.1. Argamassas projetadas	41
3.5.2. Tintas intumescentes	43
3.5.3. Mantas.....	45
3.5.4. Painéis de materiais fibrosos.....	47

3.5.5.	Placas de cerâmica e de gesso acartonado.....	48
3.5.6.	Argamassa de vermiculita.....	49
3.6.	Outras Formas de Obter Resistência ao Fogo.....	50
CAPÍTULO 04	53
4.	ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO HORIZONTAL.....	53
4.1.	Considerações iniciais.....	53
4.2.	Características geográficas, geométricas e estruturais do edifício horizontal.....	54
4.3.	Esforços devido a ação dos ventos.....	55
4.4.	Pré-dimensionamento do pórtico principal.....	60
4.5.	Combinações de Carregamento.....	61
4.6.	Análise e dimensionamento dos elementos estruturais.....	62
4.6.1.	Sistema de fechamento lateral.....	62
CAPÍTULO 05	81
5.	ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DO PÓRTICO PRINCIPAL.....	81
5.1.	Introdução.....	81
5.2.	Análises térmicas.....	82
5.2.1.	Discretização Transversal dos perfis em elementos finitos.....	83
5.2.2.	Perfis sem proteção térmica.....	86
5.2.3.	Perfil com proteção térmica.....	92
5.2.3.1.	Características do material de proteção.....	93
5.2.3.2.	Perfis com proteção passiva de 15 mm de espessura.....	95
5.3.	Análises estruturais.....	100
5.3.1.	O software VULCAN.....	100
5.3.2.	O emprego do Método de Newton-Raphson para elevadas temperaturas.....	106
5.3.3.	Identificação da falha estrutural.....	107
5.4.	Análise estrutural do pórtico principal pelo VULCAN.....	108
5.4.1.	Discretização do modelo estrutural.....	108
5.4.2.	Introdução dos esforços nodais.....	111
5.4.3.	Cenário de incêndio considerado.....	115
5.4.4.	Resultados do VULCAN.....	116
5.4.4.1.	Pórtico sem proteção.....	116
5.4.4.2.	Pórtico principal com proteção passiva de 15 mm de espessura.....	121
5.5.	Análise estrutural do sistema de fechamento lateral pelo SAP 2000.....	129
5.5.1.	Modelagem pelo SAP 2000.....	129
5.5.2.	Verificação da resistência ao rasgamento e esmagamento das telhas metálicas.....	138
5.6.	Normatização do colapso das estruturas em situação de incêndio.....	146
CAPÍTULO 06	148
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	148

6.1.	Conclusões	148
6.2.	Sugestões para trabalhos futuros	149
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	151

Lista de Tabelas

Tabela 2-1. Fatores de redução devido à temperatura.....	19
Tabela 2-2. Equações para cálculo do diagrama tensão – deformação a elevadas temperaturas segundo o Eurocode 3.....	19
Tabela 2-3. Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo Segundo a NBR 14432.....	32
Tabela 3-1. Valores médios, ou seja, média dos valores obtidos para temperaturas variando entre as do ambiente e as típicas de incêndio, para a massa específica, condutividade térmica e calor específico de alguns materiais utilizados como proteção contra incêndio em estruturas metálicas.....	37
Tabela 5-1. Compatibilização de Nós do TASEF e VULCAN.....	89
Tabela 5-2. Histórico de Temperatura do Perfil CS 300 x 62, sem proteção térmica,.....	90
Tabela 5-3. Histórico de Temperatura do Perfil CS 300 x 62, sem proteção térmica,.....	91
Tabela 5-4. Histórico de Temperatura do Perfil VS 500 x 73, sem proteção térmica,.....	92
Tabela 5-5. Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x62 – Pilar de canto – proteção de 15 mm, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.	97
Tabela 5-6. Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x62 – Pilar de centro – proteção de 15 mm, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.	98
Tabela 5-7. Histórico de Temperatura do Perfil VS 500 x 73, com proteção de 15mm,	99
Tabela 5-8. Coordenada nós 54 a 58 - Topo dos pilares internos	109
Tabela 5-9. Conectividades dos novos elementos de barra.....	110
Tabela 5-10. Condições de contorno.....	111
Tabela 5-11. Coeficientes γ_{gi} para ações permanentes diretas.....	113
Tabela 5-12. Principais deslocamentos nos elementos do pórtico principal,	124
Tabela 5-13. Principais deslocamentos nos elementos do pórtico principal,	124
Tabela 5-14. Principais deslocamentos nos elementos do pórtico principal,	127
Tabela 5-15. Fatores de redução para o aço.....	132
Tabela 5-16. Esforços de tração atuantes na barra 15 fornecidos pelo SAP 2000	138
Tabela 5-17. Resistência ao rasgamento e ao esmagamento das telhas para o	140
Tabela 5-18. Resistência ao rasgamento e ao esmagamento das telhas para o	141
Tabela 5-19. Resistência ao rasgamento e ao esmagamento das telhas para o	143
Tabela 5-20. Resistência ao rasgamento e ao esmagamento das telhas para o	144

Lista de Figuras

Figura 1-1. Pórtico principal típico.....	4
Figura 1-2. Interior do edifício (típico).....	4
Figura 2-1. Triângulo do fogo.....	7
Figura 2-2. Evolução da Temperatura dos Gases em Incêndio.....	8
Figura 2-3. Figura comparativa entre as curvas do incêndio-padrão.	13
Figura 2-4. Curva modelo incêndio padrão	14
Figura 2-5. Método do Tempo Equivalente.	15
Figura 2-6. Diagrama tensão-deformação dos aços a elevadas temperaturas pelo Eurocode 3.	18
Figura 2-7. Curvas características dos fatores de redução em função da temperatura.	20
Figura 2-8. Diagrama Tensão – Deformação do Aço a Elevadas Temperaturas Segundo	21
Figura 2-9. Diagrama das fases de equilíbrio das ligas metálicas do aço	22
Figura 2-10. Alongamento do aço devido à temperatura	23
Figura 2-11. Alongamento do aço em função da temperatura	24
Figura 2-12. Calor específico do aço em função da temperatura.....	26
Figura 2-13. Condutividade térmica do aço em função da temperatura	27
Figura 3-1 (a) Proteção tipo contorno e (b) Proteção tipo caixa, aplicados	36
Figura 3-2. Variação do calor específico do gesso com o aumento da temperatura	39
Figura 3-3. Variação da condutividade térmica de um tijolo cerâmico com o aumento da temperatura ...	39
Figura 3-4. Argamassa projetada	43
Figura 3-5. Tinta Intumescente.	44
Figura 3-6. Expansão volumétrica em situação de incêndio em um perfil de aço protegido.....	45
Figura 3-7. Viga metálica protegida com manta cerâmica.....	46
Figura 3-8. Estrutura de uma cobertura protegida com painéis de lã de rocha	48
Figura 3-9. Placa Cerâmica.....	49
Figura 3-10. Vigas de aço revestidas com argamassa de vermiculita, por meio de spray.	50
Figura 3-11. Vigas mistas parcialmente revestidas.	51
Figura 3-12. Vigas mistas totalmente revestidas.....	51
Figura 3-13. Pilares mistos cobertos pela NBR 8800 (1986).....	52
Figura 4-1. Dimensões e vinculações do pórtico principal	54
Figura 4-2. Geometria da Edificação	55
Figura 4-3. Determinação velocidade básica dos ventos	55
Figura 4-4. Fator topográfico S1.....	56
Figura 4-5. Fator rugosidade S2.....	56
Figura 4-6. Fator estatístico S3	57

Figura 4-7. Coeficiente de pressão externa – paredes	57
Figura 4-8. Coeficiente de pressão externa – telhado	58
Figura 4-9. Coeficiente de pressão interna.....	58
Figura 4-10. Combinação dos coeficientes de pressão	59
Figura 4-11. Esforços resultantes.....	59
Figura 4-12. Localização dos pontos das deformações.....	60
Figura 4-13. Vista de parte da estrutura de fechamento lateral.....	62
Figura 4-14. Dimensões das chapas de aço em milímetros.....	63
Figura 4-15. Fixação das terças em pilares metálicos	64
Figura 4-16. Dimensões perfil “Z” dobrado a frio enrijecido 172 Z 17 (Norma AISI)	65
Figura 4-17. Diagrama de esforços solicitantes - terças de fechamento	65
Figura 4-18. Detalhe de fixação da telha	71
Figura 4-19. Vinculações nos pilaretes:	72
Figura 4-20. Fixação do perfil “cartola” na estrutura de cobertura.....	73
Figura 4-21. Diagrama de esforços solicitantes devido à ação do vento nos pilaretes.....	74
Figura 4-22. Identificação dos elementos do pórtico	75
Figura 4-23. Envoltórias de esforços combinados	76
Figura 4-24. Envoltórias de esforços combinados	77
Figura 4-25. Envoltórias de esforços combinados	78
Figura 4-26. Dimensionamento da coluna C1.....	79
Figura 4-27. Seções do pórtico principal	80
Figura 5-1. Elementos finitos do TASEF.....	82
Figura 5-2. Determinação das emissividades em torno.....	84
Figura 5-3. Emissividades nos pilares centrais	85
Figura 5-4. Emissividades nos pilares extremos e	85
Figura 5-5. Dimensões dos perfis do pórtico principal	86
Figura 5-6. Discretização em elementos finitos da	87
Figura 5-7. Malha da seção transversal predefinida pelo VULCAN	88
Figura 5-8. Distribuição de temperatura ao longo do	90
Figura 5-9. Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x62 – Pilar de centro – sem proteção.	91
Figura 5-10. Distribuição de temperatura ao longo do.....	92
Figura 5-11. Condutibilidade térmica do material de proteção.....	94
Figura 5-12. Calor específico do material de proteção	94
Figura 5-13. Discretização em elementos finitos do perfil CS 300x62.....	95
Figura 5-14. Discretização em elementos finitos do perfil VS 500x73	96
Figura 5-15. Distribuição de temperatura ao longo do tempo.....	97
Figura 5-16. Distribuição de temperatura ao longo do tempo.....	98

Figura 5-17. Distribuição de temperatura ao longo do tempo.....	99
Figura 5-18. Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em.....	102
Figura 5-19. Deformações geométricas infinitesimais em um segmento Δz	103
Figura 5-20. Discretização do elemento de placa do VULCAN.....	104
Figura 5-21. Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN.....	105
Figura 5-22. Malha da seção transversal com os pontos nodais nos quais.....	106
Figura 5-23. Método de Newton-Raphson para elevadas temperaturas.....	107
Figura 5-24. Refinamento no incremento de Temperatura	108
Figura 5-25. Discretização do pórtico principal no VULCAN	109
Figura 5-26. Carregamentos nodais – Peso próprio	112
Figura 5-27. Carregamentos nodais – Sobrecarga da cobertura.....	112
Figura 5-28. Carregamentos combinados atuantes	114
Figura 5-29. Cenário de incêndio (vista em planta).....	115
Figura 5-30. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no meio do pilar externo	116
Figura 5-31. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no topo do pilar	117
Figura 5-32. Deformação do eixo do pilar externo esquerdo.....	118
Figura 5-33. Deformação do pilar esquerdo e do primeiro tramo da viga.	118
Figura 5-34. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó central.....	119
Figura 5-35. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no meio do pilar	120
Figura 5-36. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no topo do pilar	120
Figura 5-37. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 15,.....	121
Figura 5-38. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 29,.....	122
Figura 5-39. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 54,.....	122
Figura 5-40. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 31,.....	123
Figura 5-41. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 15,.....	125
Figura 5-42. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 29,.....	125
Figura 5-43. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 54,.....	126
Figura 5-44. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 31,.....	126
Figura 5-45. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 15,.....	127
Figura 5-46. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 29,.....	128
Figura 5-47. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 54,.....	128
Figura 5-48. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 31,.....	129
Figura 5-49. Vista isométrica da malha de elementos finitos utilizada pelo SAP 2000.....	131
Figura 5-50. Amplitude dos deslocamentos no sistema de fechamento lateral.....	133
Figura 5-51. Deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral	134
Figura 5-52. Deslocamentos horizontais no topo do fechamento lateral	134
Figura 5-53. Deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral	135
Figura 5-54. Deslocamentos horizontais no topo do fechamento lateral	135

Figura 5-55. Deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral	136
Figura 5-56. Deslocamentos horizontais no topo do fechamento lateral	136
Figura 5-57. Deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral	137
Figura 5-58. Deslocamentos horizontais no topo do fechamento lateral	137
Figura 5-59. Verificação da resistência ao rasgamento da telha metálica para o	140
Figura 5-60. Verificação da resistência ao esmagamento da telha metálica para o	141
Figura 5-61. Verificação da resistência ao rasgamento da telha metálica para o	142
Figura 5-62. Verificação da resistência ao esmagamento da telha metálica para o	142
Figura 5-63. Verificação da resistência ao rasgamento da telha metálica para o	143
Figura 5-64. Verificação da resistência ao esmagamento da telha metálica para o	144
Figura 5-65. Verificação da resistência ao rasgamento da telha metálica para o	145
Figura 5-66. Verificação da resistência ao esmagamento da telha metálica para o	145

CAPÍTULO 01

INTRODUÇÃO

1.1. Breve histórico da regulamentação de segurança contra incêndio.

O processo de regulamentação de segurança contra incêndio pode-se considerar como uma atividade recente. Durante aproximadamente 150 anos, em diversos países do mundo foram estabelecidos regulamentos semelhantes no que se referia a segurança contra incêndios. Somente a partir do final do século XIX, que de acordo com Claret (2000), nos Estados Unidos e na Europa foram iniciadas investigações científicas envolvendo a resistência ao fogo de estruturas metálicas e dos elementos de vedação. O avanço desses estudos foi impulsionado pela necessidade que as empresas seguradoras demonstraram para oferecer o serviço de acordo com as necessidades e características do ambiente.

A partir desses estudos no ano de 1911, nos Estados Unidos, foram estabelecidas as primeiras normas para testes de resistência ao fogo, a partir do lançamento da norma ASTM E-119 – “*Standard Test Methods for Fire Tests of Building Constructions and Material*”.

No Brasil, a preocupação com a resistência ao fogo das estruturas de aço tem ganhado destaque desde que o uso deste material na construção civil tem apresentado um aumento considerável frente aos outros comumente utilizados.

A partir da década de setenta, conforme descrito por Claret (2000), surgiram varias iniciativas para o estabelecimento de normas técnicas estruturais, tendo como fator

motivador incêndios muito severos ocorridos em grandes centros urbanos como a cidades de São Paulo e Rio de Janeiro. Dentre estes, podemos destacar o incêndio no edifício Andraus, em fevereiro de 1972, com 16 mortes e 329 feridos, depois no edifício Joelma, em fevereiro de 1974, com 189 mortes e 320 feridos, ambos localizados na cidade de São Paulo e o terceiro no edifício da Caixa Econômica Federal, no Rio de Janeiro, em janeiro de 74, sem mortes. Em fevereiro de 1981, ocorreu outro incêndio na cidade de São Paulo, no edifício Grande Avenida, ocasionando 17 vítimas fatais e 53 feridos. Posterior a esta tragédia, em fevereiro de 1986, na cidade do Rio de Janeiro, o edifício Andorinhas pegou fogo deixando 20 mortes e 50 feridos. Ainda nessa década, o edifício CESP, em maio de 1987, na cidade de São Paulo, após incendiar, teve sua estrutura colapsada com desabamento parcial da mesma.

Mais recentemente, na cidade do Rio de Janeiro, houve três incêndios onde não foram notificadas mortes, porém a perda patrimonial foi notável. O primeiro em fevereiro de 1998, no aeroporto Santos Dumont, em seguida, em fevereiro de 2002, o edifício do Ministério do Trabalho e por último, em fevereiro de 2004, no edifício da Eletrobrás, no centro da cidade.

Após esse período de acidentes de grandes proporções, houve um progresso considerável quanto às regulamentações de segurança contra incêndio no país, que foram desenvolvidos com base nas legislações estrangeiras, do regulamento para prevenção de incêndios em edificações, do corpo de bombeiros, e dos códigos de obras municipais.

Como resultado de alguns trabalhos realizados por órgãos como a Siderbrás e o Instituto de Pesquisas de Tecnológicas, e a criação de normas técnicas a respeito de resistência de edificações ao fogo, foram criadas dentre outras as NBR 14323 – “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento” e a NBR 14432 (2000), “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento”

1.2. Características de edifícios industriais

Edifícios industriais são construções horizontais, geralmente de um pavimento, que tem por finalidade cobrir grandes áreas destinadas a diversas atividades, como fábricas, oficinas, almoxarifados, depósitos, hangares, entre outras.

Seguindo as técnicas modernas de construção civil, um edifício industrial poder ser construído com uma série de materiais, a saber: aço, madeira, concreto, alumínio; cada um isoladamente ou em conjunto com outros. Certamente, o mais versátil e o mais empregado é o feito de aço, uma vez que na fabricação desses galpões são usados perfis laminados, soldados e conformados a frio, podendo estes ser construídos e montados no local da obra ou construídos em partes na oficina de uma empresa especializada e, posteriormente, levados para o local onde serão montados, sendo esta última alternativa a normalmente adotada.

Neste trabalho serão estudados edifícios horizontais de grandes dimensões, que se caracterizam por áreas de piso que variam de 10 a 60 mil metros quadrados com alturas de cumeeira entre 8 e 20 metros. Esses edifícios são freqüentemente destinados a indústrias e a centros de depósitos. Em face dos altos custos dos lotes de terrenos nos centros urbanos, os edifícios horizontais são, em geral, construídos na periferia. As construções costumam ser centradas em grandes lotes com afastamentos seguros das divisas e freqüentemente são térreas. As Figuras 1.1 e 1.2 mostram alguns exemplos típicos de grandes edifícios horizontais.



Figura 1-1. Pórtico principal típico
Fonte: Medabil Sistemas Construtivos AS



Figura 1-2. Interior do edifício (típico)
Fonte: Medabil Sistemas Construtivos AS

O sistema de fechamento lateral é estruturado em aço e os elementos de fechamento podem ser compósitos de aço (telhas metálicas), painéis de concreto, alvenaria ou a

combinação de ambos. O projeto do sistema de fechamento lateral adquire grande importância na edificação por duas razões principais: o custo significativo quando comparado com o custo total da estrutura e a interação estrutural com o sistema de suporte das cargas verticais em situação de incêndio. Em consequência, a otimização do projeto do sistema de fechamento lateral de grandes edificações horizontais tem impacto sobre o custo total da edificação.

1.3. Justificativa da pesquisa

O modelamento tridimensional pelo método dos elementos finitos das estruturas de grandes edifícios horizontais à temperatura ambiente e em incêndio (Wong, 2002) pode consumir muito tempo, tornando-se impraticável para as rotinas de cálculo de escritórios de projeto. À temperatura ambiente, a rotina de cálculo costuma analisar a estrutura de cobertura separadamente, transferindo as cargas verticais aos pórticos principais. De modo semelhante, a estrutura de fechamento lateral é analisada como sistema independente e transfere reações horizontais aos pórticos principais. Portanto, ações que provenientes do exterior da edificação tendem a se transferir aos pórticos principais via estruturas flexíveis de cobertura e de fechamento lateral. Porém, em situação de incêndio, as ações têm origem no interior da edificação e atuam sobre o pórtico principal, transferindo-se para as estruturas secundárias. Isto pode gerar a instabilidade de elementos de compartimentação e o colapso estrutural criando barreiras às saídas de emergência.

Os regulamentos oficiais de segurança contra incêndio estabelecem requisitos de resistência ao fogo para grandes edifícios horizontais em função da altura do piso mais elevado, da ocupação, da área de piso e das medidas de proteção ativa existentes. Em geral, 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. Nesse trabalho, um método para análise da interação, em incêndio, entre os pórticos principais e a estrutura de fechamento lateral é descrito.

2. O INCÊNDIO E SUAS IMPLICAÇÕES NAS ESTRUTURAS DE AÇO

2.1. Generalidades sobre incêndios

Dentre as definições de incêndio, Claret (2000) apresenta o apresenta como o fogo fora de controle, resultando em uma reação química que produz luz e calor.

Devido à variação de parâmetros possíveis para a ocorrência fenômeno, Claret (2000) defende que o incêndio adquire um caráter essencialmente aleatório. Determinar como, onde e com que severidade ocorrerá esse processo é uma tarefa que não possibilita precisão de resultados. Mesmo que ocorram semelhanças em um grande número de parâmetros que influenciem no processo de um incêndio e o mesmo se repita, um conjunto de outros parâmetros que são relevantes para o desenvolvimento deste fenômeno certamente não se repetirá, fazendo com que cada incêndio tenha características únicas.

Partindo de uma análise físico-químico, segundo Claret (2000) o incêndio é uma reação de combustão que, uma vez iniciada, ocorre de forma descontrolada, formado uma reação em cadeia, até que pelo menos uma das condições essenciais para que ela ocorra deixe de existir. Essas condições, demonstradas na Figura 2.1 é chamada de “triângulo do fogo”, que é composto por: fonte de calor, material combustível e fonte de oxigênio.

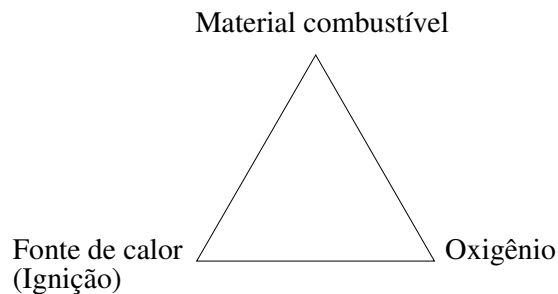


Figura 2-1. Triângulo do fogo
Fonte: Claret (2000)

A reação de combustão em cadeia se desenvolve por meio de um mecanismo simples, quando realizada em laboratório, esse processo se dá da seguinte forma: a fonte de calor (fonte de ignição) provoca a decomposição química do material combustível (pirólise) que libera gases combustíveis que reagem exotermicamente com o oxigênio (chamas). O calor liberado pela reação exotérmica inicial causa a pirólise dos demais materiais combustíveis, tornando-se assim uma reação em cadeia.

Evidentemente, o incêndio em uma edificação é um processo muito maior do que a reação de combustão realizada em laboratório. Conforme descrito por Claret (2000b) modelos probabilísticos complexos são necessários para determinar o risco de início de ignição em um dado ambiente e o estudo da propagação do incêndio através da edificação exige modelos matemáticos muito elaborados.

2.2. Características dos incêndios

Em geral os incêndios seguem um padrão qualitativo para descrever tanto o seu desenvolvimento quanto a sua extinção, porém quantitativamente eles possam ser bastante diferentes. O incêndio em uma edificação é descrito, principalmente, por uma curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio. Esta curva, descrita de forma genérica na figura 2.2 apresentada a seguir, demonstra ramos ascendentes e descendentes e mostra a evolução da temperatura dos gases em um incêndio real. A partir do conhecimento da temperatura dos gases é possível obter a

máxima temperatura atingida pelos elementos estruturais e assim, avaliar o comportamento dos materiais em temperaturas elevadas.

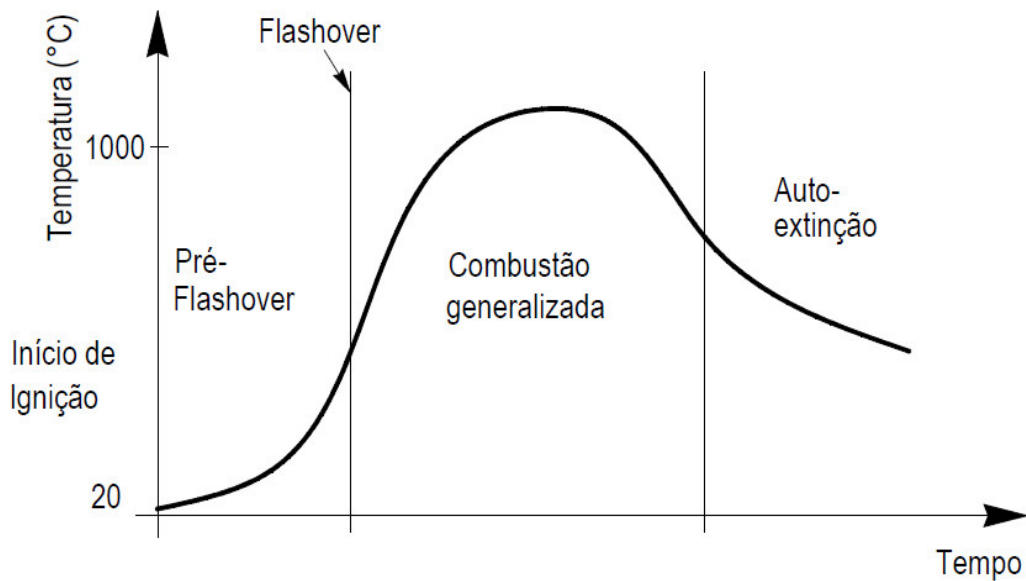


Figura 2-2. Evolução da Temperatura dos Gases em Incêndio
Fonte: Claret (2000).

Para o entendimento do fenômeno do incêndio com todas as suas características, faz-se necessário o detalhamento de suas fases. Para tal segue a descrição dessas etapas de forma a proporcionar a compreensão da curva apresentada na figura 2.2.

(a) Fase *Pré-flashover*

É a fase inicial do incêndio que abrange desde o surgimento das primeiras chamas até o momento do incêndio generalizado, o *Flashover*. Existem diversas formas de início de ignição, incluindo entre elas as causas acidentais e as intencionais, bem como a ignição espontânea. Geralmente a fonte de ignição é pequena e contém pouca energia, porém se esta quantidade de energia for suficiente para iniciar a decomposição (pirólise) do material combustível, é também suficiente para iniciar o incêndio.

A temperatura dos gases do incêndio em seu início, é relativamente baixa e vai aumentando gradualmente em uma velocidade que pode ser considerada um tanto quanto modesta.

O conhecimento da fase *pré-flashover* é de grande importância na Engenharia de Incêndio devido ao risco que representa para a vida dos indivíduos presentes no ambiente, uma vez que nessa fase que são gerados grandes quantidades de calor e de fumaça.

A duração da fase *pré-flashover* pode variar de apenas alguns minutos à várias horas. Em um compartimento típico, bem ventilado e cheio de móveis leves, o tempo decorrido entre o início de ignição e o *flashover* é da ordem de cinco minutos. No entanto, quando a combustão acontece sem a presença de chamas, a fase *pré-flashover* pode durar algumas horas, porém pode-se gerar uma súbita explosão, caso ocorra um fornecimento repentino de ar.

É nessa fase que são ativados os sistemas de proteção, como os detectores de calor e de fumaça que acionam pequenos chuveiros automáticos, os *sprinklers*, que são projetados para operar, à determinada variação de temperatura do ambiente. Esses sistemas são considerados eficientes para o combate ao fogo nessa fase, uma vez que o incêndio ainda é superficial e pode ser controlado por uma pequena quantidade de água.

(b) Fase de Combustão Generalizada ou *Flashover*

Após essa fase inicial, o *pré-flashover*, ocorre à combustão generalizada ou *flashover* que acontece quando a superfície de todo o material combustível presente entra em ignição. Essa etapa se prolonga até que seja atingida a temperatura máxima do incêndio e pode ser vista como a fase de realização do incêndio propriamente dita. Nesse ponto acontece, portanto, um aumento brusco da inclinação da curva (Figura 2.2) e o incêndio assume grandes proporções, tomando todo o compartimento onde se dá o processo.

Esta fase representa um estágio irreversível de inflamação dos combustíveis envolvidos, além de um acelerado crescimento da temperatura até valores bem elevados, superiores a 1000°C, acontece também a geração de enormes quantidades de calor e gases.

Ensaio realizados em áreas compartimentadas demonstraram que a elevação da temperatura dos gases está diretamente relacionada aos seguintes fatores:

- a geometria do compartimento incendiado;
- as características térmicas dos materiais de vedação;
- a quantidade de material combustível;
- o grau de ventilação do ambiente.

Não é possível sobreviver a um incêndio *pós-flashover* devido às altas temperaturas, além das altas concentrações de monóxido de carbono e fumaça, além da falta de oxigênio, fatores que causam asfixia.

(c) Fase de Auto-Extinção

Considera-se o início da fase, geralmente após a extinção de aproximadamente 80% do material combustível, após o consumo dessa parcela significativa do combustível, a quantidade de calor liberada na combustão não é mais suficiente para manter a elevação de temperatura e inicia-se, então, a fase de extinção ou resfriamento.

É importante salientar que todas as fases de desenvolvimento do incêndio descritas anteriormente se referem a incêndios onde não há qualquer forma de intervenção seja ela por sistemas automáticos ou manuais.

2.3. Modelos de incêndios

2.3.1. Incêndios Naturais

De acordo com a NBR 14432 (2000), incêndio natural é a variação térmica que simula o incêndio real, em função da geometria, ventilação, características térmicas dos elementos de vedação e da carga de incêndio presentes no compartimento onde acontece o processo. A principal característica que distingue as curvas de incêndio natural, da curva-padrão, é o fato de as curvas de incêndio naturais possuem um ramo ascendente (fase de aquecimento) e um ramo descendente (fase de resfriamento), admitindo, portanto, que os gases que envolvem o fogo não apresentam aumento de temperatura constante em todo o processo.

As curvas de incêndios naturais são elaboradas a partir de ensaios experimentais, também conhecidos como modelo de incêndio natural compartimentado, que são realizados em compartimentos com aberturas onde o incêndio se desenvolve sem se propagar para o exterior, devido às características de isolamento térmico, estanqueidade e resistência dos elementos de vedação. Segundo a NBR 14432 (2000), entende-se por isolamento térmico a capacidade de um elemento construtivo não apresentar, na face oposta ao fogo, elevação de temperatura superior a 140°C, na média dos pontos de medida, ou superior a 180°C, em qualquer ponto de medida. Estanqueidade é a capacidade de um elemento construtivo de impedir o surgimento de rachaduras ou aberturas por onde possam passar chamas ou gases quentes capazes de causar a ignição de um chumaço de algodão.

As curvas de incêndios naturais compartimentados dependem, fundamentalmente, da carga de incêndio do compartimento, do seu grau de ventilação e das características térmicas dos materiais de vedação, que serão descritos a seguir.

- a) A carga de incêndio é representada pela soma das energias caloríficas que poderiam ser liberadas pela combustão completa de todos os materiais

combustíveis em um espaço, inclusive o revestimento das paredes divisórias, pisos e tetos. Na NBR 14432 (2000), são apresentadas tabelas referentes a valores de carga de incêndio em função do tipo de ocupação das edificações (residencial, comercial, industrial etc) e da descrição das atividades realizadas nas dependências de tais edificações.

- b) O grau de ventilação ou fator de abertura representa a quantidade de ventilação diretamente proporcional às aberturas existentes nas paredes do compartimento e às alturas destas aberturas, sendo eles vãos de janelas, portas, entre outros, e em relação a área total do ambiente considerando o piso, as paredes, os teto e as aberturas que houver no espaço.
- c) As características térmicas dos materiais de vedação, como mantas, placas, painéis entre outros.

2.3.2. Curva de incêndio-padrão segundo a NBR 14432 (2000)

A curva temperatura × tempo de incêndio possui uma variação que vai de acordo com os seguintes elementos: a geometria do compartimento incendiado, as características térmicas dos materiais de vedação, a quantidade de material combustível e o grau de ventilação do ambiente.

Simplificadamente convencionou-se utilizar a curva de incêndio-padrão da ISO 834-1 – *Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction*. (1999), que no Brasil está prevista na NBR 14432 (2000), e é dada pela Eq.2.1:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (2.1)$$

onde: θ_g - temperatura dos gases no tempo t (em °C);

θ_0 - temperatura ambiente inicial, geralmente adotada igual a 20°C; e

t - tempo decorrido desde a ignição do fogo (em minutos).

É importante ressaltar que o modelo proposto pela Eq. (2.1), refere-se a um ensaio onde a carga combustível predominante é de material celulósico, uma vez que essa é o material com o qual ocorre a maioria dos casos de incêndios em edificações.

Em situações onde o material combustível predominantemente não é à base de celulose, a norma ISO 834(1999) expõe por meio da Eq. (2.2), o comportamento de um incêndio à base de materiais derivados do petróleo (hidrocarbonetos) e pela Eq. (2.3), incêndios externos, ou seja, não compartimentados.

$$\theta_g = 1080 \times (1 - 0.325 \times e^{-0.167 \times t} - 0.675 \times e^{-2.5 \times t}) + 20 \quad (2.2)$$

$$\theta_g = 660 \times (1 - 0.687 \times e^{-0.32 \times t} - 0.313 \times e^{-3.8 \times t}) + 20 \quad (2.3)$$

Um quadro comparativo, apresentado pela figura 2.4, apresenta as variações entre os modelos de curvas do incêndio-padrão para as diferentes situações, de acordo com o material utilizado como combustível.

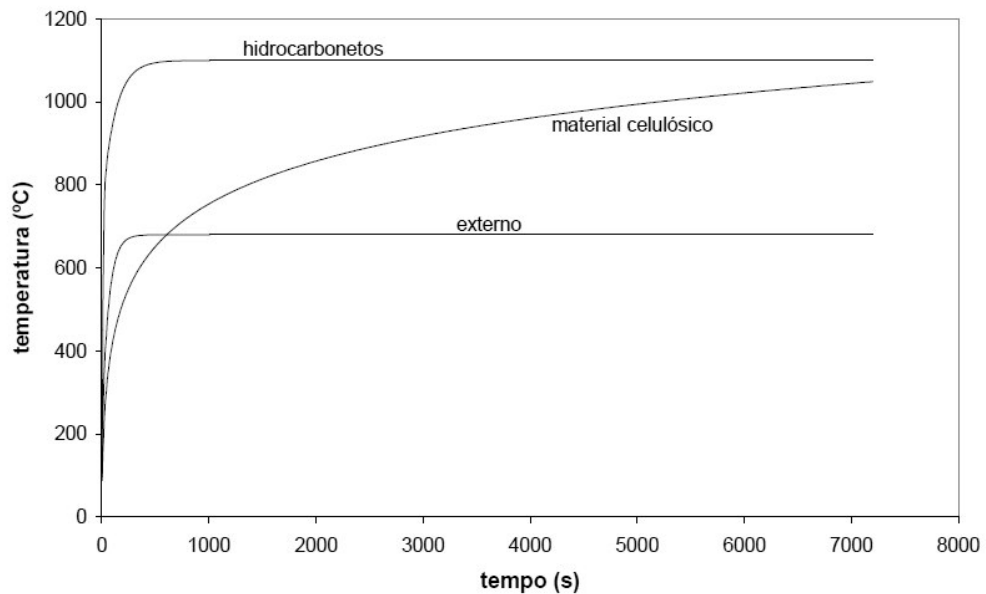


Figura 2-3. Figura comparativa entre as curvas do incêndio-padrão.

Observando a Figura 2.4, nota-se que a curva possui apenas um ramo ascendente, o que não caracteriza um incêndio real. Porém, para se fazer uma correlação entre as curvas temperatura-tempo proposta pelos modelos do incêndio-padrão e incêndio natural, alguns métodos são propostos. Entre eles o mais usado é o método do tempo equivalente.

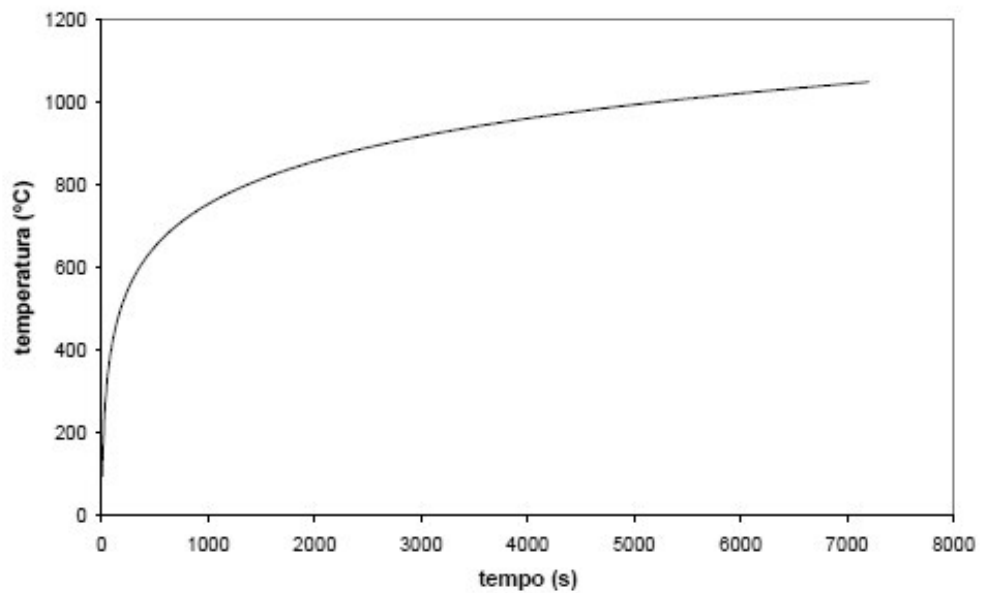


Figura 2-4. Curva modelo incêndio padrão

2.3.3. Método do tempo equivalente

Este método consiste em se determinar na curva padrão de temperatura do aço, o tempo equivalente ao instante em que ocorre a máxima temperatura do mesmo, baseando-se no modelo do incêndio natural, conforme a Figura 2.4.

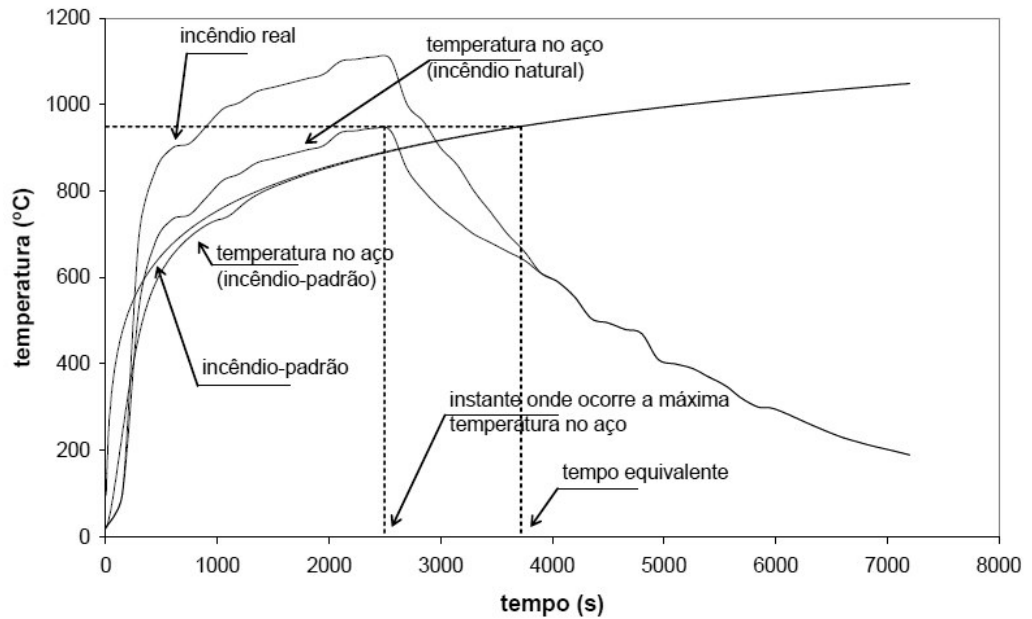


Figura 2-5. Método do Tempo Equivalente.

De acordo com Eurocode 1/Parte 2(2001), o método do tempo equivalente é definido por:

$$\begin{aligned}
 t_{e,d} &= (q_{f,d} \times k_b \times w_f) \times k_c \\
 t_{e,d} &= (q_{t,d} \times k_b \times w_t) \times k_c
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

onde:

$$w_t = w_f \times \frac{A_t}{A_f}
 \tag{2.5}$$

sendo:

- $t_{e,d}$ tempo equivalente de exposição ao fogo (min);
- $q_{f,d}$ carga de incêndio, conforme recomendações normativas (MJ/m²);
- $q_{t,d}$ valor de projeto da densidade da carga de incêndio relacionado a A_t (MJ/m²);

k_b parâmetro referente às propriedades térmicas do compartimento (min.m²/MJ);

w_f fator de ventilação;

w_t fator de ventilação em função de w_f ;

k_c fator de correção em função do material que compõe a estrutura;

A_f área do piso do compartimento (m²).

O fator de correção k_c , é obtido conforme relacionado a seguir:

Estrutura em Concreto Armado, $k_c = 1.0$;

Estrutura de Aço não protegida, $k_c = 1.0$;

Estrutura de Aço protegida, $k_c = 13.7 \times O$ (o parâmetro O refere-se ao grau de ventilação).

O valor de k_b , é diretamente dependente das propriedades térmicas do compartimento e é determinado da seguinte maneira:

Para $b > 2500$, $k_b = 0.04$

$720 \leq b \leq 2500$, $k_b = 0.055$

$b < 720$, $k_b = 0.07$

Por simplificação e na ausência de uma avaliação mais detalhada das propriedades térmicas do compartimento, pode-se assumir $k_b = 0.07$.

O fator de ventilação w_f é calculado de acordo com a equação (2.6).

$$w_f = \left(\frac{6}{H} \right)^{0.3} \times \left[0.62 + \frac{90 \times (0.4 - \alpha_v)^4}{(1 + b_v \times \alpha_h)} \right] \geq 0.5 \quad (2.6)$$

onde:

$$\alpha_v = \frac{A_v}{A_f}, \text{ sendo } 0.025 \leq \alpha_v \leq 0.25$$

$$\alpha_h = \frac{A_h}{A_f}$$

$$b_v = 12.5 \times (1 + 10 \times \alpha_v - \alpha_v^2) \geq 10.0$$

sendo:

α_v e α_f parâmetros referentes ao fator de ventilação;

H altura do compartimento (m).

Para valores de $A_f < 100\text{m}^2$ e compartimentos sem aberturas no teto, o fator w_f pode ser calculado como:

$$w_f = \sqrt{O} \times \frac{A_f}{A_T} \quad (2.7)$$

onde:

O grau de ventilação ($\text{m}^{1/2}$).

Com isso, obtêm-se um tempo fictício, identificado na curva-padrão, relacionado a determinada temperatura, o que é correspondente à máxima temperatura do aço na curva incêndio natural.

2.4. Propriedades mecânicas dos aços a elevadas temperaturas

As estruturas de aço, quando submetidas a situações de incêndio, sofrem perda de resistência e rigidez, aspectos esses que devem ser levados em conta nos procedimentos de projeto e análise.

Para variações de temperatura no aço entre 2 e 50°C/min, de acordo com Eurocode 3/Parte 2 (2001), as propriedades mecânicas do material deverão ser obtidas pela relação tensão-deformação que será demonstrada a seguir.

2.4.1. Massa Específica (ρ_a)

A massa específica do aço, para qualquer temperatura, pode ser considerada como o valor de:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg / m}^3$$

2.4.2. Diagrama tensão-deformação

Na Figura 2.6, é apresentado o modelo adotado do diagrama tensão-deformação dos aços estruturais, a elevadas temperaturas.

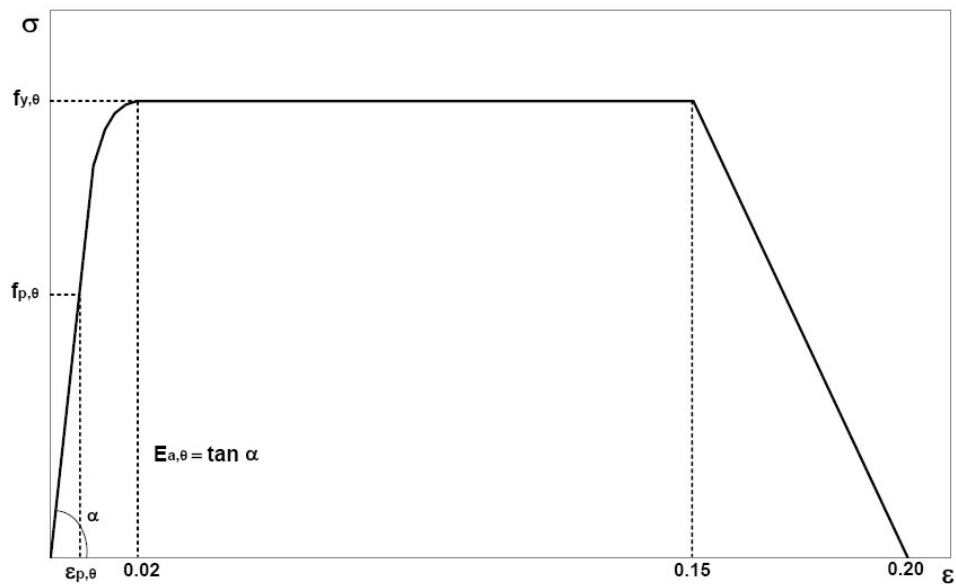


Figura 2-6. Diagrama tensão-deformação dos aços a elevadas temperaturas pelo Eurocode 3.

sendo:

- $f_{y,\theta}$ limite de escoamento do aço devido a temperatura;
- $f_{p,\theta}$ limite de proporcionalidade do aço devido a temperatura ;
- $E_{a,\theta}$ módulo de elasticidade do aço devido a temperatura;
- $\epsilon_{p,\theta}$ deformação unitária do aço até o limite de proporcionalidade, devido a temperatura;

- $\varepsilon_{y,\theta}$ deformação específica do aço no início do patamar de escoamento, devido a temperatura ($\varepsilon_{y,\theta} = 0.02$);
- $\varepsilon_{t,\theta}$ deformação específica do aço ao final do patamar de escoamento, devido a temperatura ($\varepsilon_{t,\theta} = 0.15$);
- $\varepsilon_{u,\theta}$ deformação final do aço devido a temperatura ($\varepsilon_{u,\theta} = 0.20$).

Os valores dos fatores de redução que abrangem desde a resistência ao escoamento dos aços laminados a quente ($k_{y,\theta}$), resistência ao escoamento dos aços trefilados ($k_{x,\theta}$), da resistência correspondente ao limite de proporcionalidade ($k_{p,\theta}$) e do módulo de elasticidade tangente ($k_{E,\theta}$). Esses valores são apresentados na Tabela 2.1 e as curvas características de cada fator de redução, na Figura 2.7.

Tabela 2-1. Fatores de redução devido à temperatura.

Temperatura no aço θ_a	Fatores de redução devido a temperatura			
	Limite de escoamento dos aços laminados a quente $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Limite de escoamento dos aços trefilados $k_{x,\theta} = f_{x,\theta} / f_y$	Limite de proporcionalidade $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	Módulo de elasticidade do aço $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20°C	1.000	1.000	1.000	1.000
100°C	1.000	1.000	1.000	1.000
200°C	1.000	0.970	0.807	0.900
300°C	1.000	0.941	0.613	0.800
400°C	1.000	0.912	0.420	0.700
500°C	0.780	0.717	0.360	0.600
600°C	0.470	0.426	0.180	0.310
700°C	0.230	0.206	0.075	0.130
800°C	0.110	0.101	0.050	0.090
900°C	0.060	0.057	0.038	0.068
1000°C	0.040	0.038	0.025	0.045
1100°C	0.020	0.019	0.013	0.023
1200°C	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabela 2-2. Equações para cálculo do diagrama tensão – deformação a elevadas temperaturas segundo o Eurocode 3

Deformação	Tensão	Módulo de Elasticidade Tangente
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon \cdot E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a)\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}}$
$\varepsilon_{y,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{i,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0,00
$\varepsilon_{y,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{i,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{i,\theta})(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{i,\theta})]$	-
$\varepsilon_{i,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	0,00	-
Parâmetros	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{u,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{y\theta} = 0,20$	
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})}$	

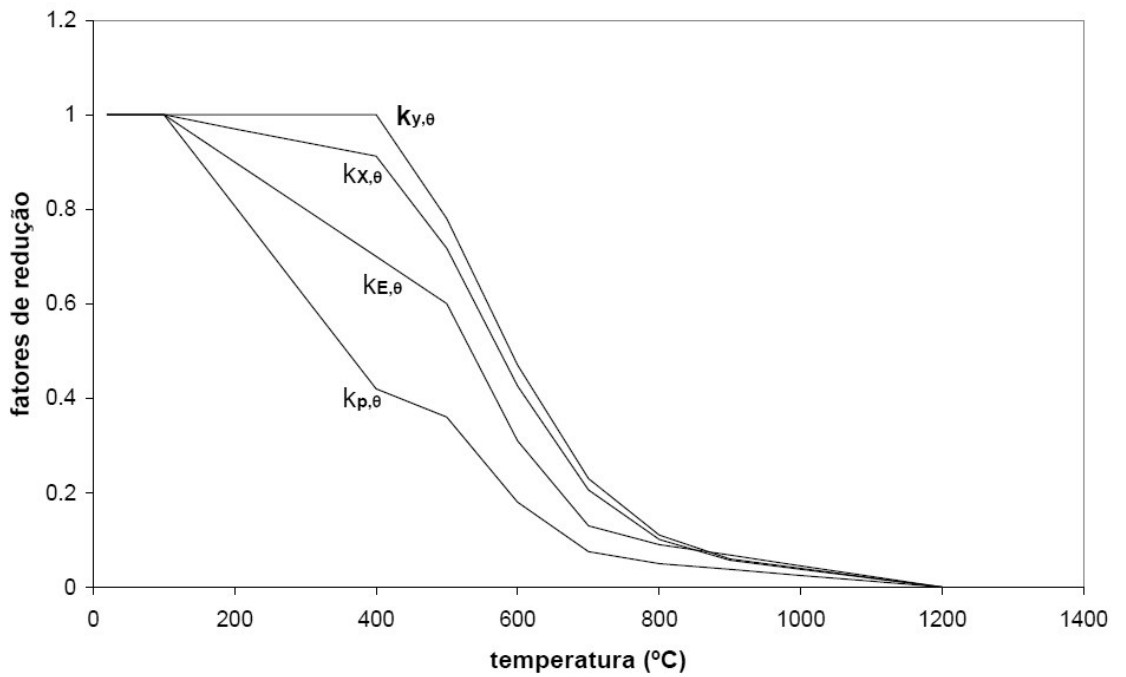


Figura 2-7. Curvas características dos fatores de redução em função da temperatura.

Para valores de variação de temperatura no aço superiores a 50°C/min, deve-se levar em conta o efeito da fluência, ou seja, a deformação plástica que ocorre no material sob tensão constante ou praticamente constante em função do tempo. Particularmente, com relação aos materiais metálicos, a temperatura exerce uma enorme influência no fenômeno. Sendo assim, os diagramas apresentados até o momento deverão ser reavaliados, conforme prescrições do Eurocode 3/Parte (2001).

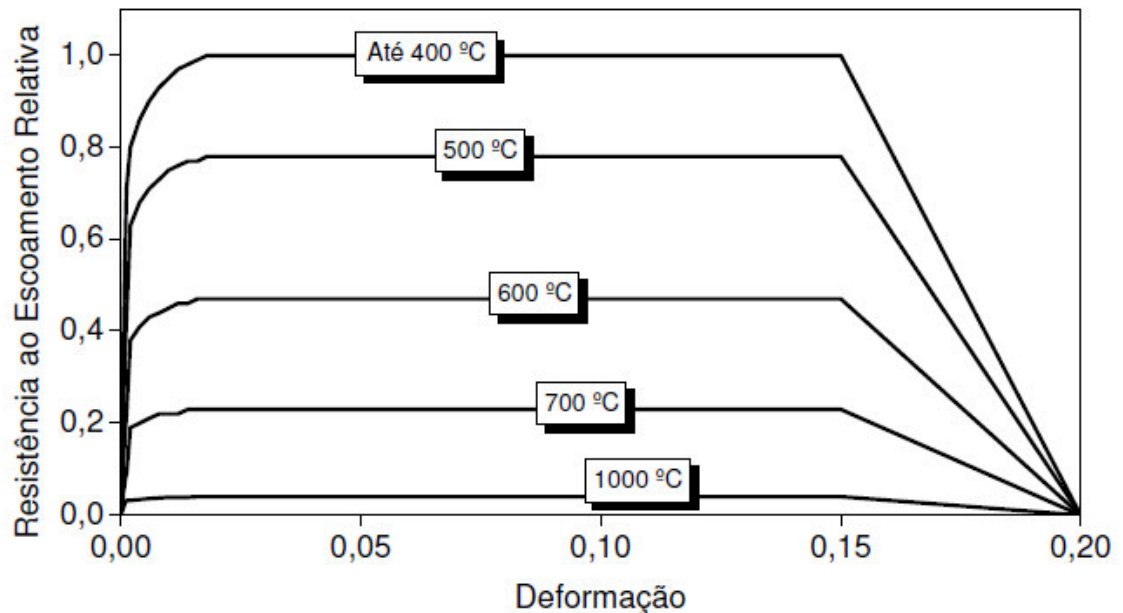


Figura 2-8. Diagrama Tensão – Deformação do Aço a Elevadas Temperaturas Segundo o Eurocode 3: Temperaturas variando de 20°C à 1000°C.

2.5. Propriedades térmicas dos aços a elevadas temperaturas

O aço comum é uma liga de Fe-C, contendo no máximo 2% C em peso, além de elementos de liga presentes na forma de óxidos, sulfetos, fosfetos etc. Os aços, dependendo da temperatura e de seus elementos de liga, apresentam as seguintes estruturas cristalinas: C.F.C (cúbica de faces centradas), C.C.C (cúbica de corpo centrado) e Ortorrômbica. Nestas condições, as fases presentes nos aços são soluções

sólidas intersticiais do C na estrutura cristalina do Fe, ou soluções sólidas substitucionais do elemento de liga na estrutura cristalina do Fe. Além disso, existe a fase FeC que é Ortorrômbica.

Para temperaturas próximas a 740°C, há uma mudança de fase de equilíbrio entre as ligas metálicas que compõem o material.

Essas fases de equilíbrio presentes nos aços comuns podem ser previstas de acordo com o diagrama apresentado por Teodósio (1983), conforme a Figura 2.9.

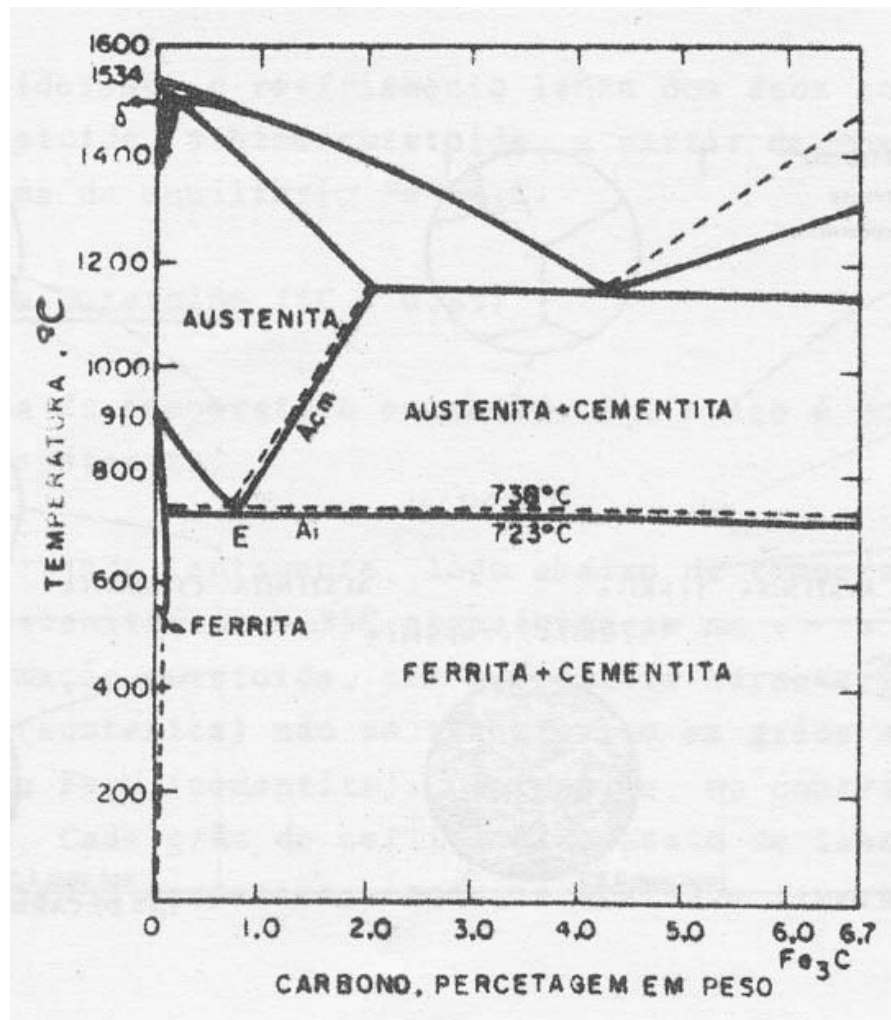


Figura 2-9. Diagrama das fases de equilíbrio das ligas metálicas do aço
Fonte: Teodósio (1983).

Com o aumento de temperatura do aço e o desequilíbrio entre suas ligas metálicas a certas temperaturas características, as propriedades térmicas dos mesmos sofrem variações.

Tais variações são apresentadas a seguir, baseando-se nas prescrições da NBR 14323 (1999).

2.5.1. Alongamento

O alongamento do aço, em função da temperatura, varia de acordo com a Figura 2.10 e as equações 2.8, 2.9 e 2.10.

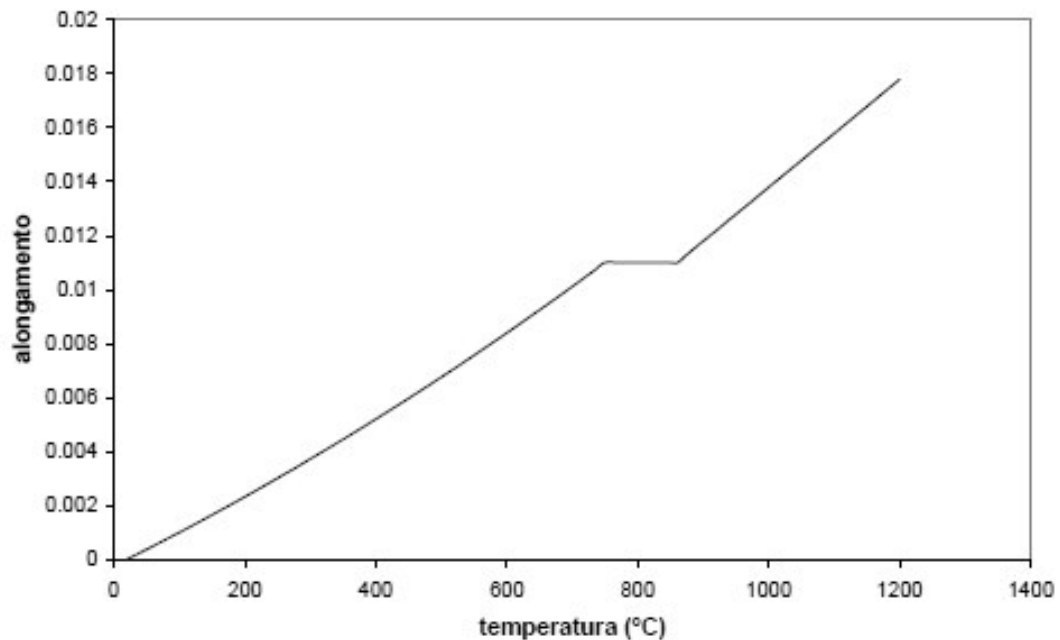


Figura 2-10. Alongamento do aço devido à temperatura

Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 750^{\circ}\text{C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 1.2 \times 10^{-5} \times \theta_a + 0.4 \times 10^{-8} \times \theta_a^2 - 2.416 \times 10^{-4}$$

(2.8)

para $750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 1.1 \times 10^{-2}$$

(2.9)

para $860^{\circ}\text{C} < \theta_a < 1200^{\circ}\text{C}$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-5} \times \theta_a - 6.2 \times 10^{-3}$$

(2.10)

onde:

l comprimento inicial da peça de aço a temperatura ambiente (m);

Δl expansão térmica da peça de aço devido a temperatura (m);

θ_a temperatura no aço ($^{\circ}\text{C}$).

A NBR 14343 (1999) permite, em caso de utilização do método simplificado de cálculo descrito na seção 8, assumir o alongamento como dado por:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} \times (\theta_a - 20) \quad (2.11)$$

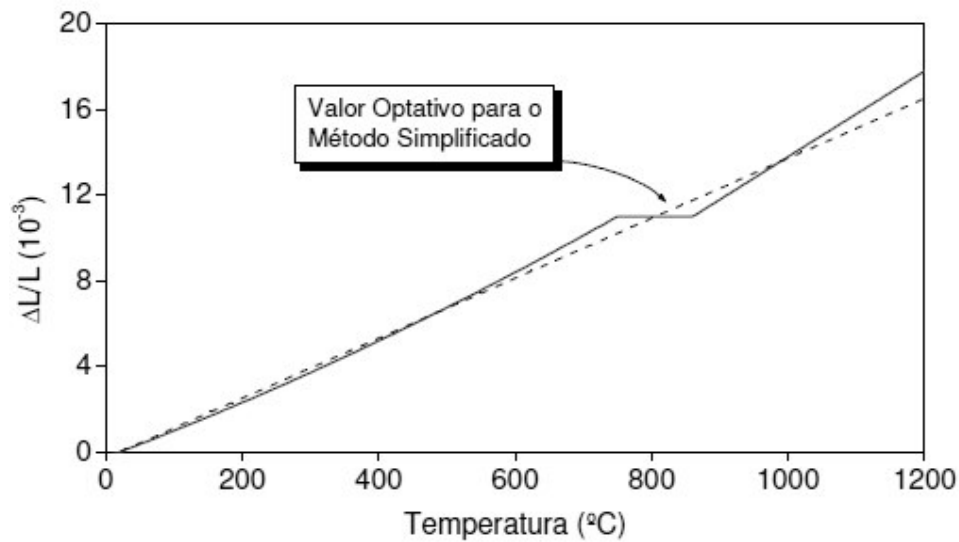


Figura 2-11. Alongamento do aço em função da temperatura

2.5.2. Calor específico

O calor específico é definido como sendo a relação entre a capacidade térmica de um corpo e sua respectiva massa. A variação do calor específico do aço com o aumento da temperatura, ilustrado na Figura 2.12, é dada pelas seguintes expressões:

Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 600^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 425 + 7.73 \times 10^{-1} \times \theta_a - 1.69 \times 10^{-3} \times \theta_a^2 + 2.22 \times 10^{-6} \times \theta_a^3 \text{ J/kg } ^{\circ}\text{C} \quad (2.12)$$

para $600^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 735^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \text{ J/kg } ^{\circ}\text{C} \quad (2.13)$$

para $735^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 900^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \text{ J/kg } ^{\circ}\text{C} \quad (2.14)$$

para $900^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 650 \text{ J/kg } ^{\circ}\text{C} \quad (2.15)$$

sendo:

θ_a temperatura no aço ($^{\circ}\text{C}$).

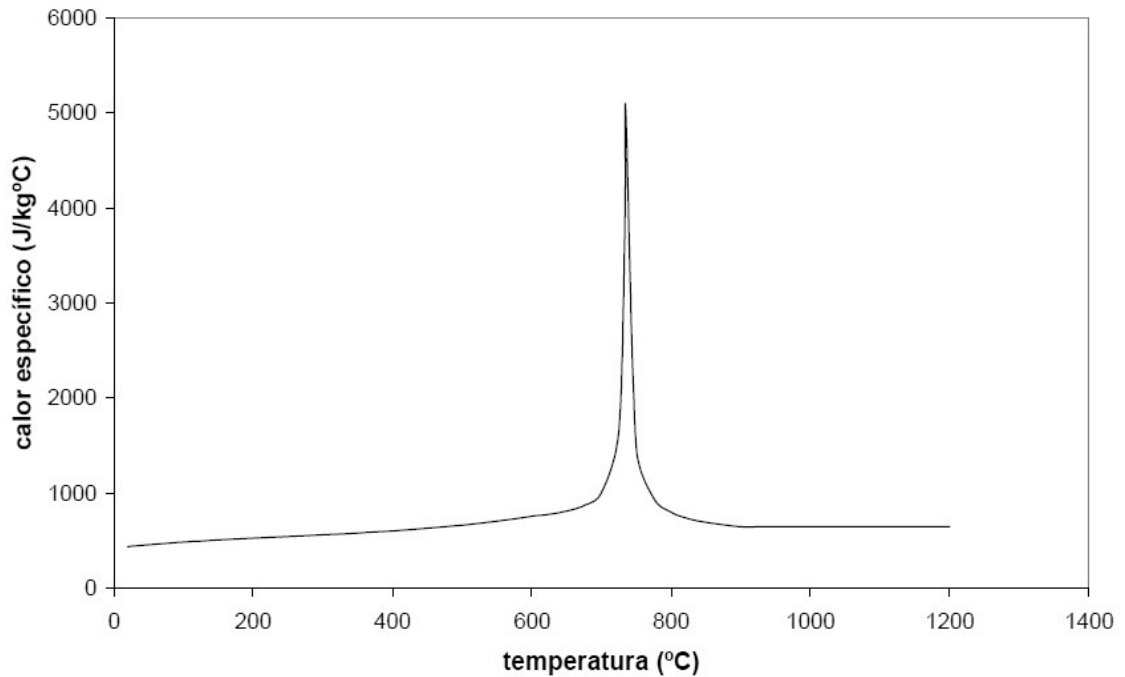


Figura 2-12. Calor específico do aço em função da temperatura

A NBR 14343 (1999) permite, em caso de utilização do método simplificado de cálculo descrito na seção 8, assumir o calor específico como constante e dado por $c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$.

2.5.3. Condutividade térmica

A condutibilidade térmica, que varia com a temperatura, é o coeficiente que mede a razão com a qual o calor que chega à superfície do material é conduzido para seu interior. A variação da condutibilidade térmica do aço com o aumento de temperatura, ilustrado na Figura 2.13, é dada por:

Para $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C}$:

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \times 10^{-2} \times \theta_a \text{ W/m}^\circ\text{C} \quad (2.16)$$

para $800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$:

$$\lambda_a = 27.3 \text{ W/m}^\circ\text{C} \quad (2.17)$$

sendo:

θ_a temperatura no aço (°C).

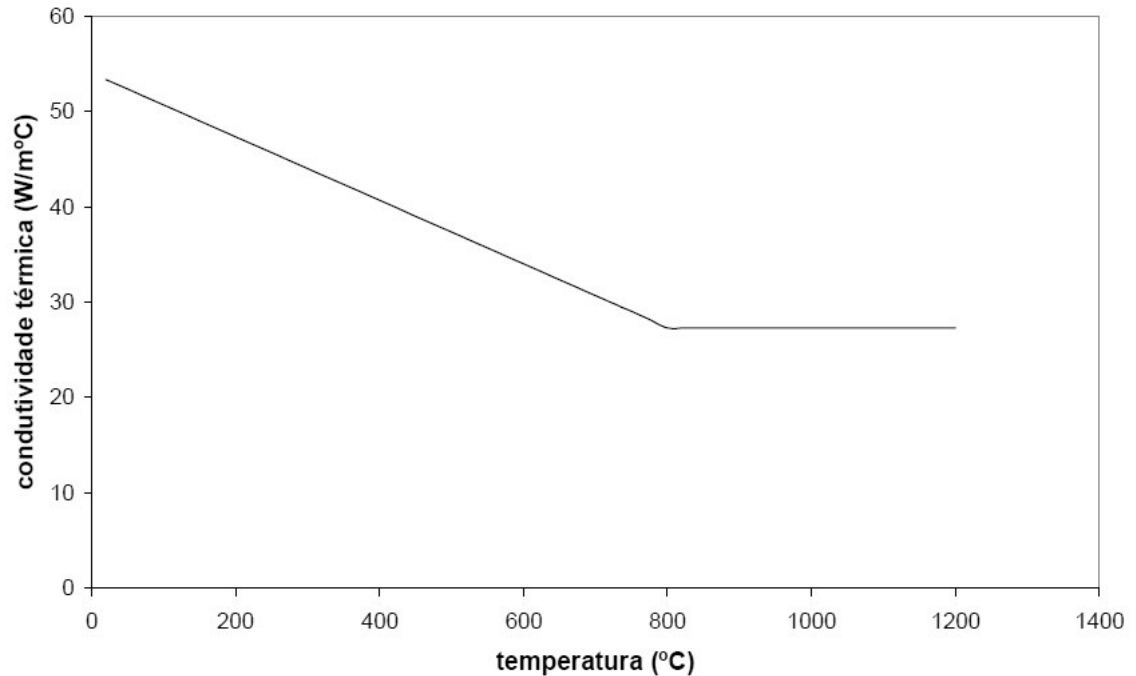


Figura 2-13. Condutividade térmica do aço em função da temperatura

Uma versão simplificada da variação da condutibilidade térmica com a temperatura também é mostrada na Figura 2.10. A NBR 14343 (1999) permite que se adote, para cálculos simples, o valor de 45 W/m°C, valor que é bastante conservador.

2.6. Princípios da segurança contra incêndio

2.6.1. Conseqüências de incêndios em edificações

Os incêndios em edifícios provocam efeitos que devem ser combatidos de maneira condizente as suas características visando a não propagação devido ao uso inadequado de recursos, Claret (2000) apresenta os principais meios de combate a esses efeitos que serão descritos em seguida:

Calor: causa danos aos ocupantes e ao conteúdo do compartimento. Para evitar os males provocados às pessoas, devido à elevação de temperatura dos gases no compartimento, é necessário providenciar meios de escape ou rotas de fuga. Os bens móveis e imóveis somente podem ser protegidos evitando-se assim a inflamação generalizada (fase pós-flashover).

Propagação do incêndio: causa danos às pessoas e à propriedade. Durante a elaboração do projeto do edifício, é necessário prever a adequada compartimentação para conter o fogo em uma região limitada. A eficiência do compartimento depende de sua integridade e de sua capacidade de isolamento, ou seja, depende de sua resistência ao fogo sob as elevadas temperaturas decorrentes do incêndio.

Fumaça: provoca asfixia e perda de visibilidade. Para evitar os efeitos do excesso de fumaça em um compartimento, deve-se providenciar um sistema de exaustão e/ou um sistema de controle por meio de previsão de reservatórios em regiões afastadas das áreas ocupadas do edifício.

Gases tóxicos: alguns materiais produzem gases venenosos durante a combustão, podendo causar envenenamento. É necessário controlar a natureza da carga de incêndio em edifícios e os materiais potencialmente perigosos devem ser armazenados em compartimentos especialmente projetados para esse fim.

Estabilidade estrutural: o aquecimento excessivo dos elementos estruturais de uma construção pode causar a perda de rigidez desses componentes e conseqüentemente ocorrer o colapso dessa estrutura, resultando em perigo para ocupantes e bombeiros. Para evitar a perda da estabilidade estrutural em edifícios, devem-se empregar métodos de dimensionamento de estruturas sob incêndio.

Além dos danos as pessoas e as perdas financeiras significativas causadas pelos incêndios, e edifícios industriais e comerciais, podem ainda ocorrer danos adicionais, como o prejuízo da imagem institucional e a interrupção das atividades fabris ou comerciais.

2.6.2. Objetivos gerais da segurança contra incêndios.

Os principais objetivos da segurança contra incêndios são descritos por Claret (2000), e podem ser estabelecidos de forma geral como: reduzir os danos à vida no edifício e à vizinhança que o cerca; reduzir tanto as perdas materiais diretas, como danos à propriedade, quanto às perdas indiretas, como perdas financeiras. Esses objetivos podem ser atingidos, considerando atendimento dos seguintes requisitos:

- Limitação da geração de calor e de fumaça dentro do edifício.
- Impedimento da propagação do fogo para edifícios vizinhos.
- Abandono ou retirada dos ocupantes do edifício, em condições de segurança tão logo a ignição comece.
- Realização das operações de resgate de indivíduos e combate ao incêndio pelos bombeiros com segurança.
- A capacidade portante e a estabilidade lateral do edifício em um dado período de tempo.

Diferentes estratégias podem ser adotadas para atingir esses objetivos. Normalmente se faz distinção entre medidas ativas, que consiste na detecção e combate ao incêndio, e medidas passivas que são a resistência estrutural ao fogo e compartimentação. Algumas dessas medidas se aplicam à proteção da vida, outras à proteção da propriedade e outras, finalmente, a ambas. Algumas dessas estratégias adotadas são:

(a) Prevenção da ignição (medida de proteção à vida e à propriedade): Sua realização é possível com o emprego de materiais estruturais e de acabamento que não sejam combustíveis e que gerem um volume mínimo de fumaça. Após a realização da

construção, as medidas de segurança devem ser tomadas pelos administradores dos edifícios e seus ocupantes que devem providenciar locais seguros para o armazenamento de materiais combustíveis, realizar a manutenção adequada das instalações elétricas e dos equipamentos de segurança contra incêndio, bem como treinamento de funcionários e a verificação das normas de segurança.

(b) Meios de escape (medida de proteção à vida): Esse é o meio mais efetivo de minimizar os danos à vida. As rotas de escape devem ser facilmente acessadas, ter as dimensões necessárias para o fluxo de um número de pessoas que poderão vir a utilizá-las e além de serem protegidas quanto aos efeitos do incêndio, principalmente o calor e a fumaça. O treinamento dos ocupantes para a utilização dos escapes e a sinalização dessas rotas, principalmente em edifícios de uso público cujos usuários podem não estar familiarizados com o ambiente, além da execução de procedimentos para a evacuação dos edifícios são também medidas importantes. Outro fator que deve ser observado é o controle de fumaça, uma vez que ela pode reduzir significativamente a visibilidade.

(c) Controle da geração e propagação do fogo e da fumaça (medida de proteção à vida e à propriedade): Há diferentes meios pelos quais essa medida pode ser posta em prática, a seguir uma breve descrição desses métodos:

- **Chuveiros automáticos:** Além de ajudar a extinguir o fogo e limitar a sua propagação, também reduzem a geração de fumaça, protegendo assim a vida, e a temperatura, protegendo a propriedade.
- **Detecção de fumaça e de calor:** Um sistema de alarme avisa aos ocupantes quando do início de uma ignição, maximizando assim o tempo de escape, permitindo uma ação rápida dos bombeiros.
- **Compartimentação:** É a divisão do interior do edifício por meio de barreiras, a fim de evitar a propagação do fogo, a transmissão do calor e a movimentação da fumaça. Esse recurso é reconhecido como um dos meios mais eficientes para limitar as consequências da fumaça e do calor liberados em incêndios. A utilização da compartimentação

também se aplica às fachadas externas, visando evitar a propagação do fogo para edificações vizinhas.

- **Exaustão:** refere-se a liberação de calor e de fumaça para a atmosfera, situação que é preferível à retenção dentro do edifício, uma vez que, esses resultados acumulados podem por em perigo os ocupantes, aumentar o nível de combustão e causar danos. Como alternativa, a fumaça pode ser acumulada em reservatórios afastados das áreas ocupadas nos espaços entre forro e o teto, por exemplo.

- **Materiais tóxicos:** Alguns materiais combustíveis produzem gases tóxicos, causando envenenamento e até a morte por asfixia. Esta situação deve ser eliminada o tanto quanto possível, uma das alternativas para evitar a emissão desses gases é verificar, por exemplo, os materiais apropriados para a mobília do ambiente. Produtos químicos que também exigem cuidados especiais, sendo adotadas para o armazenamento áreas de depósito especialmente seladas e protegidas.

(d) Prevenção do colapso estrutural (medida de proteção à vida e à propriedade): Há três abordagens principais que visam assegurar a estabilidade estrutural na ocorrência de um incêndio. São elas: aplicação de proteção passiva, dimensionamento para resistência ao fogo e aplicação da engenharia de segurança contra incêndio.

O requisito para a verificação da resistência ao fogo de um edifício, é em geral posto sob a forma de tempo, tipicamente expresso em unidades discretas de tempo: 30 min, 60 min, 90 min, 120 min e 240 min. É importante salientar que esses tempos não são os tempos permitidos para evacuação dos ocupantes do edifício e nem mesmo os tempos de sobrevivência da estrutura. Eles são apenas uma maneira simples de classificar os edifícios de acordo com a carga de incêndio, que vão desde aqueles em que a carga é relativamente pequena, os edifícios de pequena altura, até aqueles em que um incêndio pode atingir grandes proporções, como em uma livraria por exemplo. Os requisitos podem variar significativamente de um país o outro. Os tempos exigidos no Brasil pela NBR 14432 (2000) são apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2-3. Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo Segundo a NBR 14432.

TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (*), EM MINUTOS (NBR 14432: 2000)					
Ocupação	Tamanho da Edificação				
	h≤6m	6m<h≤12m	12m<h≤23m	23m<h≤30m	h>30m
Residência	30	30	60	90	120
Hotel	30	60 (30)	60	90	120
Comercial	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Escritório	30	60 (30)	60	90	120
Escola	30	30	60	90	120
Locais Públicos	60 (30)	60	60	90	120
Estacionamento Fechado	30	60 (30)	60	90	120
Estacionamento Aberto	30	30	30	30	60
Hospital	30	60	60	90	120
Indústria com baixa carga de incêndio	30	30	60	90	120
Indústria com alta densidade de carga de incêndio	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Loja com baixa densidade carga de incêndio	30	30	30	30	60
Loja com baixa densidade carga de incêndio	60	60	90 (60)	120 (90)	120

(*) Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) é definido como sendo o tempo mínimo de resistência de um elemento construtivo submetido ao incêndio padrão.

(a) Valores entre parênteses são válidos para edificações com área ≤ 750 m².

(b) A altura da edificação (h) é a distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída situada no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento, excetuando-se zeladorias, barrilete, casa de máquinas, piso técnico e pisos sem a permanência humana.

O tempo de resistência ao fogo se refere ao tempo no incêndio padrão em que a estrutura deve se comportar satisfatoriamente. Para a estrutura, isto significa que qualquer um de seus elementos: coluna, viga, divisória de um compartimento deve manter as seguintes características:

- Estabilidade: Ele não deve sofrer colapso.

- Integridade: Ele não deve apresentar fissuras ou permitir que o fogo se propague por meio da passagem de chama a um compartimento adjacente;
- Isolamento: Ele não deve permitir que o fogo se espalhe por condução de calor de modo que possa induzir ignição em um compartimento adjacente. Com os elementos estruturais em aço, em geral há apenas pequenos problemas em se obter integridade e isolamento e maior atenção deve ser dada para satisfazer a condição de estabilidade.

A necessidade de manutenção da estabilidade estrutural das edificações envolvidas em incêndios é estabelecida em todas as regulamentações internacionais. De fato, a perda da estabilidade estrutural global significa grande perda patrimonial, podendo causar danos inclusive a edifícios vizinhos e à infra-estrutura pública. Levantamentos estatísticos feitos por PLANK (1996) indicam que 43% das perdas patrimoniais em um incêndio se devem ao conteúdo dos edifícios, 36% à interrupção da atividade produtiva e 21% a danos estruturais. Atualmente existe ainda grande preocupação com eventuais danos decorrentes da ruína estrutural de edifícios em que se depositam materiais potencialmente agressivos ao meio ambiente.

Entretanto, a preocupação primária de todos os regulamentos de segurança contra incêndios é a preservação da vida. Sem considerar os prováveis danos causados por consequência da intervenção ao meio ambiente, o número de mortes causadas diretamente por colapso estrutural, em países da Europa, é da ordem de 1% do total das verificadas em incêndios.

A estabilidade estrutural frente a incêndios, principal preocupação dessa pesquisa, é diretamente dependente da resistência mecânica dos elementos construtivos que, por sua vez, esta vinculada à temperatura atingida por eles durante o incêndio. Já o tempo requerido de resistência ao fogo ainda é estabelecido, na maioria dos regulamentos, de modo essencialmente subjetivo, porém levando em consideração, fatores como a natureza da ocupação, a sua altura da estrutura e a experiência de atendimento de ocorrências do corpo de bombeiros.

Uma das questões fundamentais da Engenharia de Incêndio, hoje, é estabelecer de forma científica e racional, baseada em modelos aceitáveis do comportamento das estruturas em incêndio, a dependência entre a estabilidade de um elemento estrutural e o tempo de resistência ao fogo.

3. PROTEÇÕES CONTRA INCÊNDIO

3.1. Introdução

Para se atingir os objetivos e exigências de resistência ao fogo apresentados no item 2.7 do Capítulo 2, pode ser necessário adotar 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 que as proteções ativas são aquelas que contribuem efetivamente no combate ao incêndio e as passivas as que garantem uma resistência ao fogo dos elementos estruturais e de compartimentação.

3.2. Materiais de Proteção Contra Incêndio (Proteção Passiva)

Quando um elemento estrutural de aço não resiste às solicitações de cálculo em situação de incêndio, para o tempo requerido de resistência ao fogo - TRRF de projeto, o aço atinge uma temperatura que promove uma perda indesejável de sua resistência mecânica, quando se faz necessário a aplicação superficial de um material isolante térmico ou seja, uma 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 assim que este mantenha uma resistência compatível com a esforços atuantes durante o incêndio. São

geralmente aplicados através de jateamento ou em forma de placas ou mantas fixadas ao perfil por meio de pinos metálicos soldados.

Os revestimentos de proteção contra incêndio podem ser classificados quanto a morfologia em revestimentos, sendo eles do tipo contorno e do tipo caixa. Na Figura 3.1 são mostrados estes dois tipos para uma viga I sobreposta por uma laje de concreto.

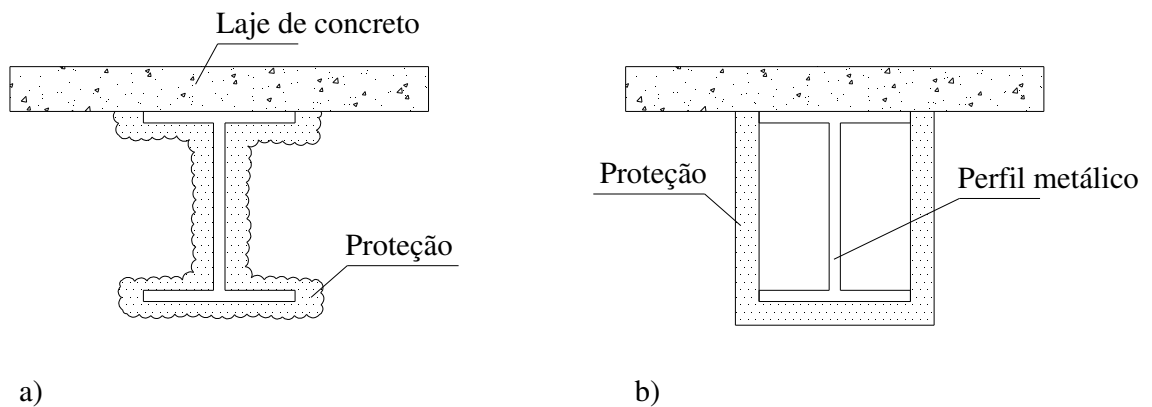


Figura 3-1 (a) Proteção tipo contorno e (b) Proteção tipo caixa, aplicados à uma viga I sobreposta por laje de concreto.

Os materiais de proteção contra incêndios mais utilizados são: argamassas projetadas; tintas intumescentes; mantas; painéis de materiais fibrosos; placas de gesso acartonado e argamassas de vermiculita.

3.3. Propriedades Físicas e Térmicas dos Materiais de Proteção Contra Incêndio.

No dimensionamento da espessura a ser aplicada em um perfil metálico, de materiais de proteção contra incêndio, Neves (1994) diz que as principais propriedades que devem

ser levadas em consideração são: massa específica, calor específico e condutividade térmica. Na tabela 3.1, são apresentados, valores médios do calor específico, condutividade térmica e massa específica para o cálculo da evolução da temperatura em elementos de aço, para alguns materiais isolantes térmicos.

Tabela 3-1. Valores médios, ou seja, média dos valores obtidos para temperaturas variando entre as do ambiente e as típicas de incêndio, para a massa específica, condutividade térmica e calor específico de alguns materiais utilizados como proteção contra incêndio em estruturas metálicas.

MATERIAL	MASSA ESPECÍFICA (kg/m ³)	CONDUTIVIDADE TÉRMICA (W/m ² C)	CALOR ESPECÍFICO (J/kg°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

Fonte: Neves (1994); Martins (2000). (Adaptado)

Obs: A condutividade térmica dos concretos celulares aumenta com o aumento da massa específica

Pode-se concluir por meio dos valores apresentados pela tabela 3.1, que um material isolante térmico de baixa condutividade térmica geralmente possui uma baixa massa específica. Isto significa que uma proteção com uma pequena condutividade térmica terá em regra uma capacidade calorífica reduzida. Essa capacidade é a 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. Devido a isso, esse fator é desprezado 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 de acordo com o aumento da temperatura e atualmente são poucos os estudos experimentais que permitem conhecer as leis de variação destas propriedades. Devido a isto, é considerado nos cálculos para o dimensionamento das proteções contra incêndio, os valores do calor específico a 20°C, o que levará a resultados a favor da segurança.

Como exemplo, na Figura 3.2 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 3.3 está representada a variação da condutividade térmica de tijolos cerâmicos de várias densidades de acordo com a temperatura.

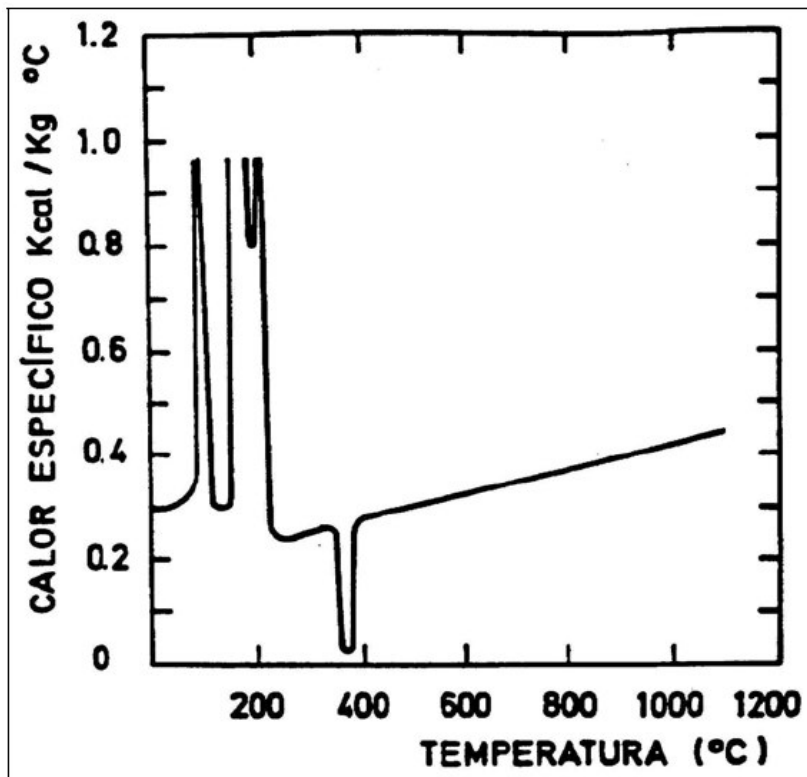


Figura 3-2. Variação do calor específico do gesso com o aumento da temperatura
 Fonte: Neves (1994).

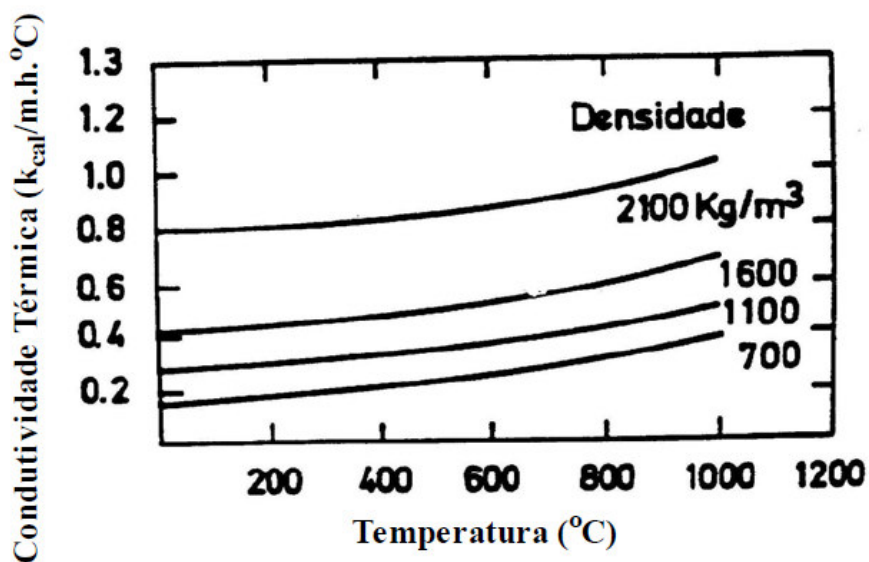


Figura 3-3. Variação da condutividade térmica de um tijolo cerâmico com o aumento da temperatura
 Fonte: Neves (1994).

3.4. Transmissão de Calor em Materiais Sólidos

Neste item serão discutidos os mecanismos de transferências de calor, usando como referencia o estudo desenvolvido por Neves (1994), tendo como foco a influência das propriedades físicas e térmicas das proteções contra incêndio, em situações de transferência de calor do compartimento de incêndio para as estruturas de aço.

A transmissão de calor entre materiais sólidos ocorre de por meio de três modos diferentes: Convecção, Radiação e Condução.

a) Convecção

Ocorre a transmissão de calor por convecção quando existem no material, 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.

b) 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 de acordo com a temperatura e esse fato, explica o aumento significativo da condutividade térmica de materiais porosos, 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.

c) Condução

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

A propagação do calor se dá pela transmissão 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, a elevação da 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 em caso de 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 que cada uma dessas substâncias compõem o material.

3.5. Descrições de Alguns Materiais de Proteção Contra Incêndio

3.5.1. Argamassas projetadas

Conforme descrito por Silva (2001) 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, ou 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, proporcionando assim a garantia de aderência às estruturas metálicas. Sua utilização dispensa 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, devido à grande eficiência, o baixo custo e a alta velocidade de aplicação. Porém, essas técnicas requerem a limpeza posterior do ambiente além de depender de bons acessos para aplicação. Possuem aparência de um chapisco rústico, mas podem ser pintados com produtos especiais ou tintas látex, visando à melhora do padrão estético. Podem ser usados em locais expostos a intempéries com o uso de produtos especiais de cobertura.

Podem ser dividido entre os cimentícios que são compostos por alto índice de material aglomerante, tais como gesso, cimento e minerais inertes, e as fibras projetadas, produtos compostos por fibras minerais, geralmente lã de rocha, misturadas com baixo teor de aglomerante. A Figura 3.4 mostra um pilar metálico protegido com argamassa a base de cimento e fibras minerais.



Figura 3-4. Argamassa projetada
Fonte: Costa (2001).

3.5.2. Tintas intumescentes

Trata-se de um sistema composto de *primer*, tinta intumescente e tinta de acabamento. De acordo com Silva (2001) 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 por meio de rolo, pincel ou spray e a espessura máxima por demão não deve ser superior a 400 μm .

O acabamento é obtido por meio da aplicação de um produto que resulta em uma aparência final similar a uma pintura epóxi convencional. As tintas intumescentes fornecem excelente acabamento, no entanto são materiais caros e devem ser utilizados com cautela para não inviabilizarem economicamente o empreendimento. As Figuras 3.5 e 3.6 mostram, respectivamente, um exemplo de aplicação de tinta intumescente e sua expansão volumétrica em situação de incêndio em um perfil de aço protegido.



Figura 3-5. Tinta Intumescente.
Fonte: Costa (2001).



Figura 3-6. Expansão volumétrica em situação de incêndio em um perfil de aço protegido
Fonte: Dowling (2003).

3.5.3. Mantas

As mantas podem ser de fibra cerâmica, lã de rocha ou qualquer outro material fibroso. Silva (2001), apresenta como uma opção geralmente aplicada como proteção do tipo contorno e são fixadas por meio de pinos de aço previamente soldados à estrutura.

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

a) Mantas de fibra cerâmica

Conforme descrito por Martins (2000) trata-se de um produto desenvolvido para resistir até duas horas de incêndio. Uma de suas características é a flexibilidade, ao que se deve o fato de ser um material muito utilizado como proteção tipo contorno. A manta cerâmica é um produto obtido da eletrofusão de sílica e alumina. São compostas de fibras multidirecionais e entrelaçadas por um processo contínuo de agulhamento, conferindo assim, 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, o uso para proteções tipo contorno em perfis com alturas superiores a 150 mm, é considerado uma prática antieconômica, uma vez que 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, além de suportarem à umidade. A Figura 3.7 mostra o exemplo de uma viga metálica protegida por uma manta cerâmica.

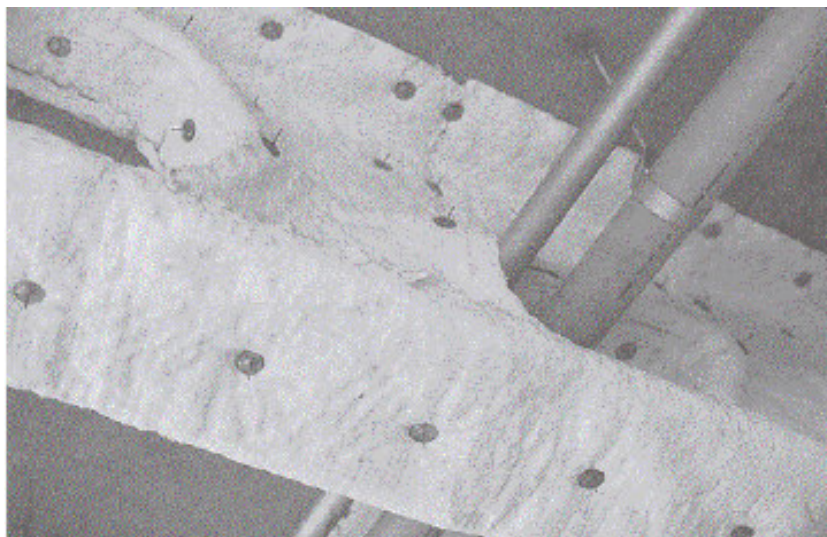


Figura 3-7. Viga metálica protegida com manta cerâmica
Fonte: Costa (2001).

3.5.4. 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 por meio de processos de fibragem por centrifugação e aglutinados por resina termofixa.

A fixação desses painéis se dá por meio de pinos previamente soldados à estrutura e travados por arruelas metálicas. Alternativamente, os painéis podem ser fixados por sistemas de travamento de encaixe sob pressão, não sendo necessária nesses casos a utilização de soldagens na estrutura.

Esses materiais não agridem o aço. Trata-se de um material higroscópico, permeável à umidade, sendo recomendável a realização de tratamento convencional de proteção anticorrosiva da estrutura. Estes materiais não devem ficar expostos às intempéries ou a exposição pública, uma vez que possui um acabamento estético rústico e ainda dispõe de baixos índices de resistência mecânica. A Figura 3.7 mostra o exemplo de uma estrutura de cobertura protegida por painéis de lã de rocha.



Figura 3-8. Estrutura de uma cobertura protegida com painéis de lã de rocha
Fonte: Costa (2001).

3.5.5. Placas de cerâmica e de gesso acartonado.

As placas cerâmicas são muito utilizadas na proteção de pilares. Tem funcionamento e propriedade térmicas bastante semelhantes ao das mantas e são aplicadas no sistema caixa. São matérias com um custo intermediário entre a argamassa projetada e a tinta intumescente. Apresentam alta densidade resultando não só em uma melhor resistência mecânica, mas também em um a maior custo Costa (2001). A Figura 3.8 demonstra um pilar metálico protegido por placas cerâmicas.

As placas de gesso acartonado possuem características específicas para a proteção contra fogo de estruturas metálicas. Essas placas diferenciam-se das denominadas “*dry-wall*”, utilizadas geralmente como materiais de vedação, por seu elevado custo, porém podem ser uma boa solução em projetos que exijam requisitos relacionados ao

acabamento Silva (2001). Este tipo de proteção deve ser utilizado no interior dos edifícios, pois sofrem agressão da umidade.



Figura 3-9. Placa Cerâmica
Fonte: Costa (2001)

3.5.6. Argamassa de vermiculita

Com base no descrito por Martins (2000) e Silva (2002), a argamassa de vermiculita é um produto é obtido por meio 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 intempéries. 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 por meio 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, intumescce 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 3.10 mostra um exemplo de aplicação de uma argamassa à base de vermiculita.



Figura 3-10. Vigas de aço revestidas com argamassa de vermiculita, por meio de spray.

3.6. Outras Formas de Obter Resistência ao Fogo

Elementos Estruturais Mistos

Quando características de resistência ao fogo severo são exigidos, uma alternativa convencional de se atingir à esses critérios é o uso de elementos estruturais mistos aço-concreto. Este método auxilia a obtenção da resistência ao fogo de construções em que os elementos de aço ficam parcialmente visíveis ou revestidos de concreto.

Nos elementos mistos, o concreto resiste a uma parte do carregamento atuando no elemento estrutural e, ao mesmo tempo, para elementos onde partes do perfil metálico são protegidas pelo concreto, previne a propagação do calor para o núcleo da seção transversal de aço. Este tipo de sistema construtivo aumenta a resistência do elemento estrutural tanto à temperatura ambiente quanto em situação de incêndio.

Para as vigas mistas o aumento da resistência ao fogo pode ser obtido pelo envolvimento parcial ou total da seção transversal de aço pelo concreto como mostra a Figura 3.11 e 3.12, respectivamente.

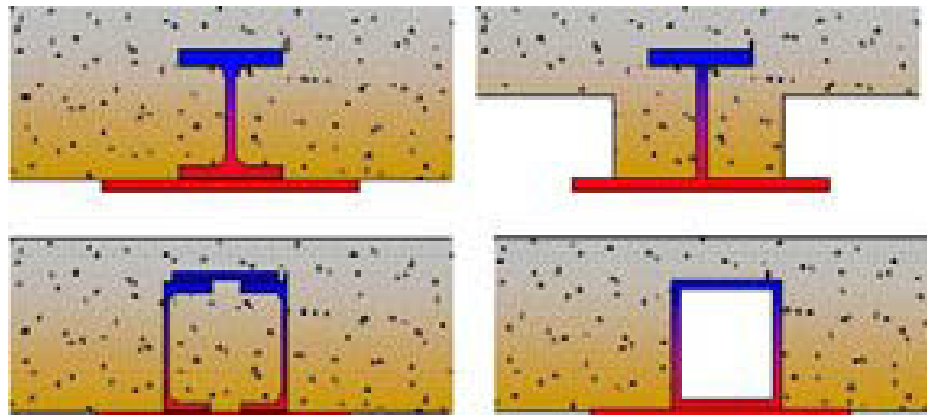


Figura 3-11. Vigas mistas parcialmente revestidas.

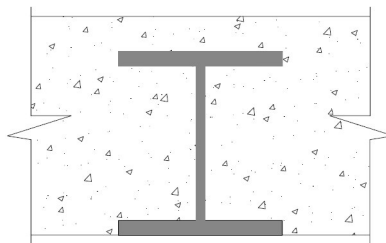


Figura 3-12. Vigas mistas totalmente revestidas.

Também para os pilares mistos o concreto resiste juntamente com o aço às solicitações atuantes na estrutura para temperatura ambiente e em situação de incêndio Schleich *et al.* (1993). A Figura 3.13 mostra as seções abordadas pela NBR 8800 (1986) para pilares mistos de aço parcialmente e totalmente revestidos de concreto.

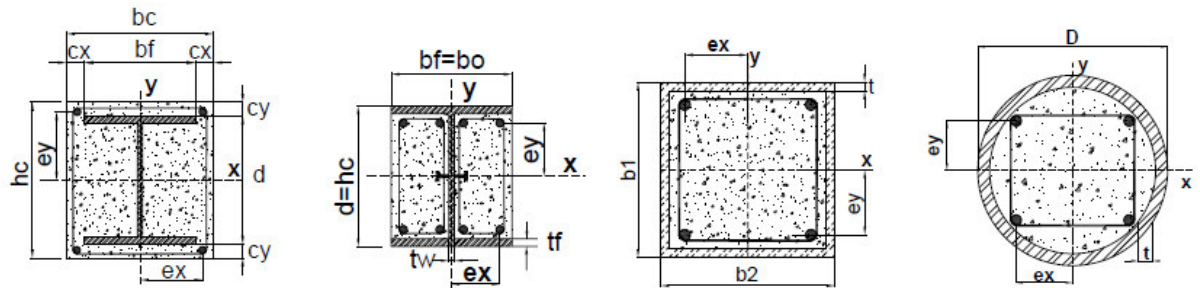


Figura 3-13. Pilares mistos cobertos pela NBR 8800 (1986)

Em pilares mistos totalmente revestidos por concreto que possuem, na seção de concreto, uma baixa difusão térmica, o calor propagado é de aproximadamente 10% da taxa de propagação que ocorre em seções de aço isoladas. Isso assegura um longo tempo de resistência ao fogo para este tipo de seção. Devido à redução da resistência e rigidez do concreto nas partes externas da seção transversal para temperaturas superiores a 300°C, a tensão no aço é aumentada. Devido a isto, é preferível que o perfil de aço da seção mista tenha uma capacidade de carga superior à capacidade de carga da parte da seção em concreto.

CAPÍTULO 04

4. ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO HORIZONTAL

4.1. Considerações iniciais

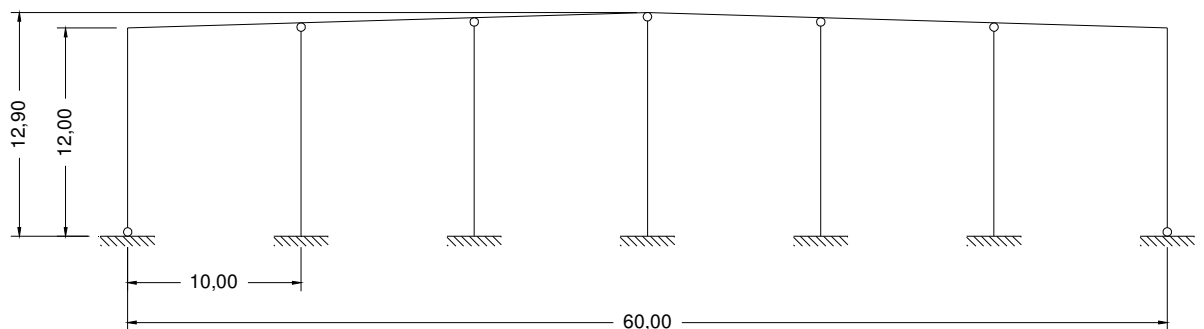
Neste capítulo serão abordadas, de forma simplificada, algumas etapas do dimensionamento de um edifício horizontal de grandes dimensões, com base nas normas NBR 8800 (1986) -“Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edificações” e NBR 6123:1988 – “Forças Devidas a Ação dos Ventos em Edificações”.

Para análise e dimensionamentos dos elementos estruturais foram utilizados os seguintes softwares:

- ***VisualVentos, versão 1.5.0*** - Programa para cálculo de esforço devido à ação dos ventos nas edificações com planta retangular e telhado a duas águas, segundo NBR 6123/1988, desenvolvido pela Universidade de Passo Fundo, RS;
- ***SAP2000, versão 9*** – Programa de análise estrutural baseado no método de elementos finitos.
- ***VisualMetal, versão 1.6*** - Programa para dimensionamento de elementos de aço laminados e soldados segundo a NBR 8800 (1986), desenvolvido pela Universidade de Passo Fundo, RS;
- ***Metspec, versão 1.1*** – Programa para dimensionamento de perfis “Z” e “C” dobrados a frio, desenvolvido pela empresa Metform

4.2. Características geográficas, geométricas e estruturais do edifício horizontal

- O edifício está localizado na zona industrial da cidade de São Paulo capital, em terreno fracamente acidentado, circundado por edificações baixas e pouco espaçadas entre si;
- O edifício possui 60 metros de largura e 100 metros de comprimento, abrangendo uma área de 6.000 metros quadrados;
- O vão entre os pórticos principais é de 10,00 metros;
- Pórticos principais em alma cheia, compostos por perfis soldados, aço ASTM A36;
- As telhas são trapezoidais de aço galvanizado, pesando 0,06 kN/m²;
- O peso estimado da estrutura metálica (terças e tirantes) é de 0,14 kN/m² na cobertura;
- A sobrecarga, de acordo com a NBR 6120, de 0,25 kN/m² na cobertura;
- Os pilares externos possuem 12 metros de altura, sendo bi-rotulados nas bases e bi-engastados no topo. Os pilares internos são bi-engastados na base e bi-articulados no topo e sua altura varia de acordo com a inclinação da cobertura, que é de 3%, atingindo 12,90 m no pilar central. As dimensões e vinculações do pórtico principal são mostradas na Figura 4.1;



* Dimensões em metros.

Figura 4-1. Dimensões e vinculações do pórtico principal

4.3. Esforços devido a ação dos ventos

Para a determinação dos esforços devido a ação dos ventos foi utilizado o software VisualVentos. Nas Figuras 4.2 a 4.11 serão mostradas as etapas de entrada de dados, análise e obtenção dos resultados.

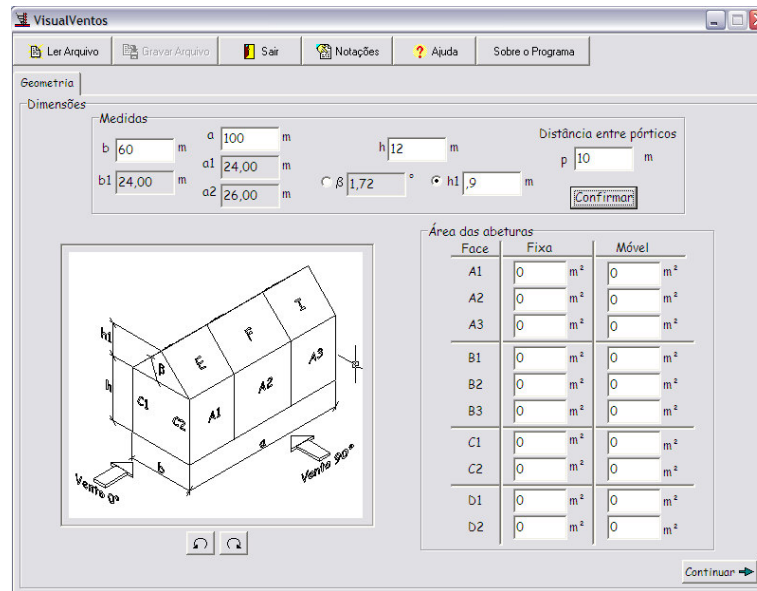


Figura 4-2. Geometria da Edificação

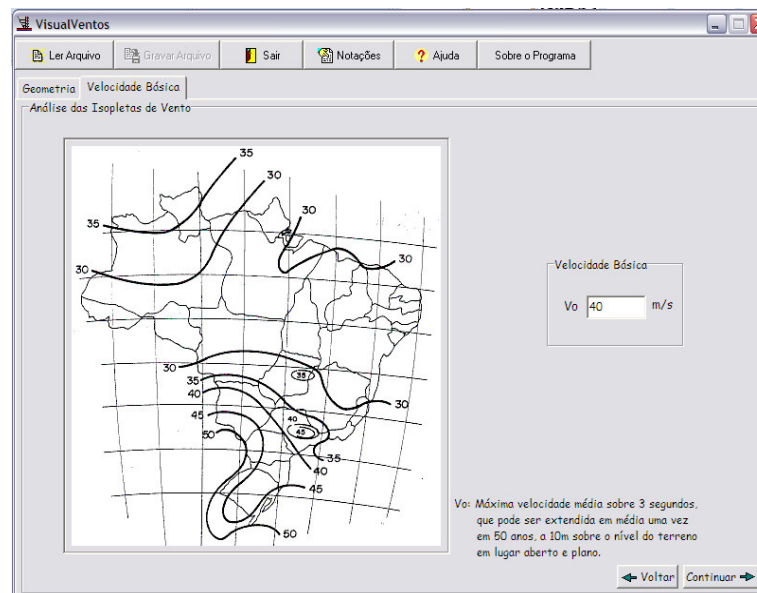


Figura 4-3. Determinação velocidade básica dos ventos

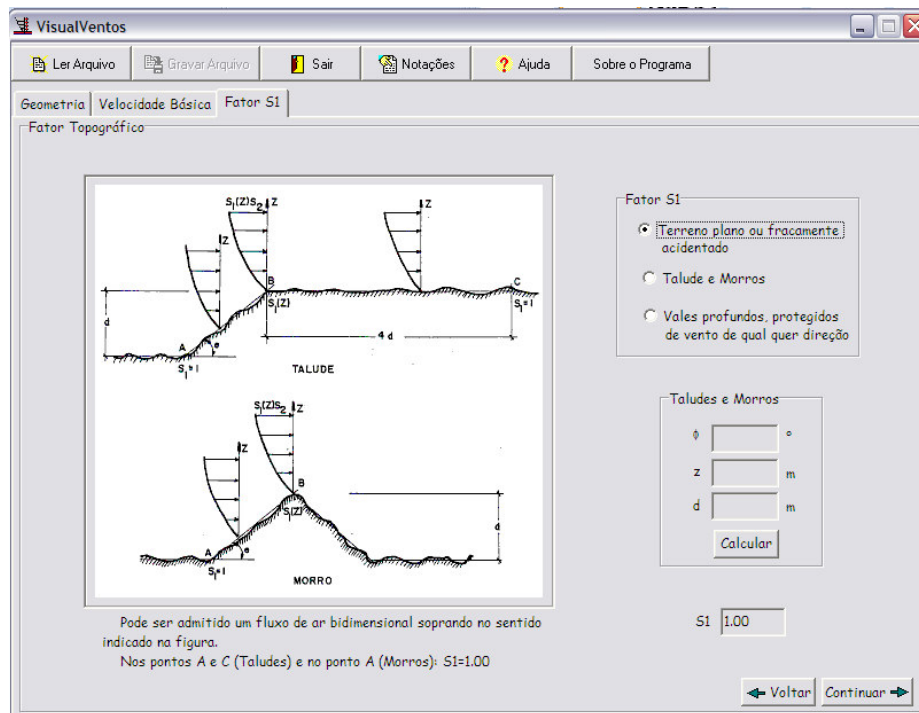


Figura 4-4. Fator topográfico S1

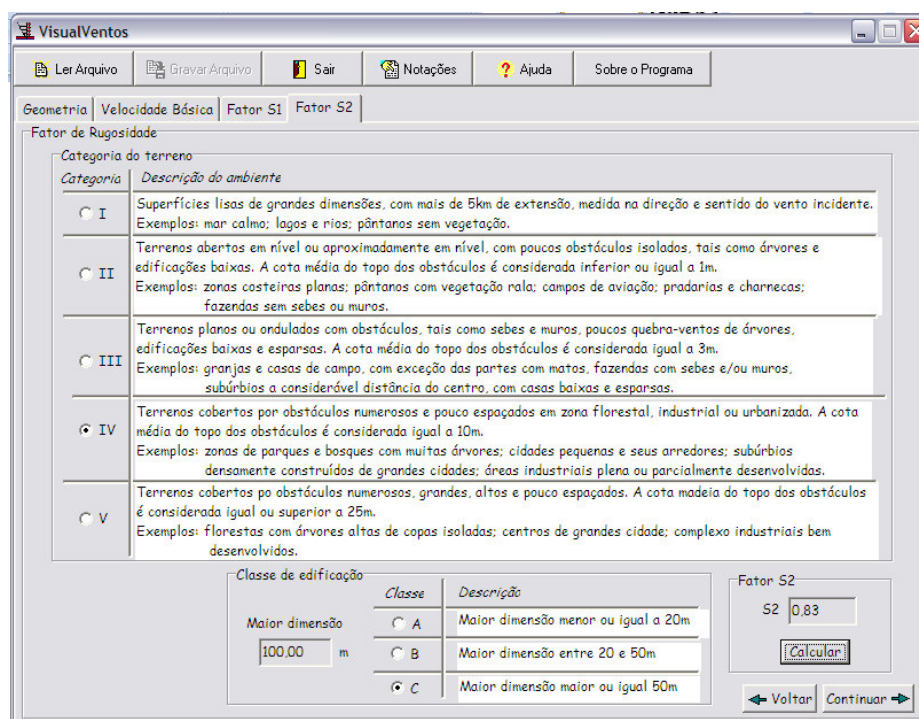


Figura 4-5. Fator rugosidade S2

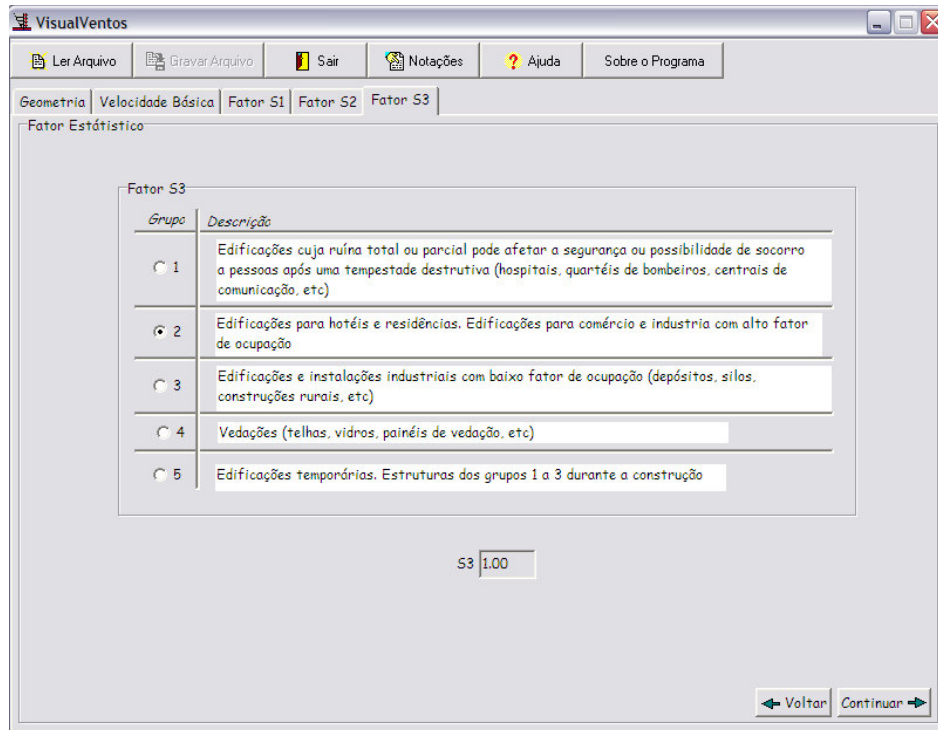


Figura 4-6. Fator estatístico S3

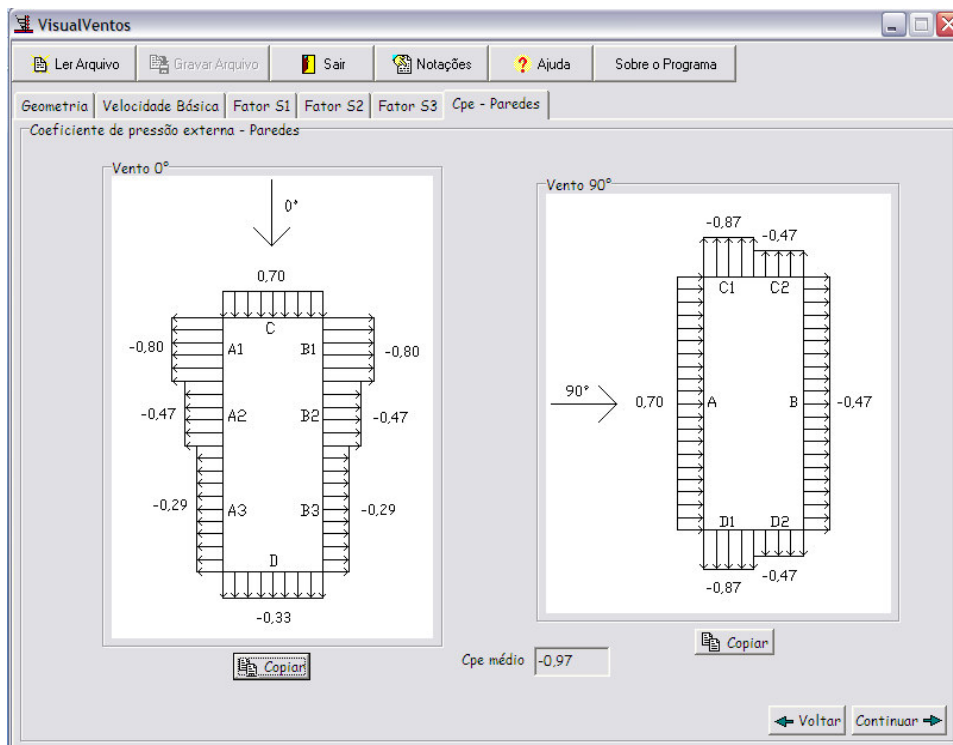


Figura 4-7. Coeficiente de pressão externa – paredes

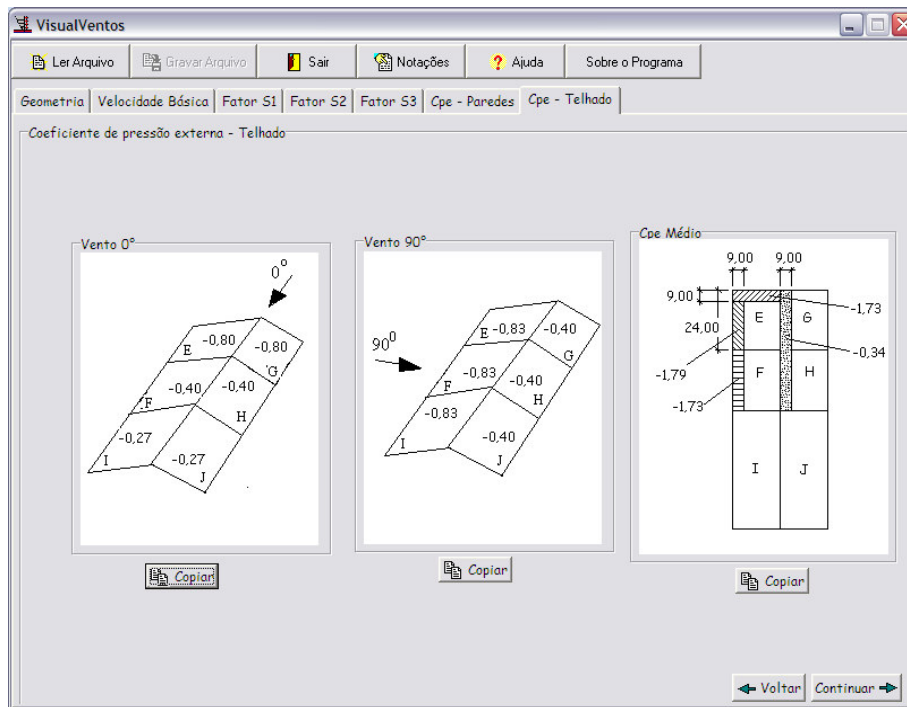


Figura 4-8. Coeficiente de pressão externa – telhado

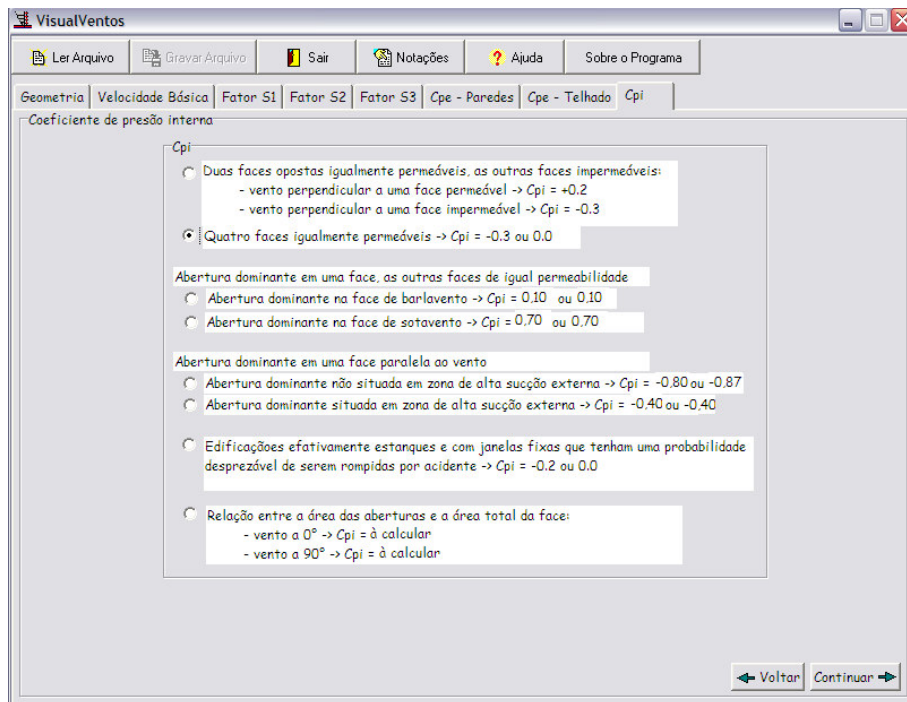


Figura 4-9. Coeficiente de pressão interna

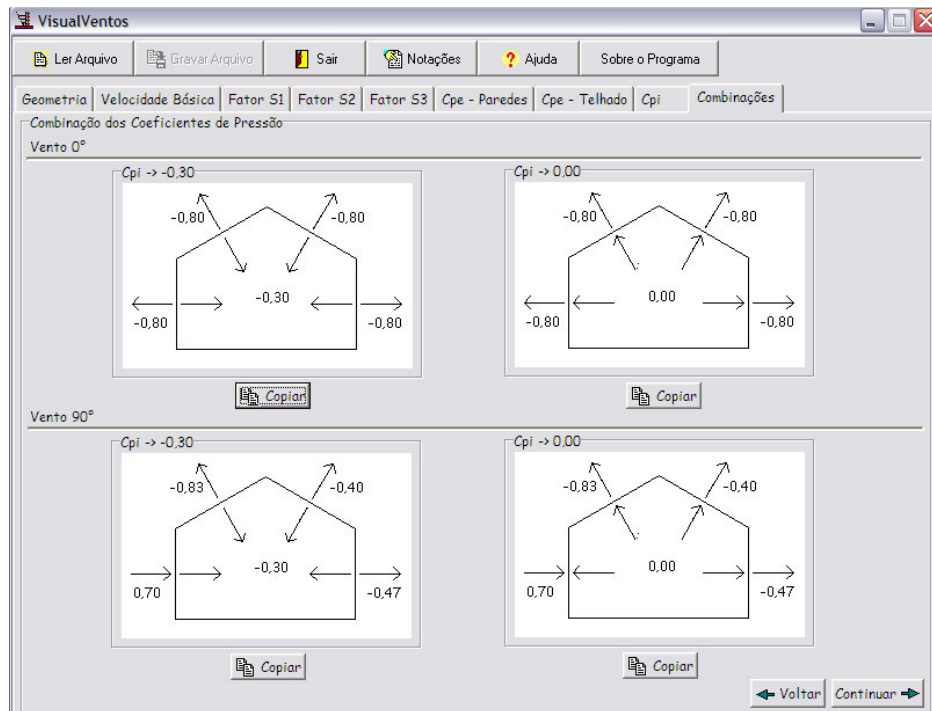


Figura 4-10. Combinação dos coeficientes de pressão

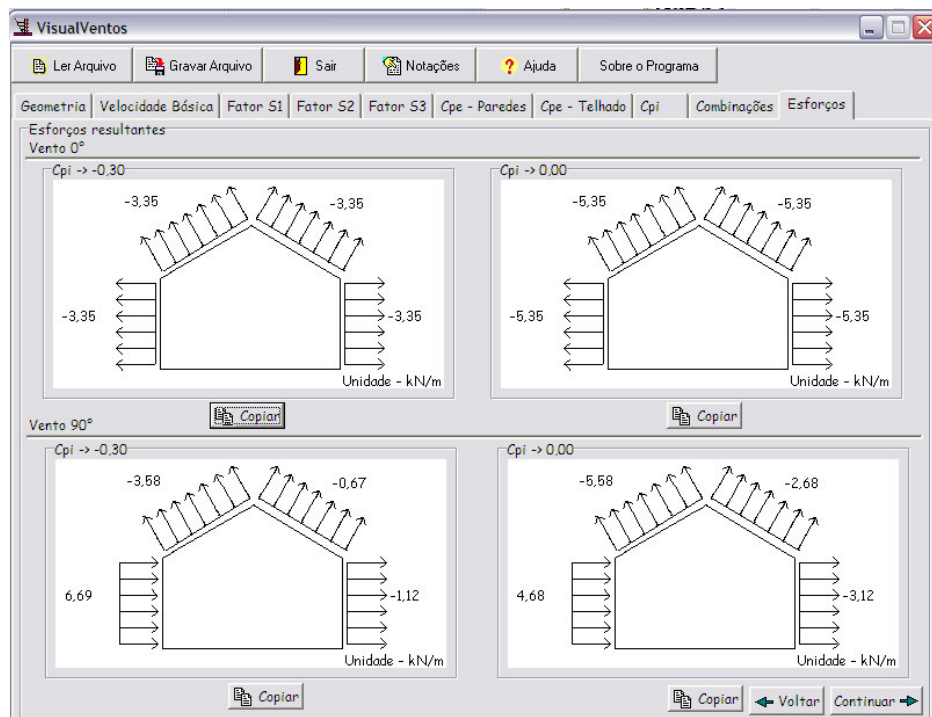


Figura 4-11. Esforços resultantes

4.4. Pré-dimensionamento do pórtico principal

De acordo com Bellei, as seguintes relações serão utilizadas para o pré-dimensionamento dos componentes do pórtico principal:

- No caso de galpão sem ponte rolante, a altura da seção da coluna varia de acordo com a expressão abaixo:

$$\frac{H}{L} = \frac{1}{20} a \frac{1}{30} \text{ e } \Delta x \leq L/400 \quad (4.1)$$

- A altura da viga varia dentro da seguinte relação:

$$\frac{H}{L} = \frac{1}{50} a \frac{1}{70} \text{ e } \Delta y \leq L/250 \quad (4.2)$$

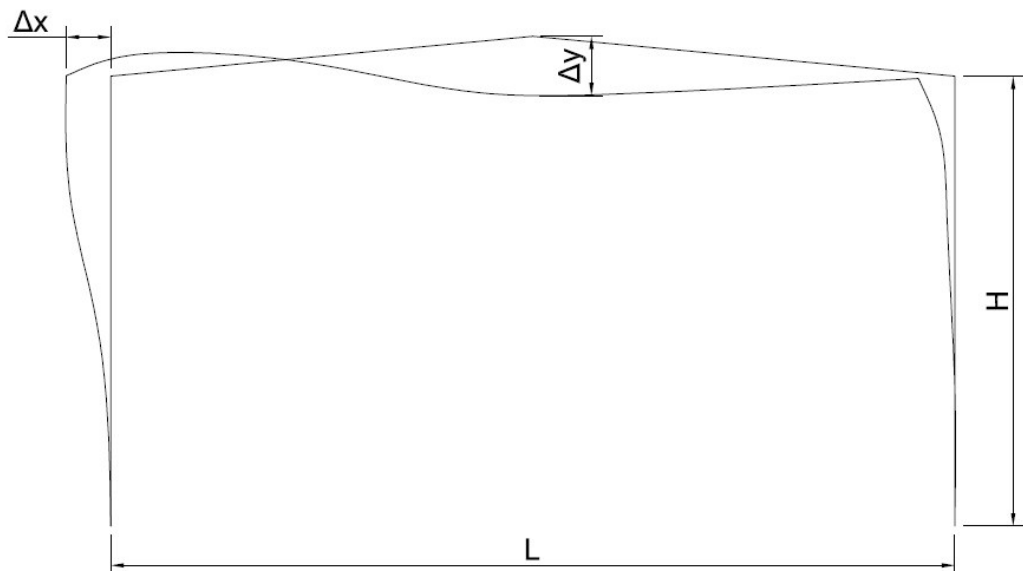


Figura 4-12. Localização dos pontos das deformações limitantes do pórtico

- Altura das terças e vigas de tapamentos:

$$\frac{H}{L} = \frac{1}{40} a \frac{1}{60} \text{ e } \Delta \leq L/180 \quad (4.3)$$

4.5. Combinações de Carregamento

A NBR 8800 (1986) classifica as ações de carregamento basicamente 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, entre outros.

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.

Com base nessas definições, as combinações de ações para os estados limites últimos, são classificadas em normais e excepcionais. Por ser este um trabalho orientativo, consideram-se apenas as “combinações normais”, que são as que cuidam das ações permanentes e das variáveis.

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

$$\sum(\gamma_g \times G) + \gamma_{q1} \times Q_1 + \sum(\gamma_{qj} \times \psi_j \times Q_j) \quad (4.4)$$

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

4.6. Análise e dimensionamento dos elementos estruturais

4.6.1. Sistema de fechamento lateral

Devido às grandes dimensões do galpão, principalmente em relação à altura e ao espaçamento entre os pórticos principais, a estrutura de fechamento lateral será formada por dois pilaretes, terças e telhas de fechamento, conforme a figura 4.13.

Vale ressaltar que o intuito deste trabalho é demonstrar o comportamento do pórtico principal e do sistema de fechamento lateral, por isso, não serão expostos os resultados do dimensionamento das telhas e terças da cobertura.

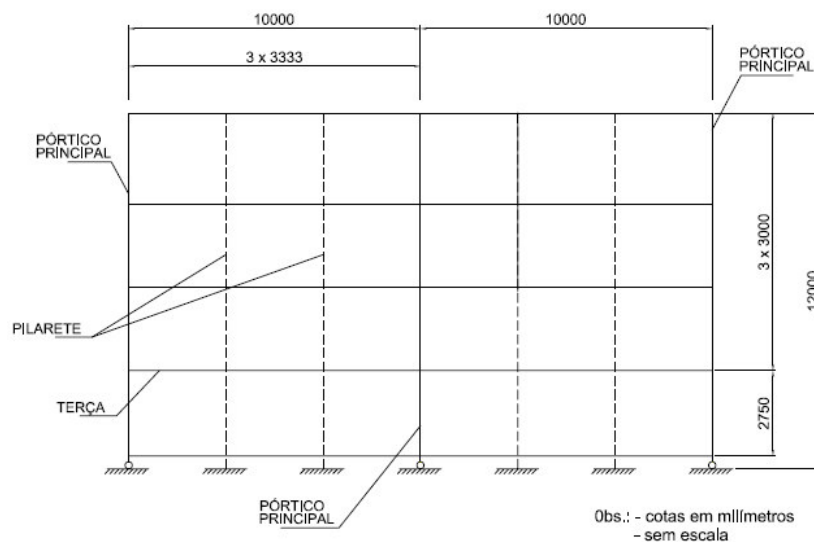


Figura 4-13. Vista de parte da estrutura de fechamento lateral

- **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 4.14 mostra o detalhe de fixação das telhas nas terças do sistema de fechamento lateral adotadas pela empresa Medabil.

Após a análise, obtenção dos esforços solicitantes e consulta ao catálogo do fabricante (Perfilor – LR 40 – ArcelorMittal), adotou-se a espessura de 50 mm para telhas de aço do sistema de fechamento lateral, apoiada em cinco pontos e flecha máxima L/180. As dimensões da telha estão representadas na figura 4.14.

Resistência Mecânica da telha:

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

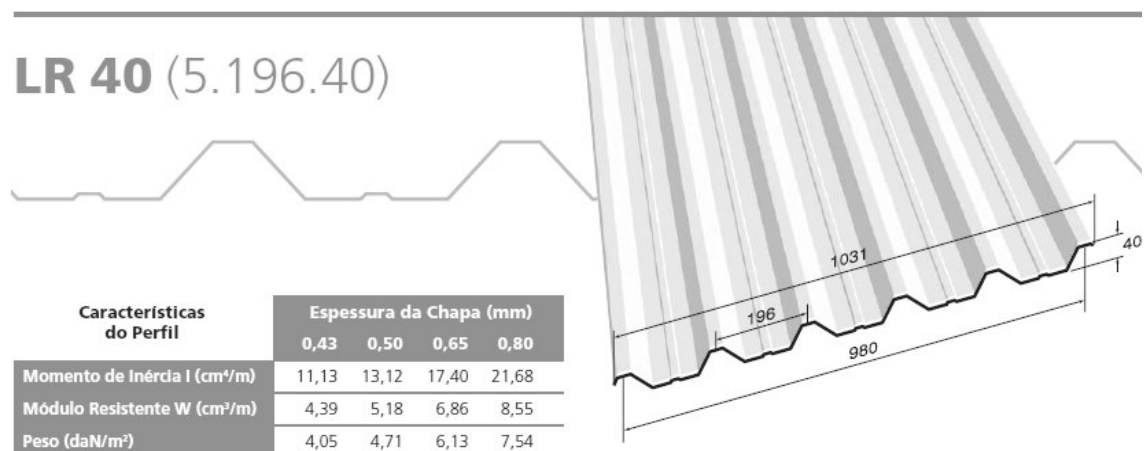


Figura 4-14. Dimensões das chapas de aço em milímetros
Fonte: Catálogo Perfilor – ArcelorMittal (2007)

- **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 4.15.

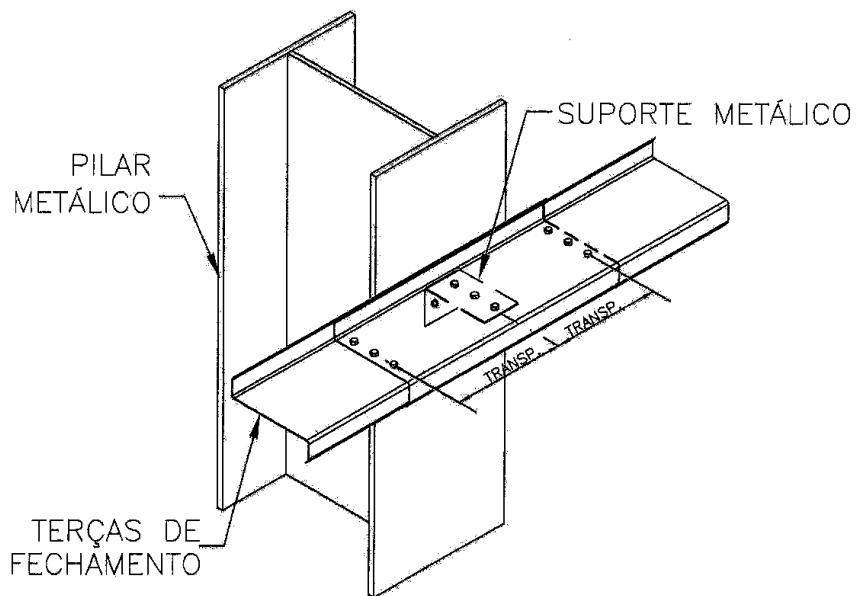


Figura 4-15. Fixação das terças em pilares metálicos
Fonte: Medabil

Seguindo as premissas de cálculo da norma norte-mericana 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.

Utilizando o *software* Metspec, são obtidos os diagramas de esforços solicitantes representados na Figura 4.17 e o resultado do dimensionamento do perfil “Z” dobrado a frio enrijecido 172 Z 17 (espessura da chapa de 1,7 mm), conforme demonstrado na figura 4.16, nas terças do tapamento lateral.

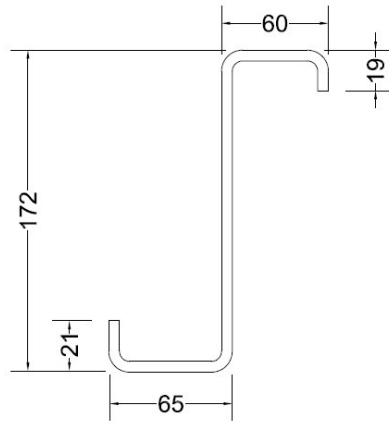


Figura 4-16. Dimensões perfil “Z” dobrado a frio enrijecido 172 Z 17 (Norma AISI)

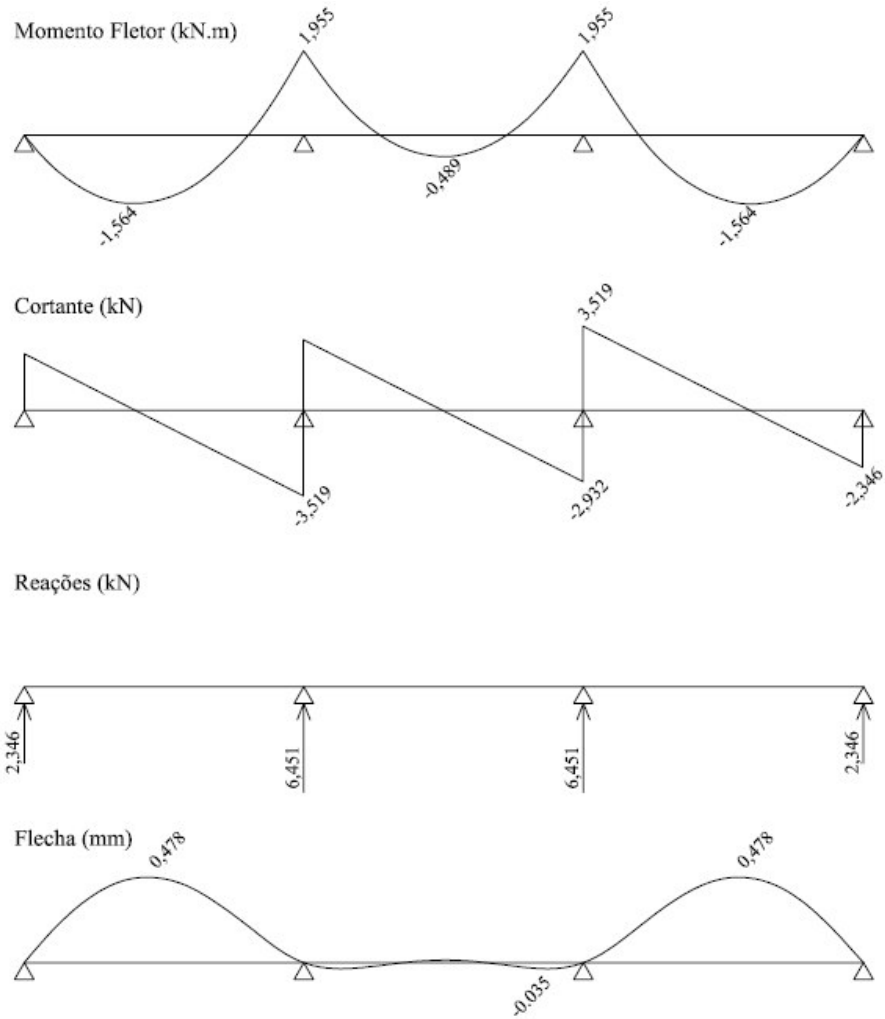


Figura 4-17. Diagrama de esforços solicitantes - terças de fechamento

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

As ligações são dispositivos que têm por finalidade unir elementos estruturais dando continuidade à estrutura. Elas funcionam como meios de fixação e transmissão de esforços, sendo necessário que trabalhem de forma semelhante às peças a elas conectadas.

Para o sistema de fechamento lateral em estudo são analisadas ligações parafusadas, visto que estas apresentam vantagens significativas em relação às ligações soldadas, no que se refere à racionalização construtiva. Dentre as vantagens desse tipo de ligação destacam-se: rapidez na execução, economia em relação à energia utilizada, não é necessário mão de obra especializada, dentre outras.

Importante destacar que, quando a obra necessita 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.

A resistência de uma estrutura não depende somente de quanto um perfil pode suportar, uma vez que as ligações podem representar pontos críticos ou de fragilidade se não forem dimensionadas da forma correta. As ligações devem ser calculadas a fim de suportar as solicitações provenientes de ações na estrutura como o peso-próprio, sobrecargas, entre outras.

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 cada situação. 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. Na sequência 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), que prevê as verificações para ligações parafusadas, sendo elas: 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 4.5.

$$F_{RD} = \frac{t \times e \times f_u}{\gamma} \quad (4.5)$$

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 4.6.

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

(4.6)

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 4.7.

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

(4.7)

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 4.8.

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

(4.8)

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 4.9 e 4.10, respectivamente.

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

(4.9)

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

(4.10)

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.

Para o estudo em questão, 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 foram considerados 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, e 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 qual a espessura do metal que pode ser perfurado, se a ranhura penetrar o material de 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 seguir a Figura 4.18 representa o tipo e a localização dos parafusos autoperfurantes no sistema de fechamento lateral adotado pela empresa Medabil.

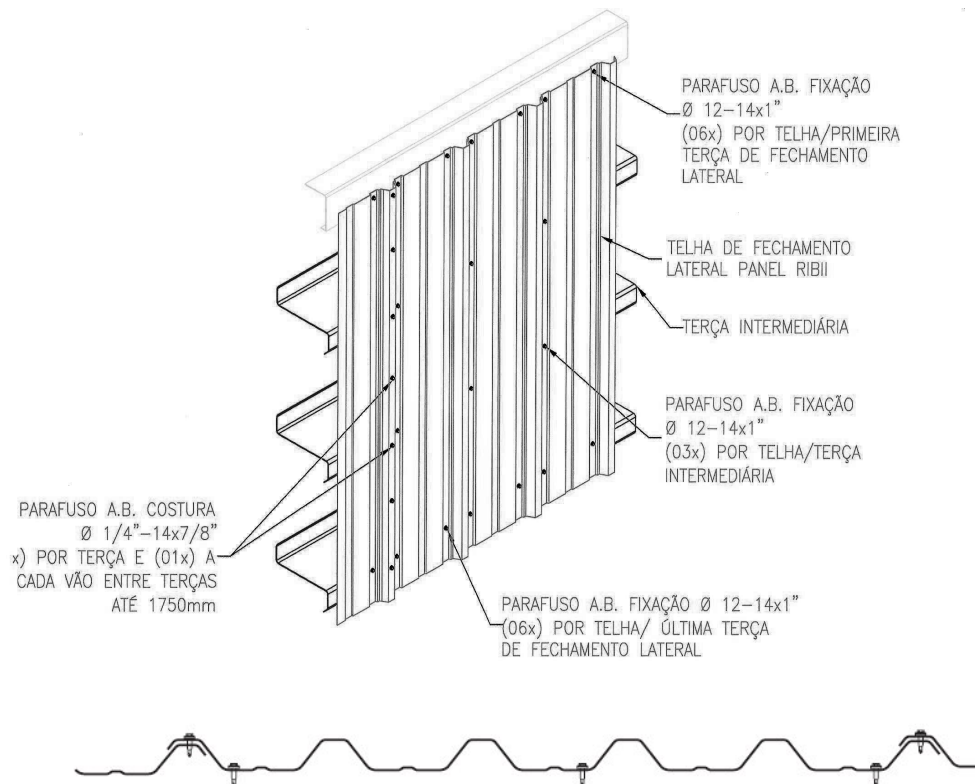


Figura 4-18. Detalhe de fixação da telha
Fonte: Medabil

- **Pilaretes**

Os pilaretes serão perfis soldados VS, espaçados entre si em 3.333 mm, 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 por meio 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. As figuras 4.19 e 4.20 mostram os tipos de vinculações no topo dos pilaretes e a fixação do perfil “cartola” na estrutura de cobertura, respectivamente.

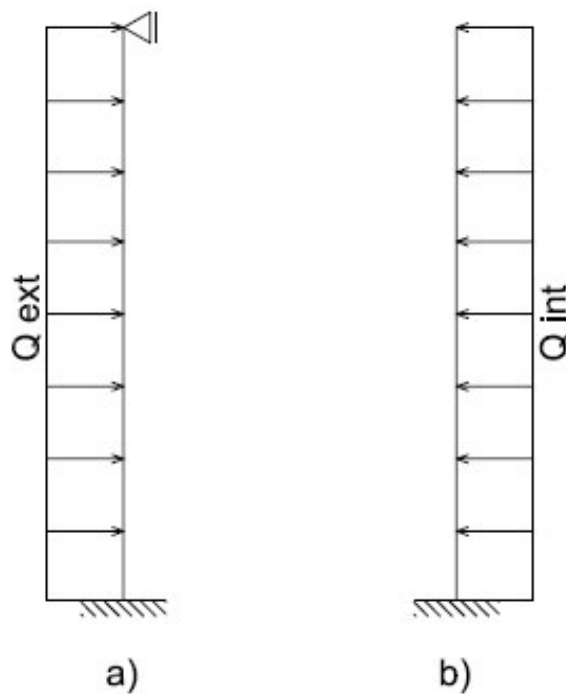


Figura 4-19. Vinculações nos pilaretes:
a) esforços de pressão do vento e
b) esforços de sucção do vento.

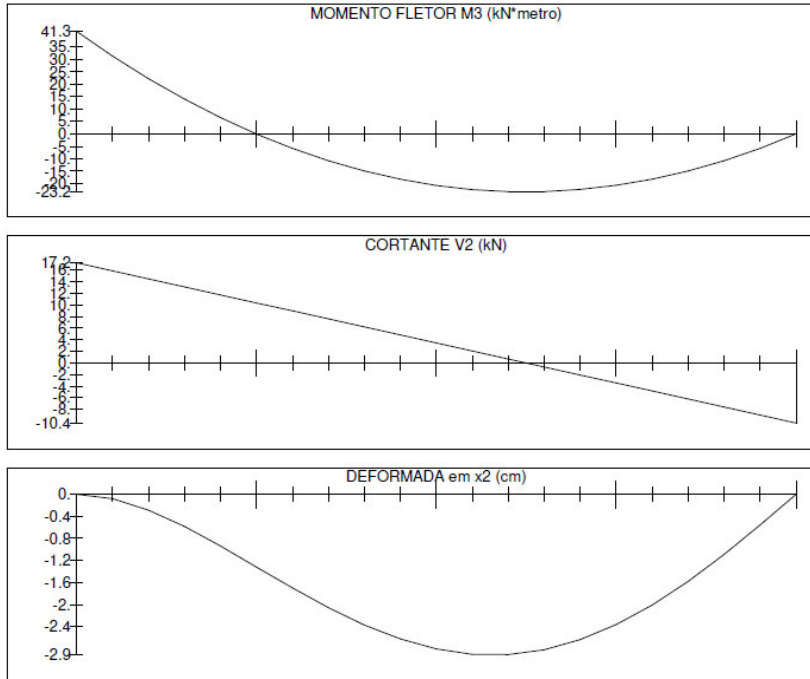


Figura 4-20. Fixação do perfil “cartola” na estrutura de cobertura

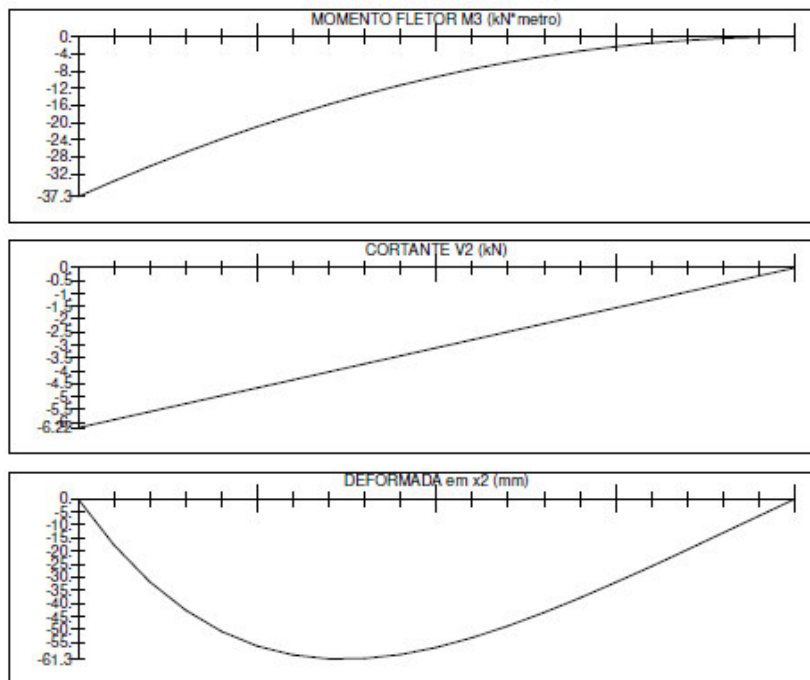
Nas Figuras 4.21a e 4.21b estão representados os diagramas de esforços solicitantes, obtidos via SAP 2000, provenientes do carregamento devido aos esforços de pressão e sucção respectivamente, oriundos da ação do vento a 90°.

Os procedimentos de cálculo para verificação da resistência à tração, compressão, esforço cortante, flexão, flexotração e flexocompressão que será realizado pelo programa VisualMetal, 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).

Após análise e dimensionamento, será adotado o perfil VS 300x38 para o pilarete do sistema de fechamento lateral.



a) Vento a 90° de pressão



b) Vento a 90° de sucção

Figura 4-21. Diagrama de esforços solicitantes devido à ação do vento nos pilaretes

4.6.2) Pórtico principal

Para proceder a análise e o dimensionamento do pórtico principal, utilizou-se os programas SAP 2000 e o VisualMetal.

A entrada de dados característicos dos elementos estruturais que compõem pórticos ocorreu diretamente no ambiente gráfico do SAP 2000, obtendo-se os esforços em cada elemento.

O programa realizou a verificação dos deslocamentos proveniente dos diversos casos de carregamentos atuantes sobre os elementos estruturais do pórtico principal, até que os mesmos estivessem dentro dos limites estabelecidos pela norma NBR 8800 (1986). O resultado desta análise são os perfis listados abaixo:

- CS 300x62: colunas C1 e C7;
- CS 300x62: colunas C2 a C6 e
- VS 500x73: V1 a V6.

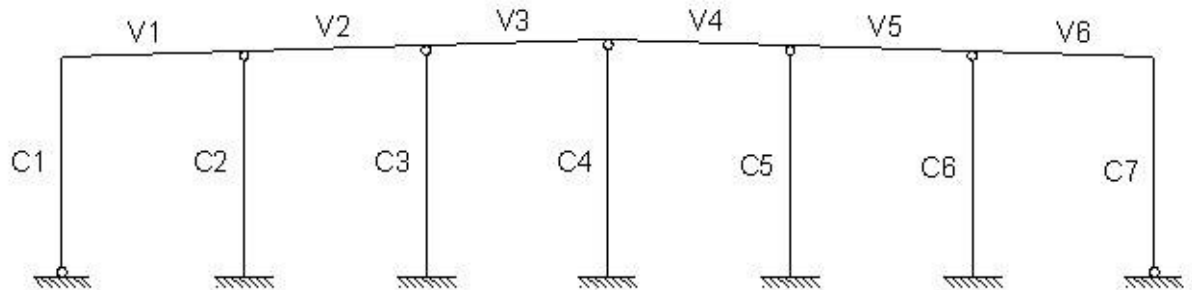


Figura 4-22. Identificação dos elementos do pórtico

As Figuras 4.23 a 4.25 mostram, de forma ilustrativa, as envoltórias dos carregamentos combinados e os deslocamentos resultantes de alguns elementos estruturais, obtidos no SAP 2000.

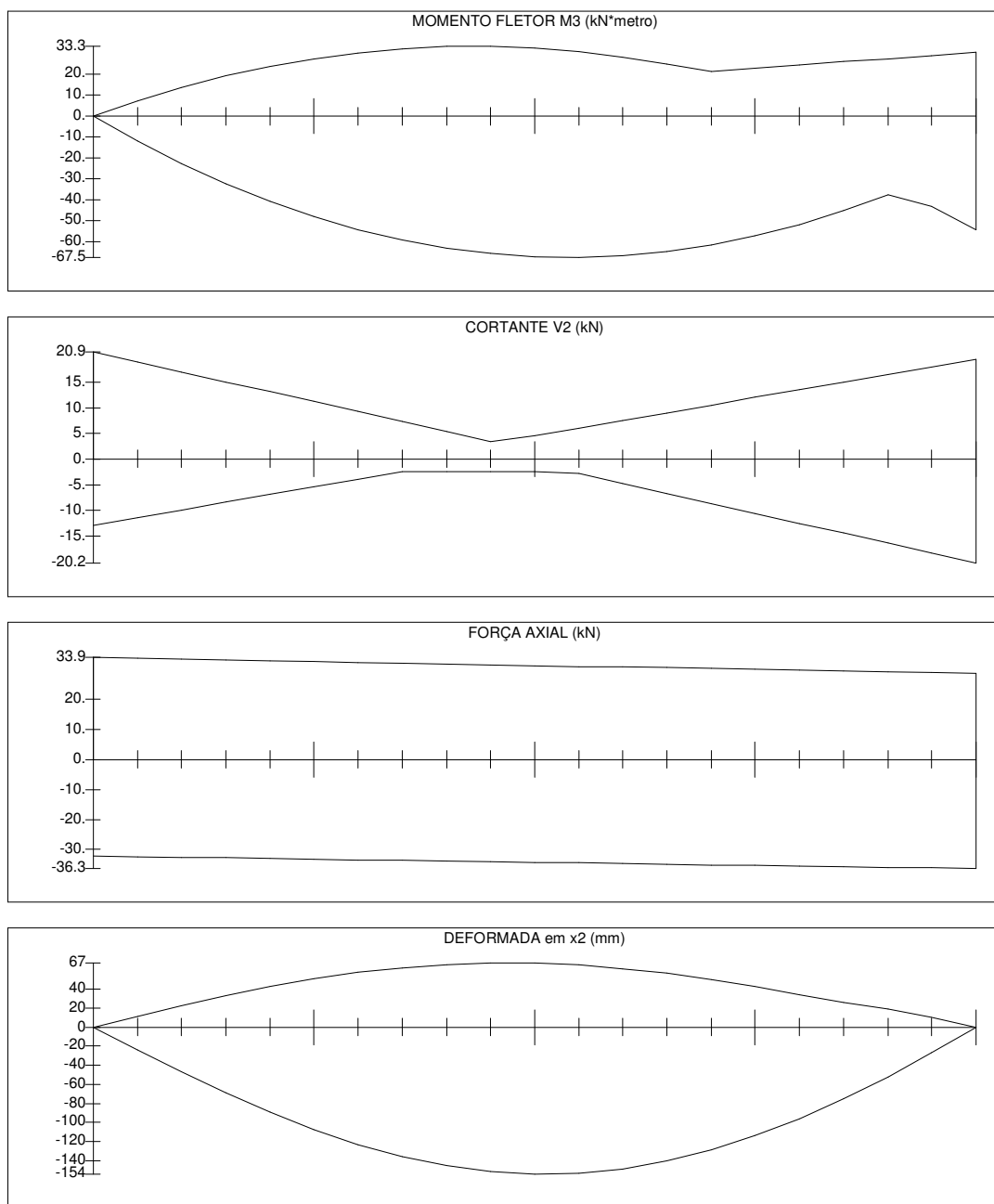


Figura 4-23. Envolvórias de esforços combinados no pilar externo C1

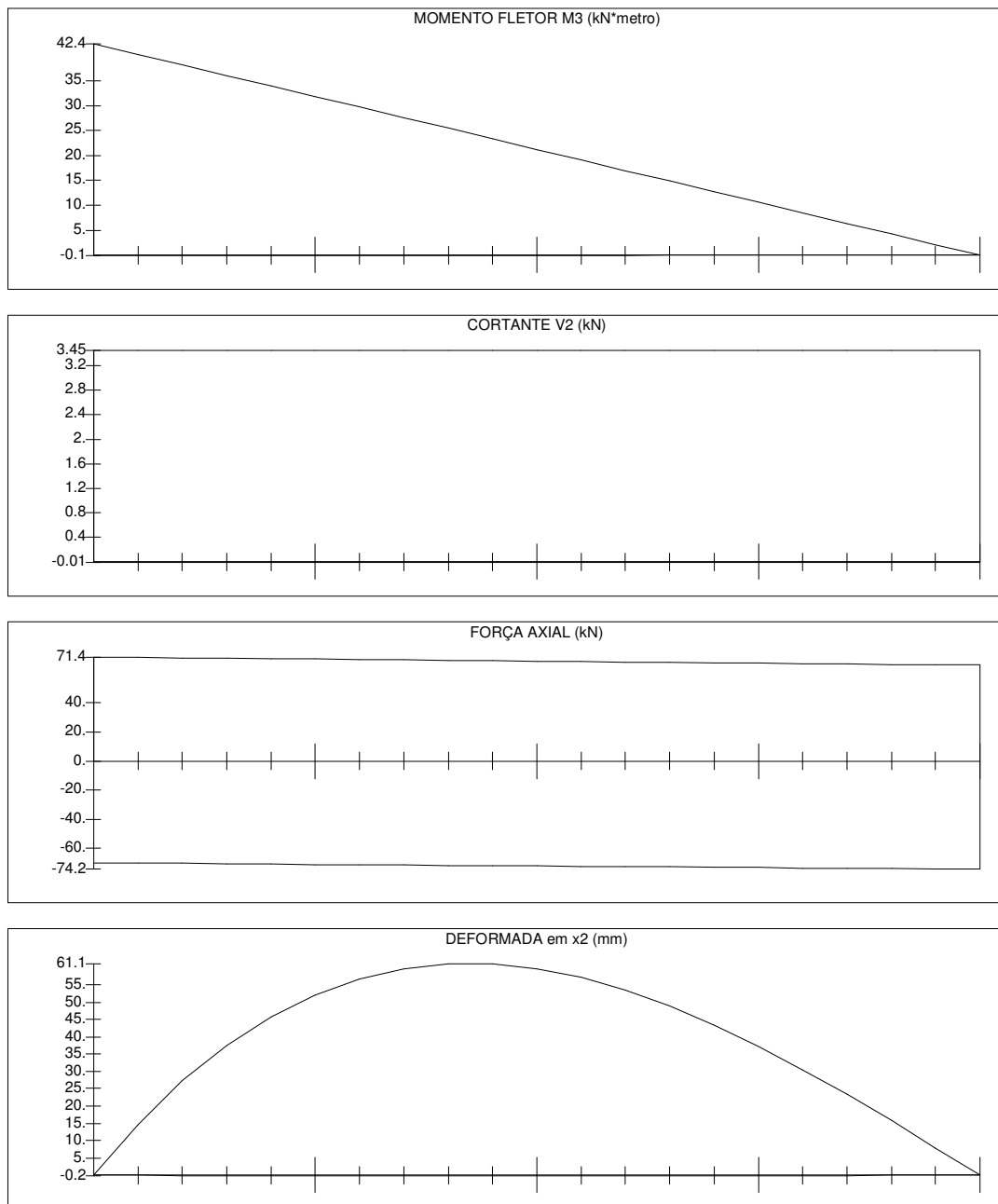


Figura 4-24. Envolvórias de esforços combinados no pilar externo C2

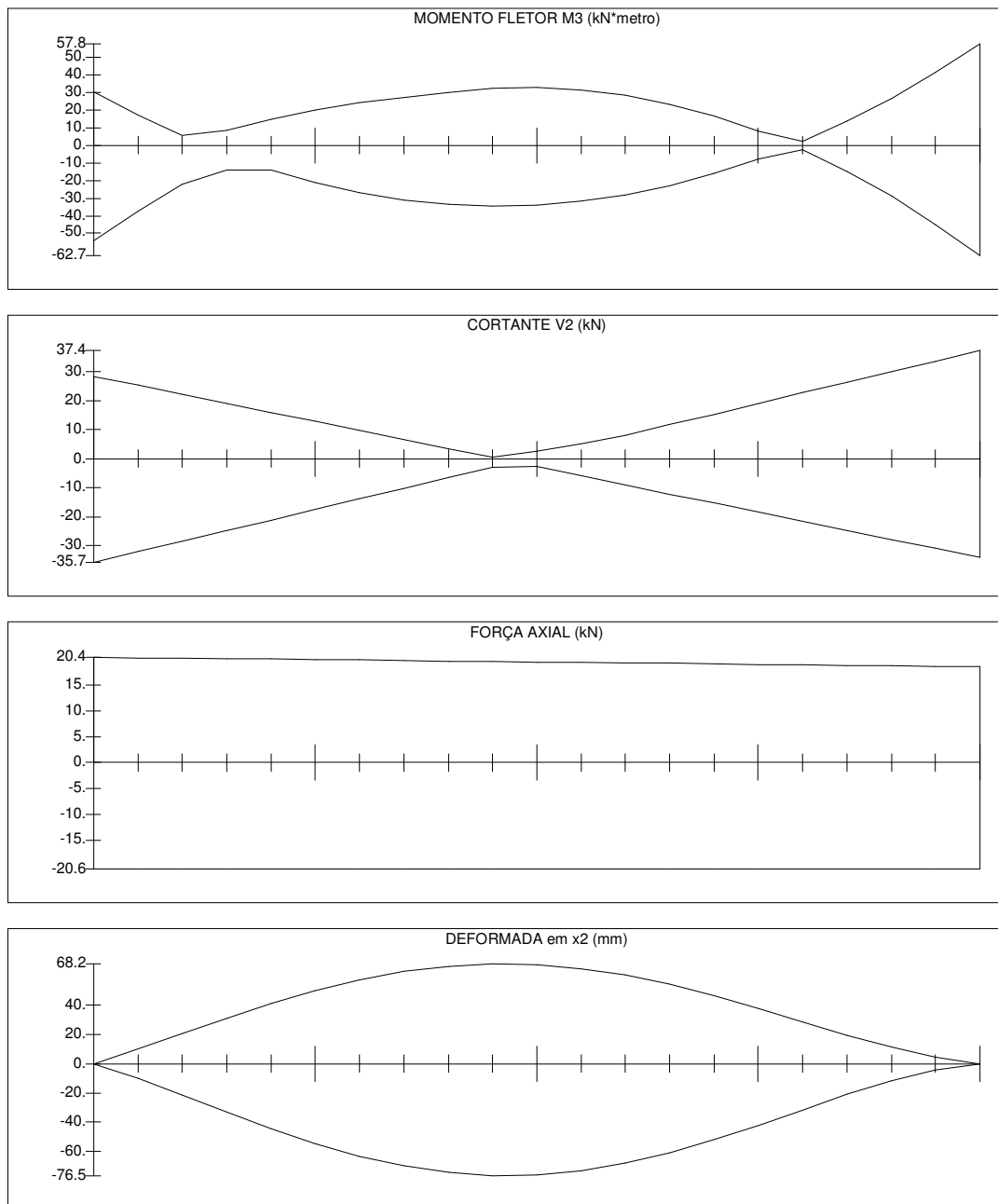


Figura 4-25. Envolvórias de esforços combinados no pilar externo V1

A partir dos diagramas, parte-se para o dimensionamento de cada elemento separadamente, utilizando o *software* VisualMetal. A Figura 4.26 mostra a entrada de dados e a obtenção dos resultados no VisualMetal.

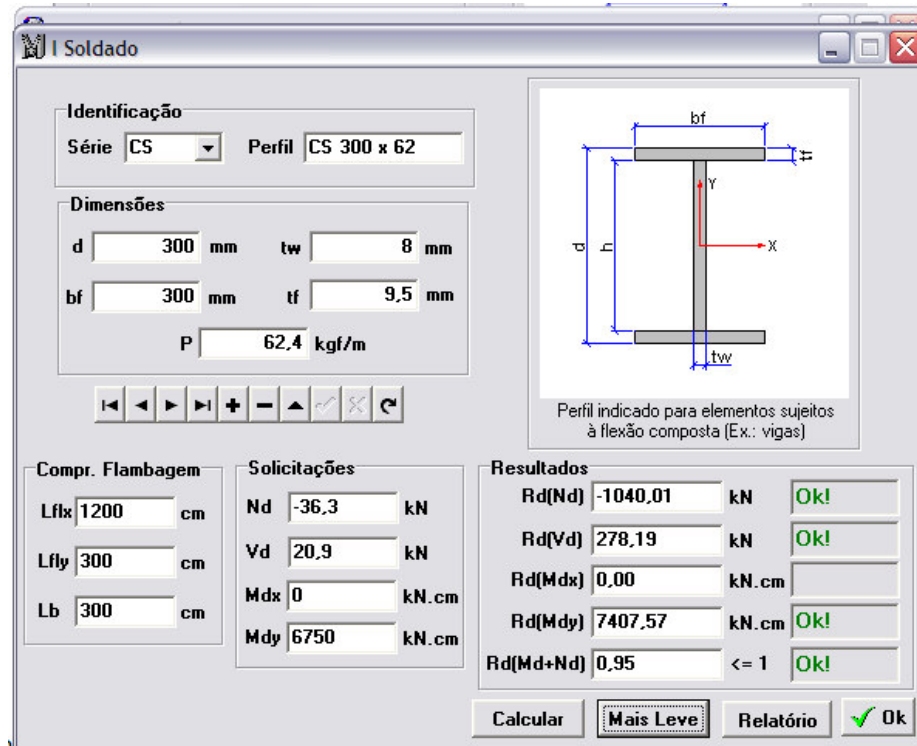


Figura 4-26. Dimensionamento da coluna C1 pelo software Visual Metal

Para o dimensionamento a tração, é verificada dois tipos principais de estados limites últimos: a verificação pela ruptura da seção líquida e o escoamento da seção bruta (que provoca deformação exagerada)

Peças solicitadas por forças normais de compressão estão sujeitas aos estados limites de instabilidade da barra como um todo (flambagem global) e de instabilidade local (flambagem local), fenômenos estes que ocorrem antes que seja atingido o colapso do elemento estrutural.

Elementos submetidos à flexão simples, geralmente vigas, tem a sua resistência comprometida pela flambagem local da alma (FLA), flambagem local da mesa (FLM) e ainda por flambagem lateral por torção (FLT). A FLA é causada pelas tensões normais, provocadas pelo momento fletor na alma dos perfis, a FLM é causada pelas tensões normais de compressão, provocadas pelo momento fletor na mesa comprimida. Já a FLT é a perda do equilíbrio no plano principal de flexão, por flexão lateral ou torção, provocando deslocamentos perpendiculares ao plano do carregamento.

Na Figura 4.27 estão os resultados do dimensionamento do pórtico principal.

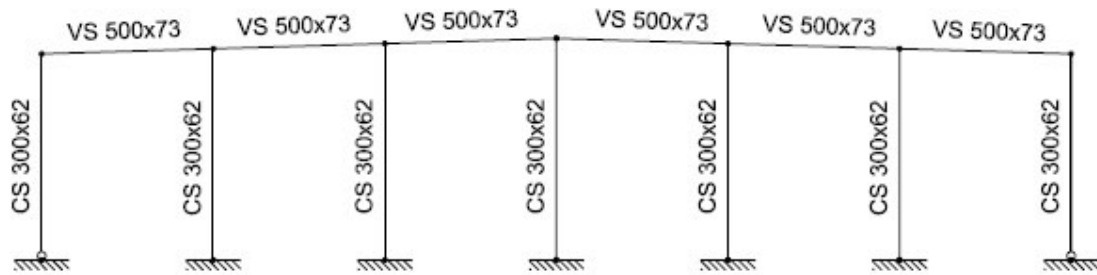


Figura 4-27. Seções do pórtico principal

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESISTÊNCIA AO FOGO DO PÓRTICO PRINCIPAL

5.1. Introdução

Em face do elevado custo da experimentação estrutural em incêndio, muito cedo se decidiu pela pesquisa de modelos analíticos que permitissem obter a resposta de estruturas submetidas a elevadas temperaturas. Os modelos mais simples eram baseados em um comportamento perfeitamente elasto-plástico do aço, estando os elementos estruturais isolados sob distribuição uniforme de temperatura em todo o seu volume.

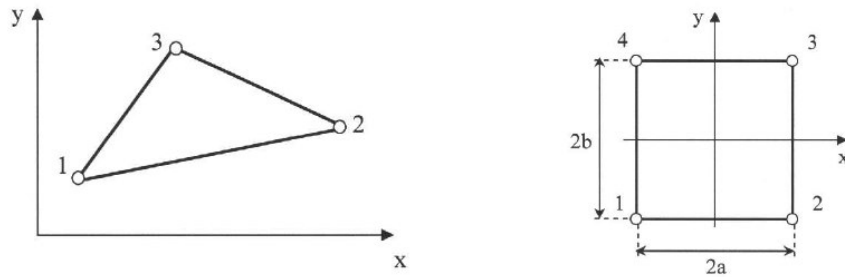
Uma alternativa ao uso direto do método avançado em escritórios de cálculo, que preserva uma precisão adequada, sem se fazer acompanhar de alta complexidade, é o emprego de resultados de estudos paramétricos.

O emprego sistemático de métodos avançados para a análise de determinada classe de estruturas permite determinar relações simples entre grandezas como a temperatura de colapso ou o tempo de resistência ao fogo e parâmetros definidores da estrutura. Estas relações são equações paramétricas cujos resultados têm uma significação estatística definida.

Neste capítulo serão modelados o pórtico principal e o sistema de fechamento lateral dimensionados no Capítulo 5, discretizados em elementos finitos e analisados em incêndio pelo programa Vulcan e pelo SAP 2000, respectivamente. A distribuição de temperaturas na seção perfis foi obtida pelo programa TASEF (WICKSTRÖM, 1990).

5.2. Análises térmicas

As análises térmicas são realizadas pelo software TASEF, que utiliza o Método dos Elementos Finitos para obtenção da evolução da temperatura na seção transversal do perfil em função do tempo. Nele, as seções transversais dos perfis são divididas em um número de elementos bidimensionais, conforme mostrado na Figura 5.1. As estruturas podem ser analisadas em incêndio padrão, dado pela NBR 5628 (1980), ou em incêndios naturais, dados pelo EC1 (1995), para qualquer tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), sem proteção passiva, com proteção passiva parcial ou com proteção total. Para cada TRRF definido na NBR 14432 (2000), o TASEF emitirá uma temperatura que será a temperatura de colapso da estrutura e que será um parâmetro de entrada para as análises estruturais.



(a) Elemento triangular de três nós

(b) Elemento retangular de quatro nós

Figura 5-1. Elementos finitos do TASEF

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 e

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

5.2.1. 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, 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 analisadas, 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 apresentados, 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 utilizem grupos de nós para introdução de diferentes emissividades em cada região do perfil. A Comiission of the European Communities (1993) sugere que a emissividade do perfil seja adotada de acordo com a Figura 5.2.

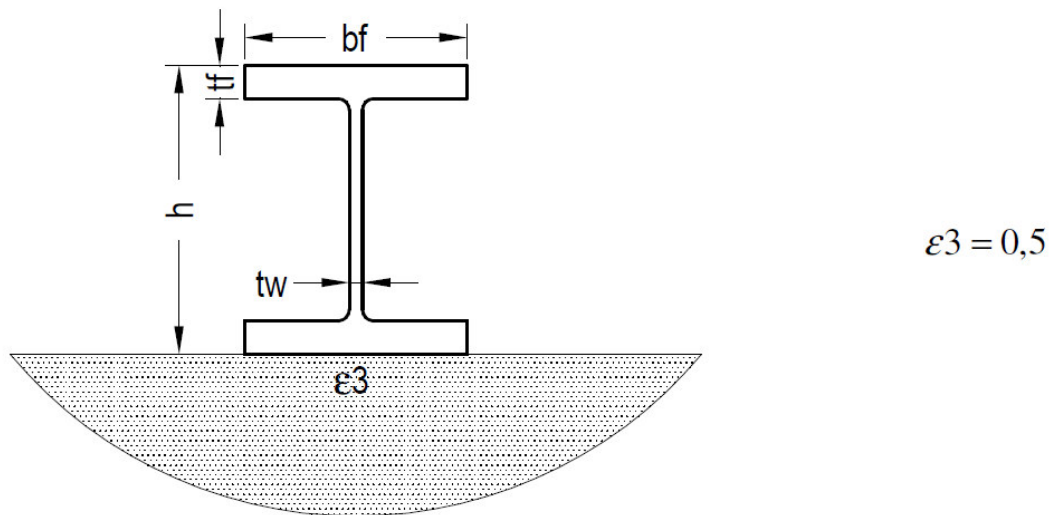
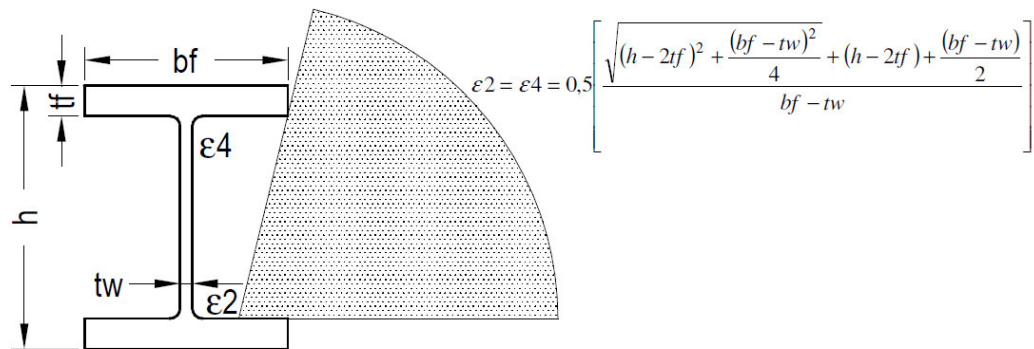
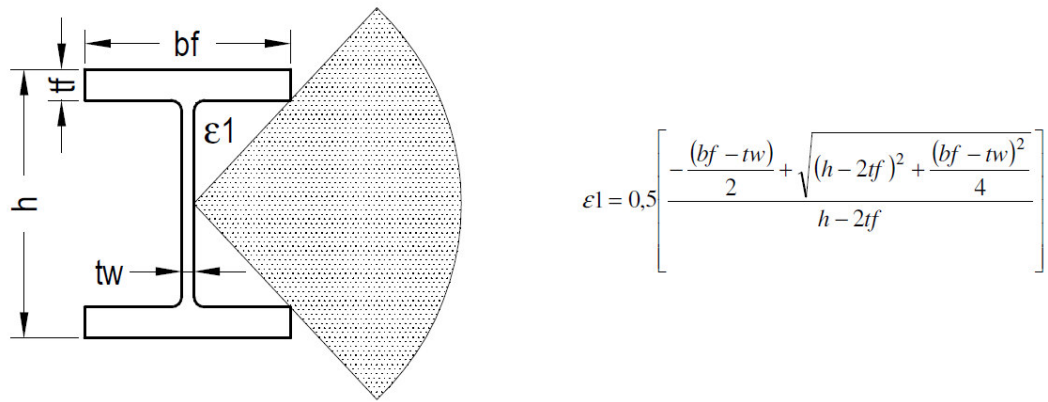


Figura 5-2. Determinação das emissividades em torno da seção transversal do perfil

As emissividades ilustradas na Figura 5.2 foram baseadas em estudos de Efeitos de Sombra e as equações apresentadas, na maioria dos casos, resultam em valores muito próximos aos adotados na Figura 5.3, principalmente nos casos em que a seção transversal do perfil é envolvida totalmente pelo incêndio, como nos casos dos pilares centrais do pórtico em estudo.

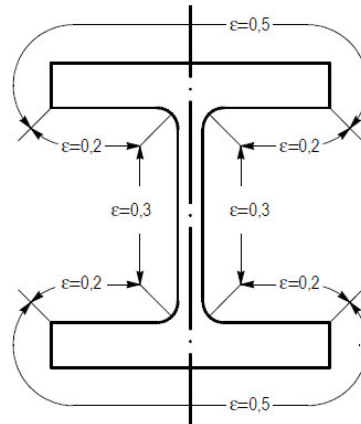


Figura 5-3. Emissividades nos pilares centrais

No caso do pilares extremos e das vigas de cobertura, devido à proximidade com as telhas de cobertura e do tapamento lateral em uma das faces do perfil, neste caso, em uma das mesas, terão valores de emissividades conforme descritos na Figura 5.4.

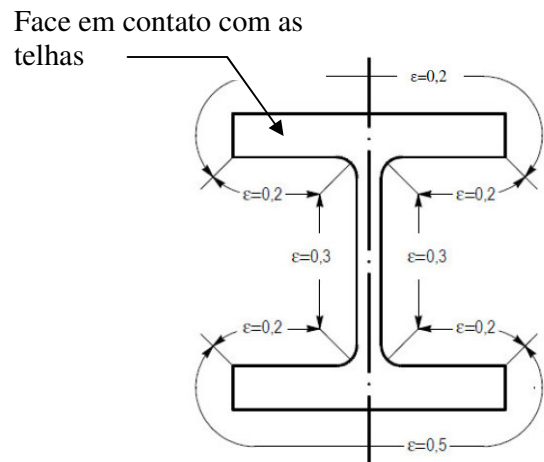
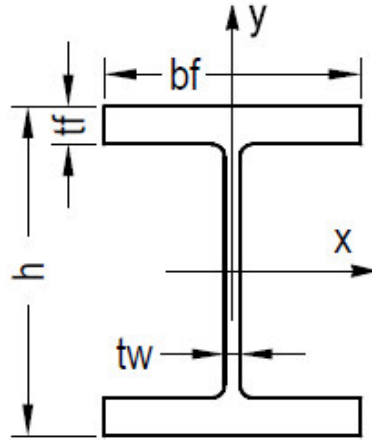


Figura 5-4. Emissividades nos pilares extremos e nas vigas de cobertura

5.2.2. Perfis sem proteção térmica

Neste item será apresentada a discretização das seções transversais dos perfis que compõem o pórtico principal, sem proteção térmica, Figura 5.5. Os perfis apresentam as seguintes dimensões:



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

Figura 5-5. Dimensões dos perfis do pórtico principal

A simetria do perfil e do carregamento térmico, considerando que o fogo incide nas duas faces do perfil, leva a uma economia de tempo de processamento, uma vez que é possível discretizar apenas 1/2 da seção transversal, conforme ilustra a Figura 5.6.

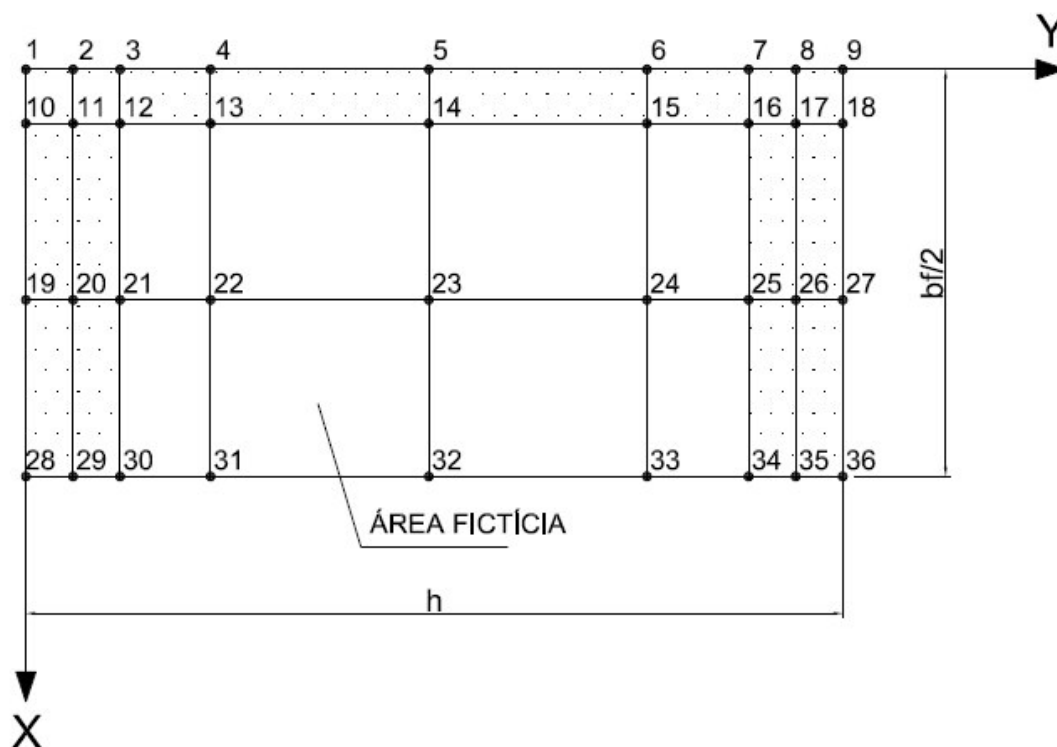


Figura 5-6. Discretização em elementos finitos da seção transversal dos perfis - sem proteção

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 5.6. Note-se 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 5.6, 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 5.6, 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.

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 5.7, a malha da seção transversal predefinida pelo VULCAN.

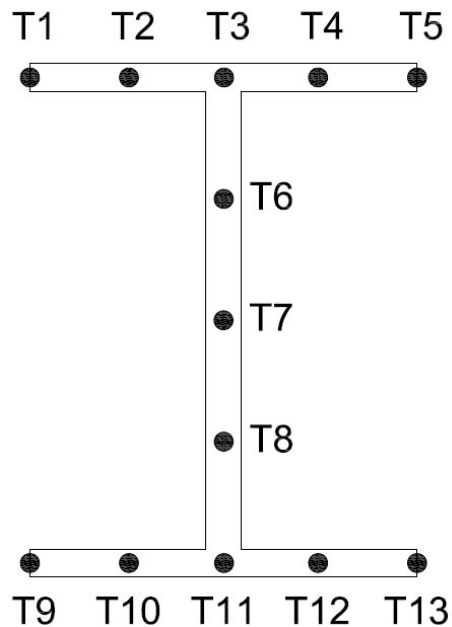


Figura 5-7. Malha da seção transversal predefinida pelo VULCAN

A malha da seção transversal do elemento de viga-coluna do VULCAN, como visto na Figura 5.7, 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	T3
4	T6
5	T7
6	T8
8	T11
20	T2 e T4
26	T10 e T12
29	T1 e T5
35	T9 e T13

O histórico de temperatura, em cada passo de tempo, nos nós de interesse dos perfis apresentados na Figura 5.5, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas, é mostrado na Tabelas 5.2, 5.3 e 5.4 e ilustrado nas Figuras 5.8, 5.9 e 5.10.

Tabela 5-2. Histórico de Temperatura do Perfil CS 300 x 62, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

PILAR DE CANTO					
Tempo (min)	T3 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T11 (°C)
0	20	20	20	20	20
6	291	301	302	295	257
12	544	550	551	538	487
18	687	691	690	681	639
24	752	753	753	749	723
30	801	803	803	799	774
36	853	853	853	851	828
42	881	881	881	881	871
48	903	903	903	903	897
54	922	922	922	922	918
60	939	939	939	939	935
66	954	954	954	954	951
72	968	968	968	968	965
78	980	980	980	980	978
84	992	992	992	992	989
90	1002	1002	1002	1002	1000
96	1012	1012	1012	1012	1010
102	1022	1022	1022	1022	1020
108	1030	1030	1030	1030	1029
114	1039	1039	1039	1039	1037
120	1047	1047	1047	1047	1045

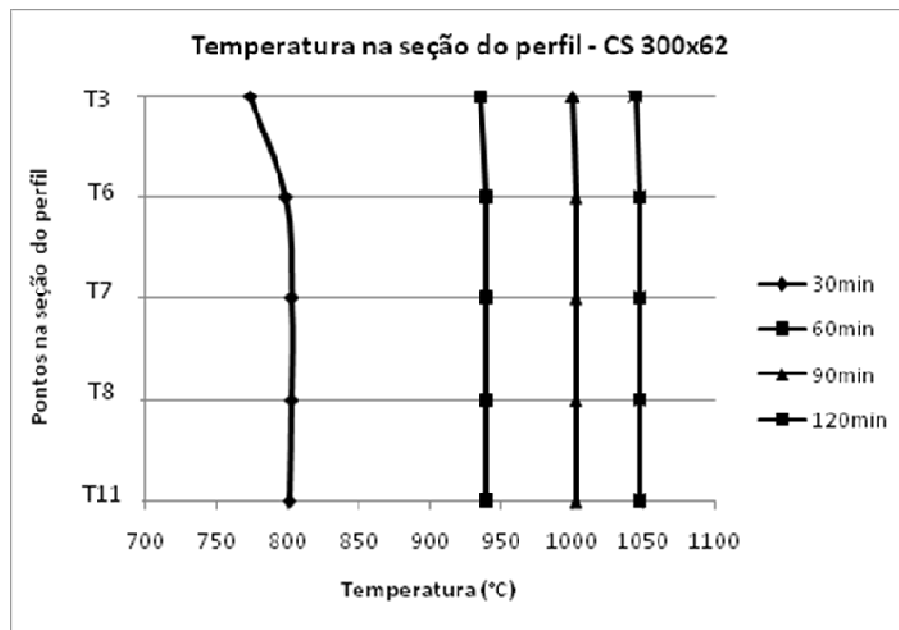


Figura 5-8. Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x62 – Pilar de canto – sem proteção.

Tabela 5-3. Histórico de Temperatura do Perfil CS 300 x 62, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

PILAR DE 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	543	551	553	551	543
18	687	691	692	691	687
24	751	753	753	753	751
30	801	803	803	803	801
36	852	853	853	853	852
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

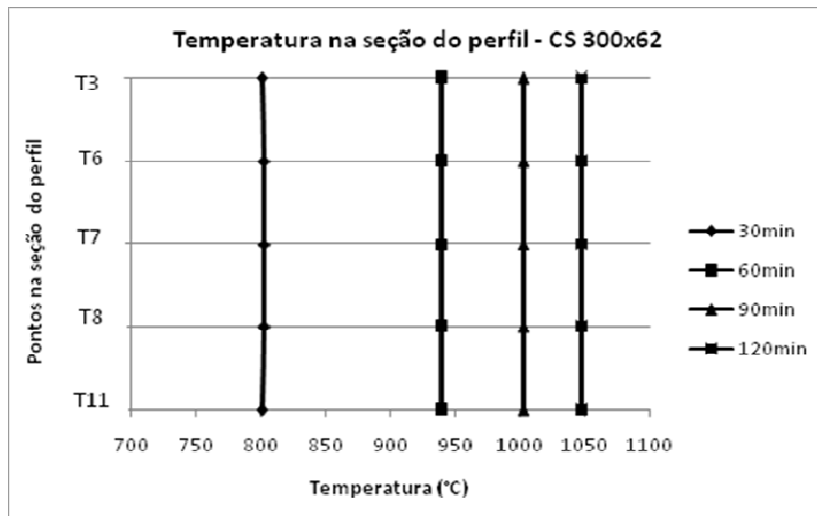


Figura 5-9. Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x62 – Pilar de centro – sem proteção.

Tabela 5-4. Histórico de Temperatura do Perfil VS 500 x 73, sem proteção térmica, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

VIGAS DE COBERTURA					
Tempo (min)	T3 (°C)	T6 (°C)	T7 (°C)	T8 (°C)	T11 (°C)
0	20	20	20	20	20
6	258	348	353	346	230
12	500	599	602	597	447
18	656	714	712	714	604
24	735	771	768	773	703
30	786	826	819	830	755
36	842	862	856	866	800
42	877	886	883	889	857
48	901	906	905	908	890
54	920	925	923	926	914
60	937	941	940	942	933
66	953	956	955	956	949
72	966	969	969	970	963
78	979	982	981	982	976
84	991	993	992	993	988
90	1001	1003	1003	1004	999
96	1011	1013	1013	1014	1009
102	1021	1023	1022	1023	1019
108	1030	1031	1031	1032	1028
114	1038	1040	1039	1040	1036
120	1046	1047	1047	1048	1044

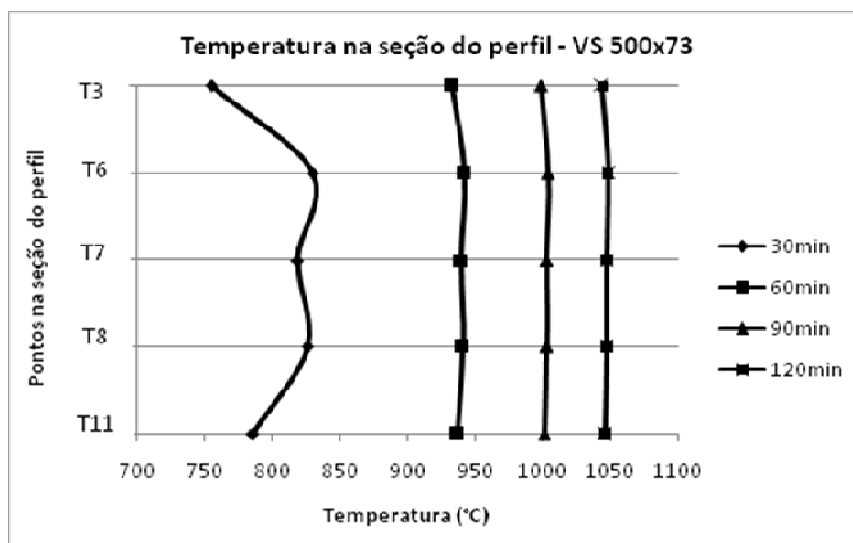


Figura 5-10. Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil VS 500x73 – Vigas de Cobertura – sem proteção.

5.2.3. Perfil com proteção térmica

O aço não protegido, em situação de incêndio, aumenta sua temperatura rapidamente. Por causa da redução de sua rigidez e resistência em temperaturas elevadas, uma estrutura de aço não protegida sujeita ao ataque do fogo pode tornar-se incapaz de suportar as cargas aplicadas. A utilização da proteção passiva em elementos estruturais é a forma mais simples de garantir a estabilidade estrutural, o que juntamente com a estanqueidade e o isolamento do compartimento, é requisito básico para a resistência ao fogo de tais elementos.

Devido ao exposto, optou-se em analisar o comportamento estrutural do pórtico principal totalmente protegido, com dois tipos diferentes de espessura de proteção, de 15 e 30 mm.

5.2.3.1. Características do material de proteção

A condutividade térmica do material de proteção, ou seja, sua capacidade de transmissão de calor de uma face à outra, é variável com a temperatura. Esta condutividade deve ser determinada através de ensaios realizados em laboratórios, e encontra-se disponibilizada pelos fabricantes dos revestimentos de proteção passiva.

Neste trabalho, o material de proteção utilizado é argamassa projetada constituída de cimento, areia e vermiculita, cuja densidade é de 260kg/m^3 . Sua condutividade térmica varia segundo a curva apresentada na Figura 5.11

O calor específico do material de proteção é a relação entre a quantidade de calor fornecida a certa massa do mesmo. A elevação de temperatura correspondente é, variável com a temperatura e seu valor também deve ser fornecido pelos fabricantes. Para o material de proteção utilizado neste trabalho, o calor específico varia conforme a curva apresentada na Figura 5.12. Os dados foram fornecidos pelo fabricante do material isolante utilizado.

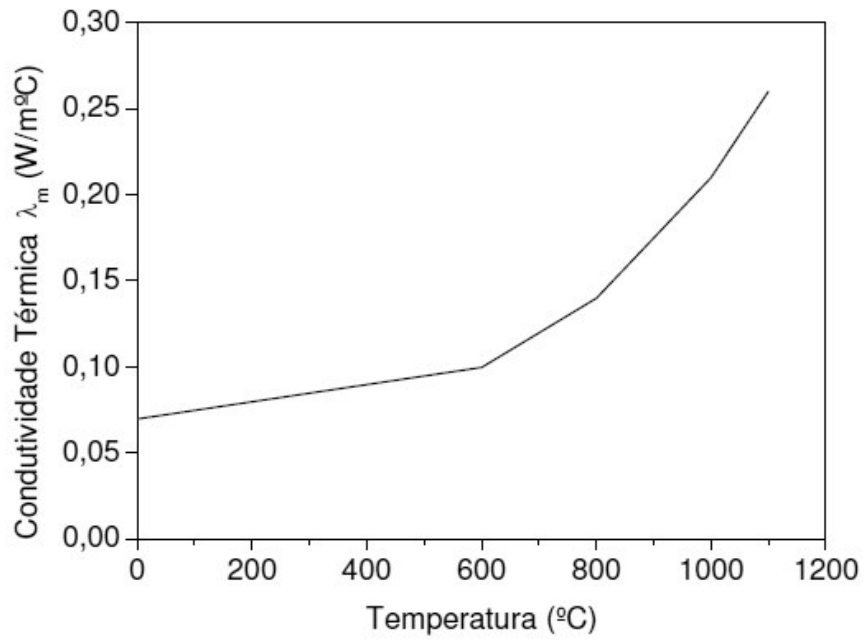


Figura 5-11. Condutibilidade térmica do material de proteção em função da temperatura

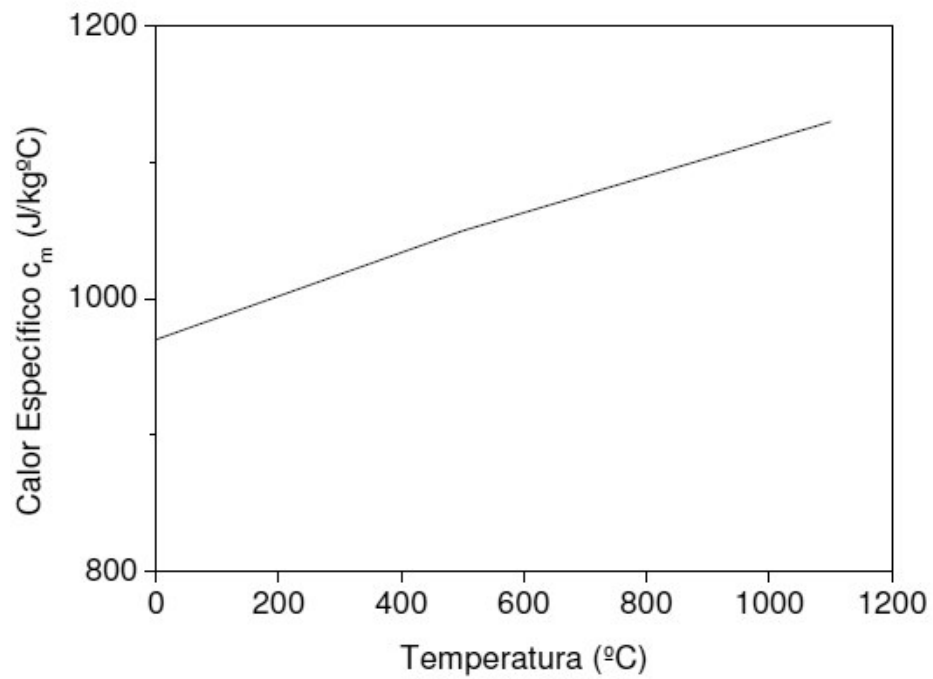


Figura 5-12. Calor específico do material de proteção em função da temperatura.

5.2.3.2. Perfis com proteção passiva de 15 mm de espessura

O mesmo procedimento utilizado para a obtenção das temperaturas nas seções transversais dos perfis sem proteção térmica será adotado para os perfis protegidos. A diferença está na introdução de uma camada de material isolante contornando todo o perímetro dos perfis em estudo, neste caso, a argamassa de proteção. Entram agora, também, os chamados nós de interface, que são os nós que se encontram no limite entre materiais diferentes, como os nós 2, 15, 28, 41, 54, etc. As propriedades térmicas do aço já estão na base de dados do programa. Como a argamassa de proteção utilizada neste trabalho não tem suas características térmicas no banco de dados do TASEF, faz-se necessário fornecer tais informações. O material de proteção utilizado nesta pesquisa é uma argamassa projetada constituída de cimento, areia e vermiculita, descrita no item 5.2.3.1.

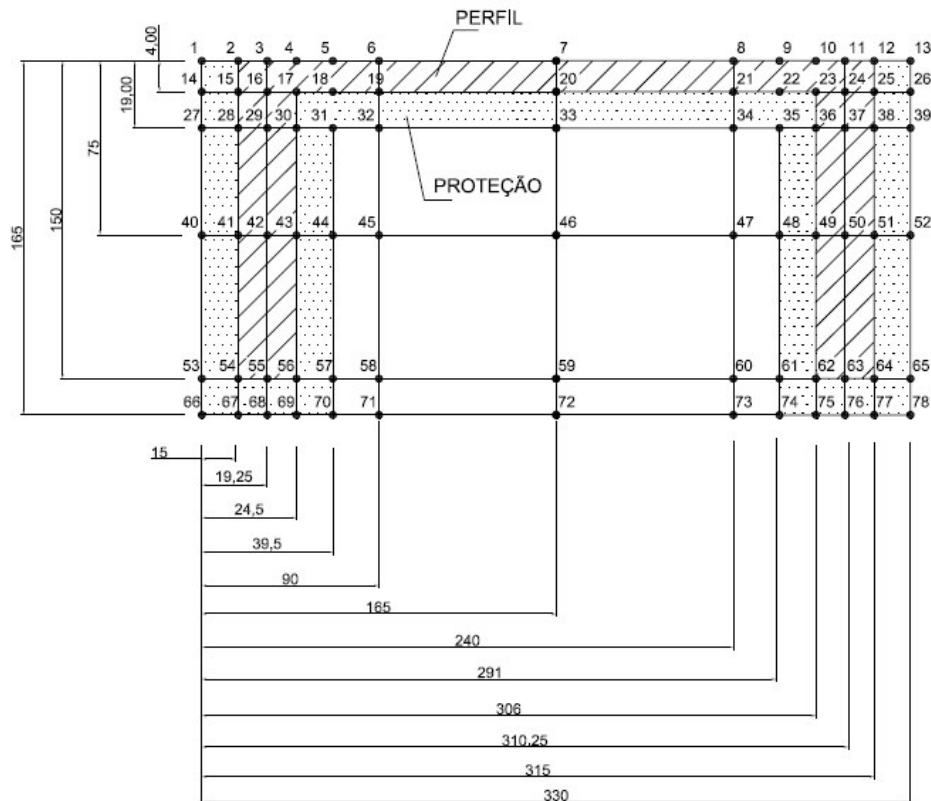


Figura 5-13. Discretização em elementos finitos do perfil CS 300x62 com espessura de proteção de 15 mm

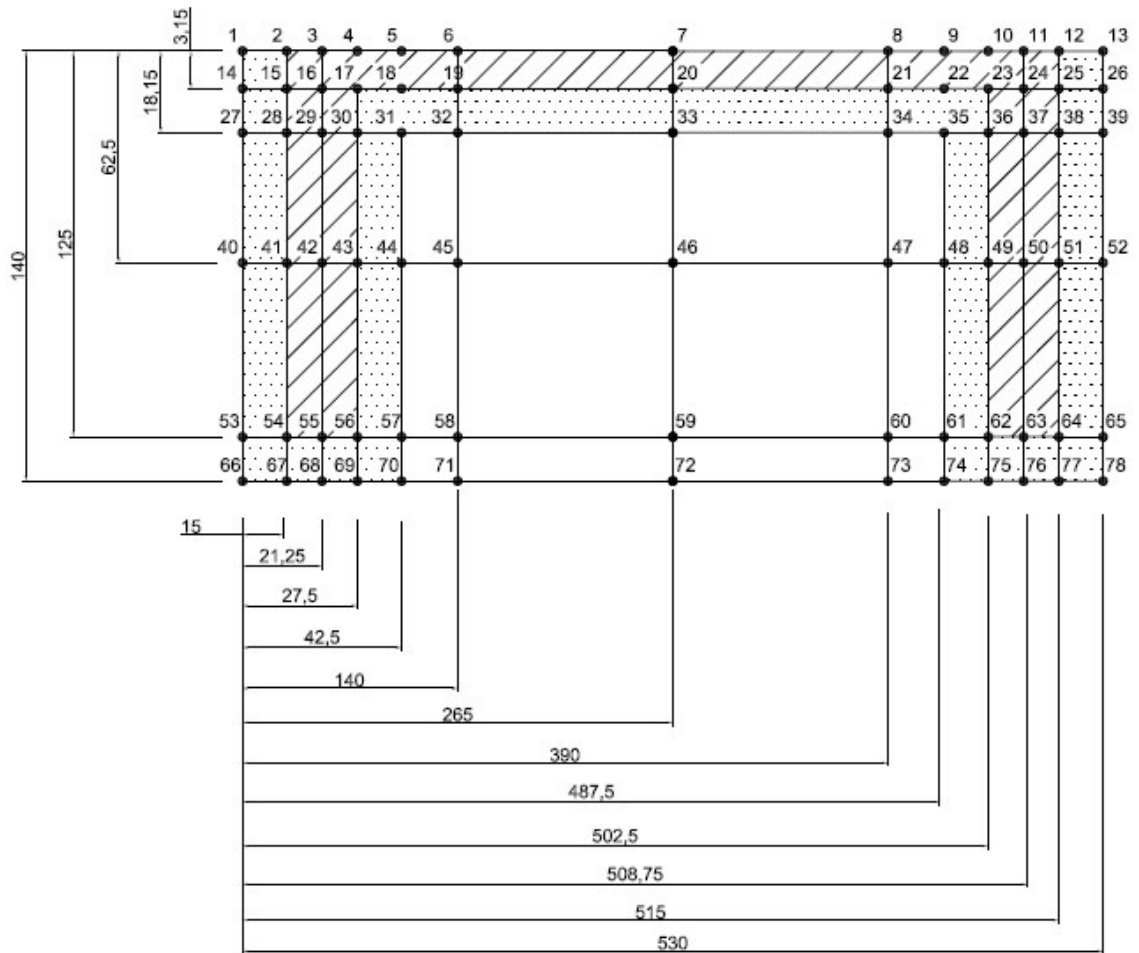


Figura 5-14. Discretização em elementos finitos do perfil VS 500x73 com espessura de proteção de 15 mm

As Figuras 5.15 a 5.17 mostram a elevação de temperatura nos perfis CS 300x62 dos pilares de canto e central, respectivamente, e para o perfil VS 500x73 das vigas de cobertura, de acordo com os dados fornecidos pelas Tabelas 5.5 a 5.7, com espessuras de proteção passiva de 15 mm.

Tabela 5-5. Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x62 – Pilar de canto – proteção de 15 mm, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

PILAR DE CANTO					
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	114	116	115	110
18	172	178	181	179	173
24	232	238	241	239	234
30	288	295	299	296	291
36	343	351	355	352	347
42	398	405	409	406	401
48	445	453	457	455	449
54	492	501	505	503	496
60	538	547	552	549	543
66	583	592	597	595	588
72	623	632	636	634	627
78	660	669	673	671	664
84	696	703	706	705	700
90	720	727	730	728	723
96	743	750	754	752	746
102	765	773	777	775	768
108	787	795	799	797	790
114	815	829	835	831	821
120	850	862	868	865	856

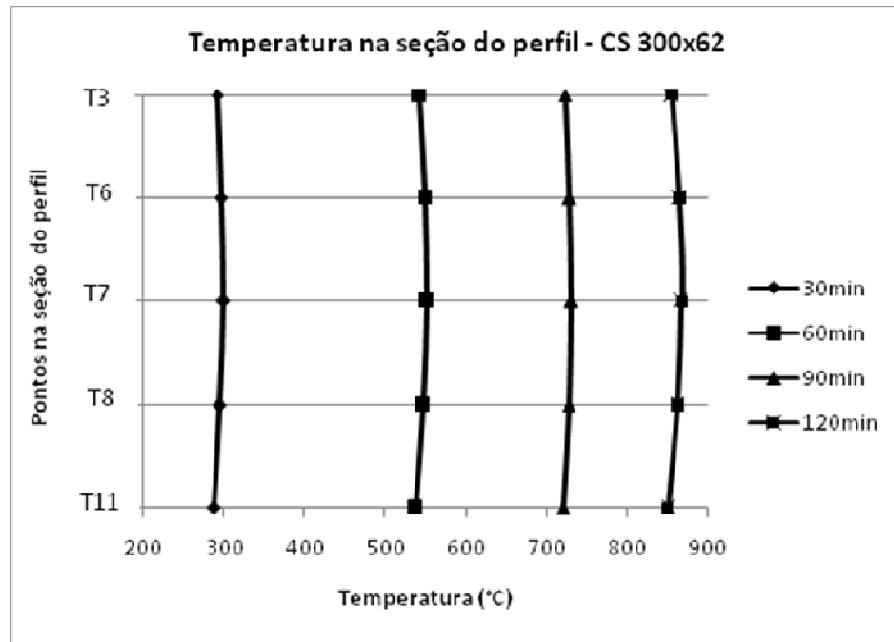


Figura 5-15. Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x62 – Pilar de canto – proteção de 15 mm.

Tabela 5-6. Histórico de Temperatura do Perfil CS 300x62 – Pilar de centro – proteção de 15 mm, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

PILAR DE CENTRAL					
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

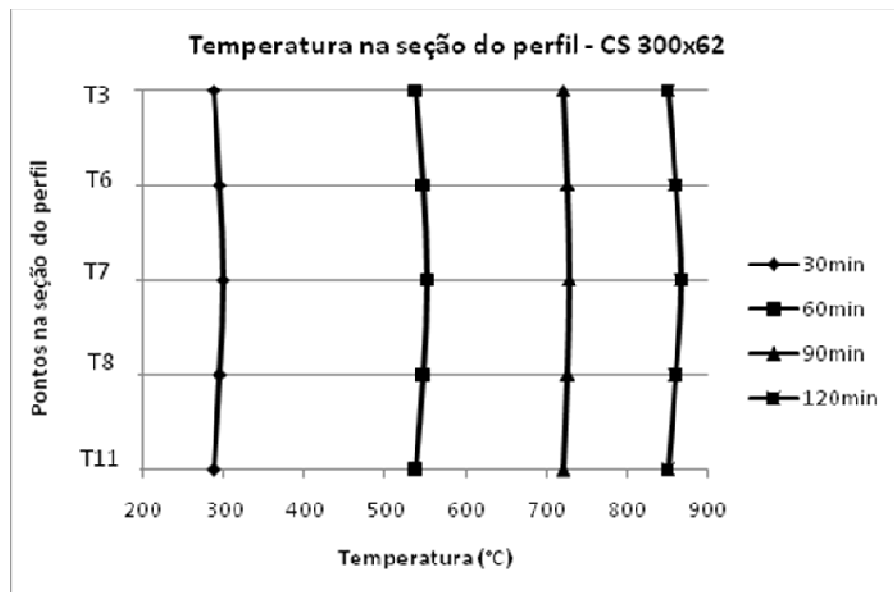


Figura 5-16. Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil CS 300x62 – Pilar de centro – proteção de 15 mm.

Tabela 5-7. Histórico de Temperatura do Perfil VS 500 x 73, com proteção de 15mm, submetido ao incêndio padrão durante 2 horas.

VIGAS					
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

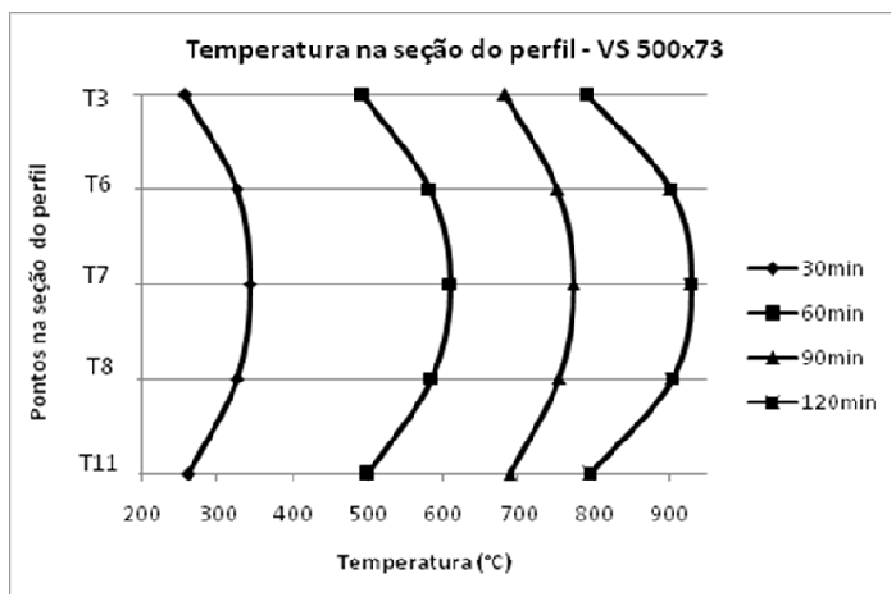


Figura 5-17. Distribuição de temperatura ao longo do tempo no perfil VS 500x73 – Viga de cobertura – proteção de 15 mm.

5.3. Análises estruturais

As análises estruturais foram realizadas pelo software VULCAN desenvolvido na Universidade de Sheffield, UK, baseado no Método dos Elementos Finitos. Para cada TRRF definido na NBR 14432 (2000) será retirada do TASEF uma temperatura que será a temperatura de colapso da estrutura. Investiga-se, então, no VULCAN, a carga máxima que a estrutura suporta naquela temperatura.

5.3.1. O software VULCAN

Nenhum método de análise estrutural teve aceitação tão ampla quanto o método dos elementos finitos. Após o seu surgimento e desenvolvimento, em paralelo com os computadores digitais, sua aplicação aos domínios mais desafiantes da Engenharia ocorreu rapidamente, com ampla validação experimental. Entretanto, comparativamente, sua aplicação à análise do comportamento estrutural em incêndio deu-se tardiamente.

Devido ao alto custo e às limitações físicas da experimentação em fornos para obtenção da resposta estrutural 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 avançados de modelamento 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).

A evolução dos modelos analíticos pode ser encontrada, de forma resumida no trabalho de Baley (1995) que considera trabalhos publicados a partir de 1967. Os primeiros modelos faziam uma estimativa da temperatura crítica de vigas de aço isoladas, sob distribuição uniforme de temperatura, através de modelos elasto-plásticos perfeitos, 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 implementado foi o FASBUS II (**F**ire **A**nalysis of **S**teel **B**uilding **S**ystems), Iding e Bresler (1981), cuja evolução levou à introdução de não-linearidades físicas e geométricas no modelo. O grupo de Engenharia de Incêndio da Universidade de Sheffield, Inglaterra, elaborou um programa denominado INSTAF, para análise de estruturas de aço em incêndio a partir de um programa para análise não-linear à temperatura ambiente.

O programa INSTAF foi originalmente desenvolvido na Universidade de Alberta, Canadá, para análise do comportamento em 2D de estruturas de aço à temperatura ambiente. Este programa utiliza elementos de viga-coluna que descrevem bem as características de não-linearidade física e grandes deslocamentos de estruturas de aço. Os termos de ordem mais elevada da relação deformação-deslocamento são retidos para permitir o tratamento exato do comportamento com grandes deslocamentos. Neste programa, formulações Lagrangeanas Totais são adotadas, de modo que grandes deslocamentos possam ser analisados. Para solucionar o problema não-linear o método iterativo de Newton-Raphson é usado, não permitindo, portanto, traçar o comportamento pós-crítico da estrutura de aço.

Najjar (1994) e Najjar e Burgess (1996) estenderam a formulação básica do INSTAF da análise 2D para a análise 3D. Neste programa, 8 graus de liberdade em coordenadas locais são usados para cada nó em um elemento unidimensional de 2 nós, conforme ilustrado na Figura 5.18. Estes 8 graus de liberdade em coordenadas locais incluem os seis graus de liberdade convencionais (três deslocamentos u, v, w e as três rotações q_x, q_y, q_z) além da primeira derivada do deslocamento axial u' e o ângulo de torção $q'z$ em relação ao respectivo eixo longitudinal, conforme mostra a Figura 5.19. A inclusão de u' permite que o efeito de grandes deslocamentos seja considerado. A inclusão de $q'z$ permite a simulação do empenamento e a flambagem lateral por torção.

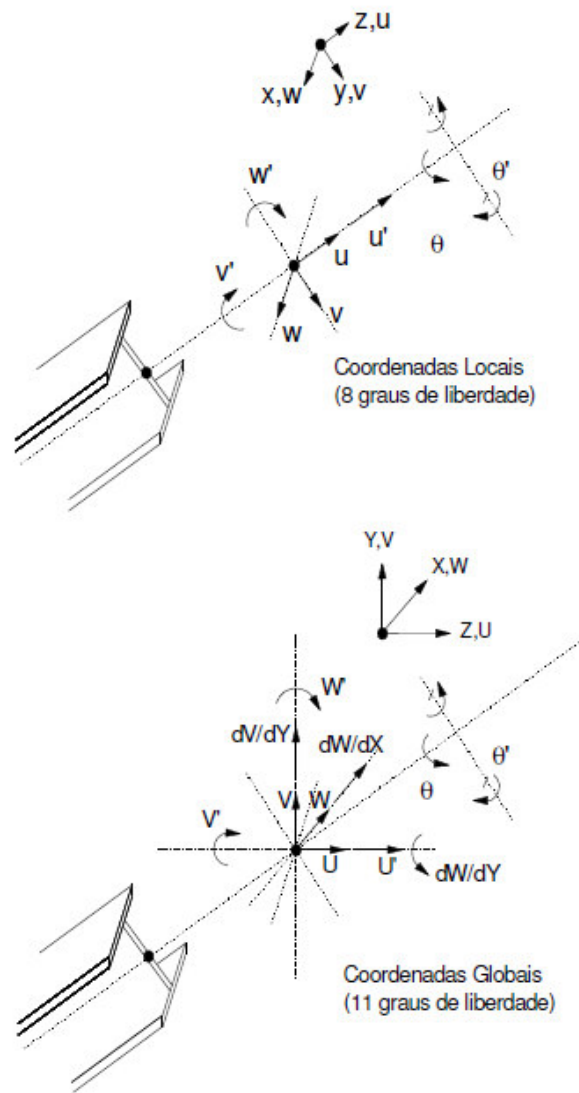


Figura 5-18. Elemento de viga-coluna do VULCAN com seus graus de liberdade em coordenadas locais e globais.

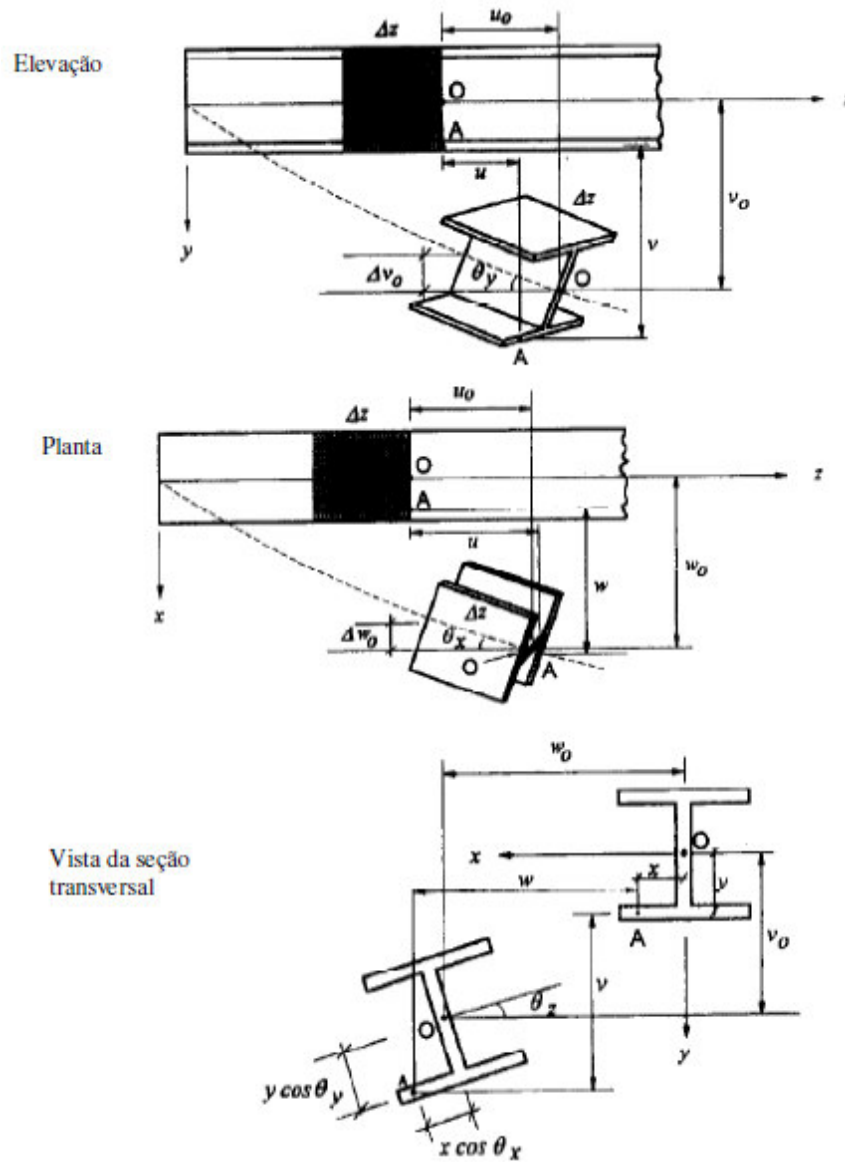


Figura 5-19. Deformações geométricas infinitesimais em um segmento Δz do elemento de Viga-Coluna.

Fonte: Najjar (1994)

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 aço estrutural composta com vigas de aço. Esta versão do programa foi denominada VULCAN.

O 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.

A laje é representada por um elemento de placa de quatro nós, com 5 graus de liberdade por nó (Figura 5.20). 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 5.21). 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.

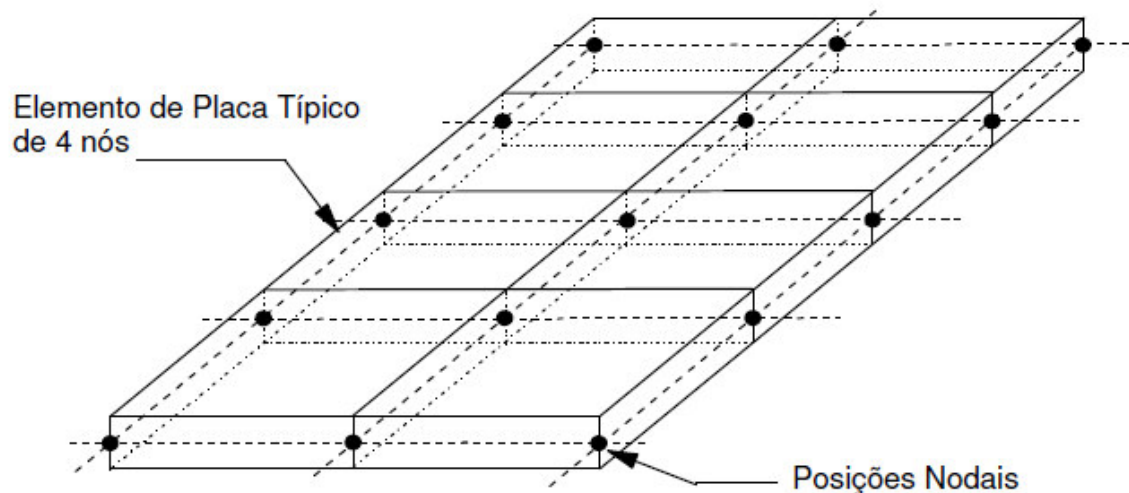


Figura 5-20. Discretização do elemento de placa do VULCAN.

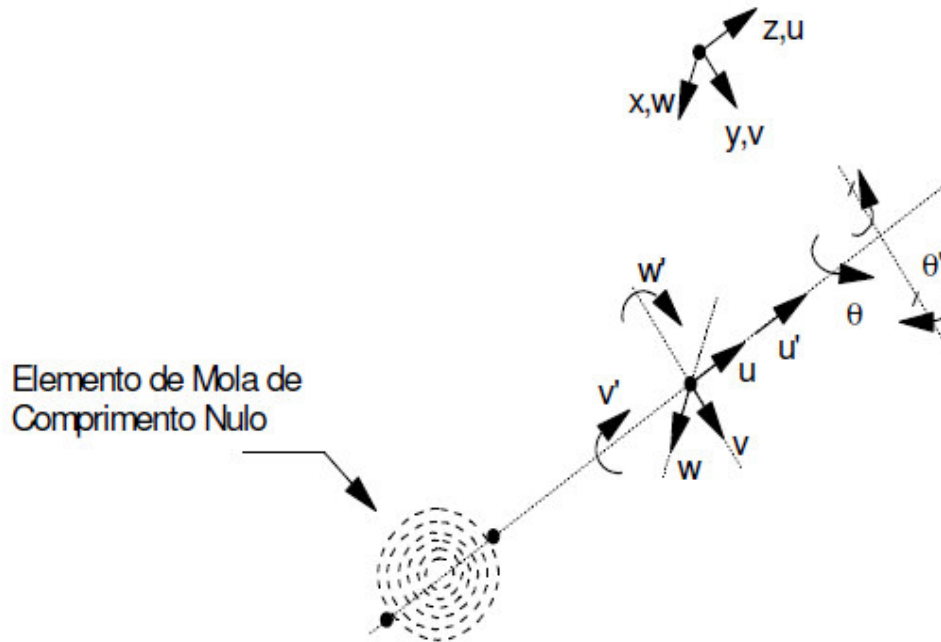


Figura 5-21. Graus de liberdade para o elemento de mola do VULCAN em coordenadas locais.

Como em qualquer solução de problemas contínuos em elementos finitos, o comprimento total da barra é dividido em diversos elementos, conectado entre si pelos pontos nodais. O eixo de referência é localizado no centróide da seção, calculado à temperatura ambiente, e permanece fixo. Os deslocamentos dos pontos nodais são as variáveis do problema. Funções de interpolação polinomiais cúbicas são utilizadas neste modelo para definir o deslocamento do eixo baricêntrico em relação ao eixo de referência no interior do elemento. A equação de equilíbrio do modelo para uma análise não-linear é dada por:

$$[K \times (\theta)] \times \{\Delta u\} = \{\Delta P\} \quad (5.2)$$

Onde:

$[K \times (\theta)]$ 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.

O problema da não-linearidade do modelo é resolvido pelo processo de Newton-Raphson modificado, que será tratado no próximo item.

Para permitir uma considerável variação de tensão, de deformação e de temperatura na seção transversal, esta é definida por 13 pontos nodais, o que a divide em 12 segmentos, conforme a Figura 5.22.

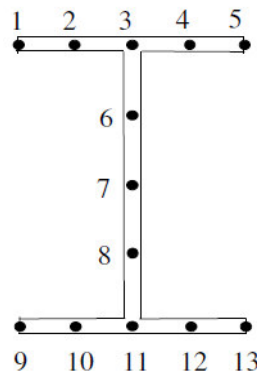


Figura 5-22. Malha da seção transversal com os pontos nodais nos quais deslocamentos, deformações e tensões serão definidos.

5.3.2. O emprego do Método de Newton-Raphson para elevadas temperaturas

A elevação de temperatura do aço provoca uma degradação das propriedades mecânicas do material. Assim, para cada valor de temperatura tem-se uma curva carga-deslocamento. Contudo, para evitar maior trabalho computacional, a análise é feita a partir de uma posição de equilíbrio, obtida para um valor de temperatura anterior à elevação. Assim, é realizada primeiramente a análise à temperatura ambiente, usando-se o método de Newton-Raphson Modificado. Obtidos o carregamento final e os deslocamentos correspondentes a uma posição de equilíbrio, estes valores são utilizados como ponto de partida para a análise sobre incrementos térmicos. Dando-se então um

incremento térmico, definido pelo TASEF, recai-se numa posição de desequilíbrio entre o carregamento externo mantido constante e as forças internas da estrutura, Figura 5.23. Os deslocamentos correspondentes à nova posição de equilíbrio são obtidos por meio de iterações, da mesma forma que no processo de Newton-Raphson à temperatura ambiente. Obtido um novo ponto de equilíbrio, dá-se outro acréscimo de temperatura e itera-se até convergir para outra posição de equilíbrio. O processo é repetido até que se obtenha a temperatura de falha da estrutura, conforme mostrado no item seguinte.

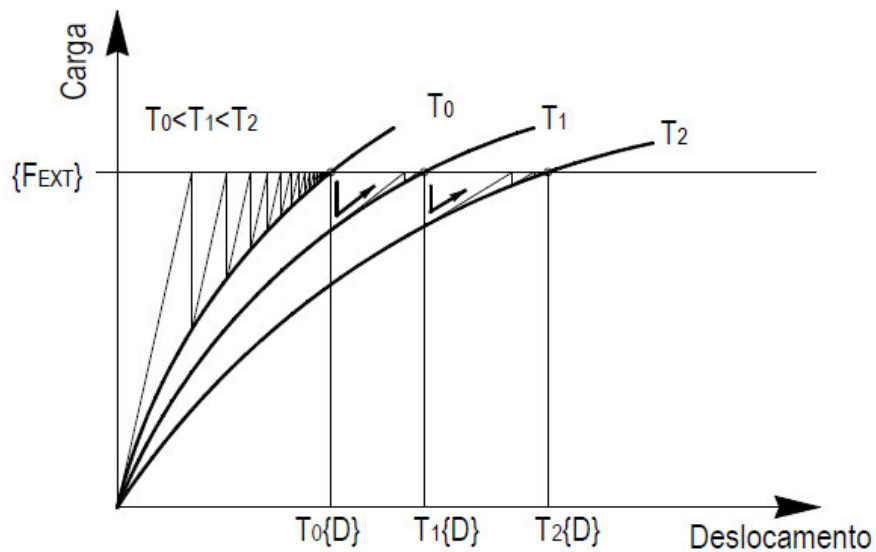


Figura 5-23. Método de Newton-Raphson para elevadas temperaturas

5.3.3. Identificação da falha estrutural

A cada iteração a matriz de rigidez da estrutura $[K]$ é montada e fatorada para obter-se os deslocamentos incrementais da estrutura. O processo adotado pelo VULCAN na solução do sistema de equações é a eliminação gaussiana. O colapso estrutural numérico é obtido quando a matriz de rigidez tornar-se indefinida, o que ocorre quando um ou mais pivôs negativos aparecem na diagonal principal da matriz de rigidez.

Um procedimento automático é adotado para que, uma vez identificada a falha, haja um refinamento nos incrementos de temperatura, de forma que a análise não finalize por

falha numérica. Assim, no início da análise, a temperatura é aumentada em incrementos pré-determinados, dados pelo TASEF. Em algum instante da análise, o VULCAN irá indicar a presença de pivôs negativos na eliminação. Isto é ilustrado na Figura 5.24, na temperatura T_{n+1} . Como se procura uma temperatura de falha mais refinada, retorna-se à temperatura de equilíbrio anterior e dá-se um novo incremento térmico de 50% do incremento anterior. O processo de retorno à posição anterior de equilíbrio e redução do incremento térmico a 50% do valor anterior é repetido cada vez que a falha é detectada, até que o valor do incremento seja menor ou igual a uma tolerância dada pelo usuário que, geralmente, é de 1°C, quando então o processo é encerrado e tem-se a temperatura de colapso da estrutura sob aquela condição de carregamento.

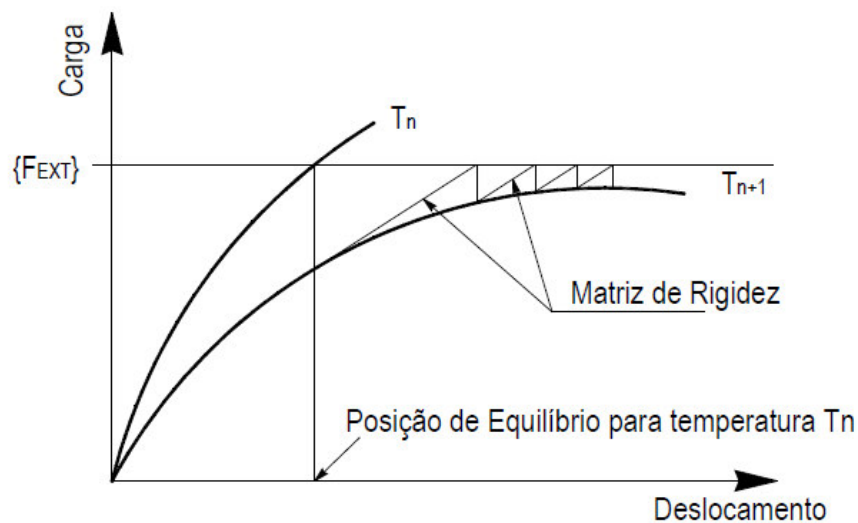


Figura 5-24. Refinamento no incremento de Temperatura pelo Método de Newton-Raphson

5.4. Análise estrutural do pórtico principal pelo VULCAN.

5.4.1. Discretização do modelo estrutural

Após a obtenção do histórico de temperaturas pelo TASEF, será realizada a discretização do pórtico principal, conforme a figura 5.25, de modo que possamos identificar e analisar os deslocamentos nos pontos de interesse fornecidos pelo VULCAN.

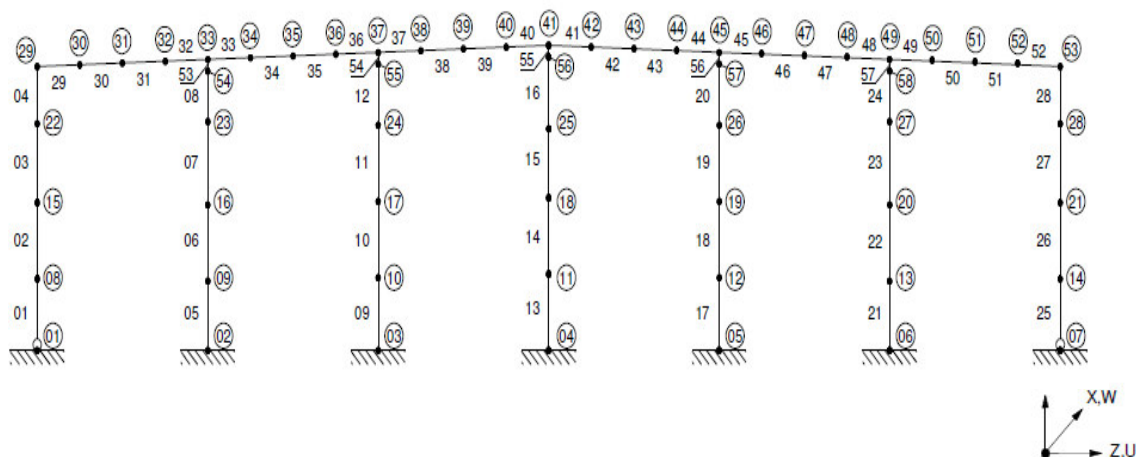


Figura 5-25. Discretização do pórtico principal no VULCAN

Foram introduzidos os nós de 54 a 58 no topo dos pilares internos para simular a continuidade da viga transversal, respectivamente nos nós 33, 37, 41, 45 e 49. Os elementos de barra gerados são o 53, 54, 55, 56 e 57. As coordenadas dos nós introduzidos é de 0.001mm menor que a dos nós das vigas, isto é, os elementos introduzidos têm altura muito reduzida, embora a seção transversal seja grande. Isto faz com que a rigidez EA seja grande e a rigidez EI seja muito pequena. Desse modo, o elemento introduzido tem capacidade de transmitir carga vertical para o pilar, mas não lhe transmite esforço transversal, isto é, simula-se uma rótula.

Nas Tabelas 5.8 e 5.9 são apresentadas as coordenadas dos nós 54 a 58 e as conectividades dos novos elementos de barra, respectivamente.

Tabela 5-8. Coordenada nós 54 a 58 - Topo dos pilares internos

Nó	Coordenadas		
	z=u	y=v	x=w
54	10.000,0000	12.299,9990	0,0000
55	20.000,0000	12.599,9990	0,0000
56	30.000,0000	12.899,9990	0,0000
57	40.000,0000	12.599,9990	0,0000
58	50.000,0000	12.299,9990	0,0000

Tabela 5-9. Conectividades dos novos elementos de barra

Elemento	Nó 1	Nó 2
53	54	33
54	55	37
55	56	41
56	57	45
57	58	49

As condições de contorno são dadas por nó na Tabela 5.10 para a estrutura situada no plano U-V ou Z-Y. Observa-se que os nós 1 e 7 têm dv/dz livre para simular a rótula da base dos pilares externos. Os pilares internos têm as bases (nós de 2 a 6) completamente engastadas. Os nós de 9 a 27 são internos dos pilares e têm deslocamentos u e v livres, rotação no plano livre e encurtamento (dv/dy) também livre.

O nó 29 é a extremidade da esquerda da viga transversal e o topo do pilar externo esquerdo. Esse nó tem dv/dy restringido, de modo a liberar o esmagamento da viga; os deslocamentos u e v são livres; w é impedido, ou seja, não permitindo o deslocamento no eixo x (para fora do plano); dv/dz é impedido, simulando o comportamento de uma ligação é rígida.

O nó 59, extremidade da viga transversal e topo do pilar direito, é idêntico ao 29. Os nós da viga transversal que são o apoio da viga nos pilares internos representam a continuidade da viga e a rótula na cabeça dos pilares internos. Nesses casos, somente o deslocamento v é permitido. Os nós de 54 a 58 são as cabeças dos pilares internos e permitem o encurtamento dos pilares (dv/dy), os deslocamentos u e v e a rotação.

Tabela 5-10. Condições de contorno.

Nós	dv/ dy	dw/dx	dw/dy	twist	warp	u	v	w	dv/dz	dw/dz	du/dz
1, 7	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1
2 a 6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8 a 28	0	1	1	1	1	0	0	1	0	1	1
29 a 59	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1
33, 37, 41, 45 e 49	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1
54 a 58	0	1	1	1	1	0	0	1	0	1	1

5.4.2. Introdução dos esforços nodais

Em seguida foram inseridos os esforços referentes à sobrecarga e as cargas permanentes dos elementos de cobertura (telhas, terças, etc...) aplicados nos nós localizados nas vigas onde serão apoiadas as terças de cobertura e ao peso próprio das colunas e vigas do pórtico principal.

As diretrizes para a obtenção dos esforços solicitantes, combinações de carregamento e dimensionamento dos elementos estruturais, foram descritos no Capítulo 04. As figuras 5.26 e 5.27 mostram as forças nodais correspondentes ao peso próprio dos componentes da cobertura (telhas, tirantes e terças) e do pórtico principal, respectivamente, aplicadas no modelo estrutural discretizado no VULCAN.

Vale ressaltar, que a unidade de força utilizada pelo VULCAN é o Newton (N) e que o mesmo permite que sejam inseridos apenas carregamentos nodais (pontuais).

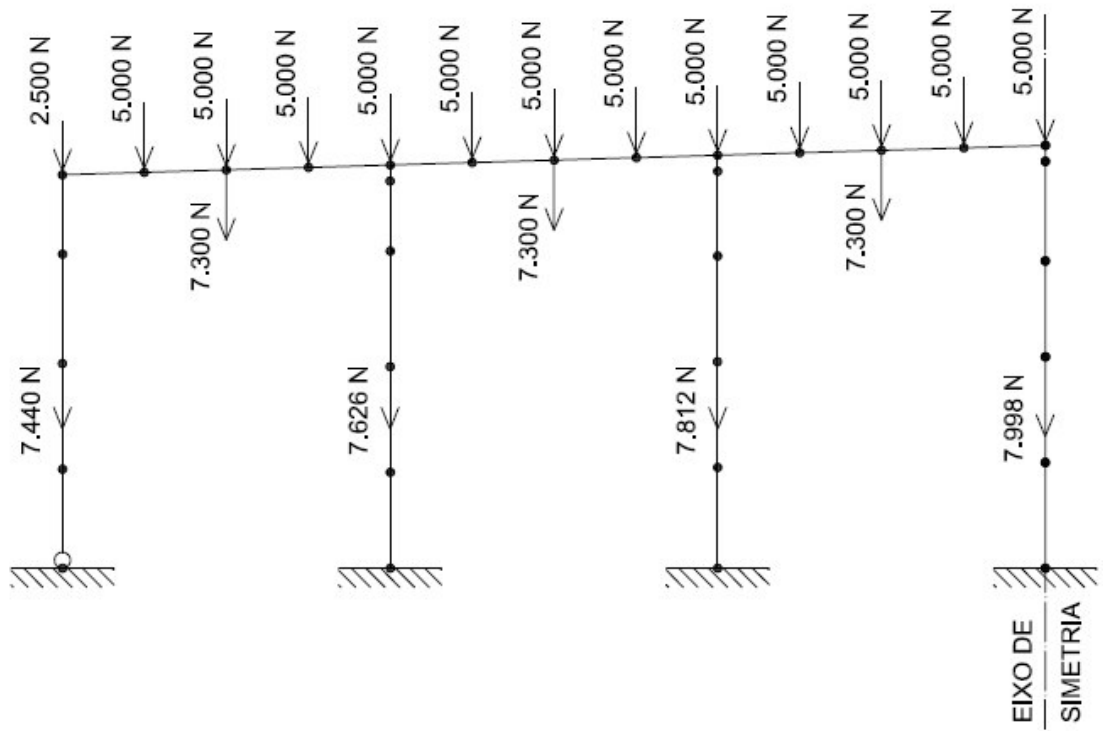


Figura 5-26. Carregamentos nodais – Peso próprio

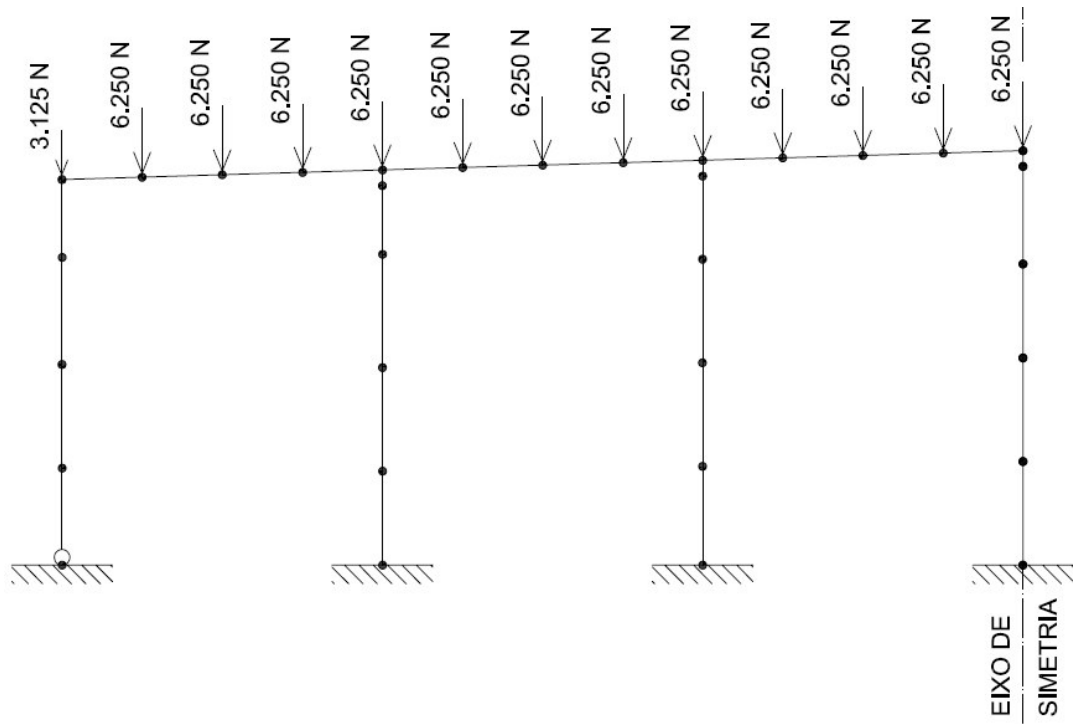


Figura 5-27. Carregamentos nodais – Sobrecarga da cobertura

Após a determinação das ações atuantes na estrutura, peso próprio e sobrecarga, realizou-se a combinação dos carregamentos segundo a NBR 14.323 (2003), podendo ser expressa por:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} \times F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,42 \times F_{Qk} \quad (5.3)$$

Onde:

- $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes diretas;
- $F_{Q,exc}$ é o valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;
- F_{Qk} é o valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação;
- γ_{gi} é o valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas, igual a 1,0 para ações permanentes favoráveis e dado pela tabela 5.5. Adotaremos o valor $\gamma_{gi} = 1,10$.

Tabela 5-11. Coeficientes γ_{gi} para ações permanentes diretas consideradas separadamente

Peso próprio de estruturas metálicas	1,10
Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15
Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15
Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15
Elementos construtivos industrializados com adições “in loco”	1,20
Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30
¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.	
²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.	

Fonte: NBR 14323:2003

Os esforços devidos ao vento não foram considerados nas combinações das ações, sendo empregados apenas no dimensionamento de elementos de contraventamento, de

modo a manter a estabilidade do edifício durante o incêndio. Nestes casos, adotada-se a expressão (5.4) para combinação de ações devidas ao vento:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gt} \times F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,10 \times F_{Wk} \quad (5.4)$$

Onde F_{Wk} é o valor característico das ações devidas ao vento, determinadas conforme a NBR 6123.

A Figura 5.28 mostra as forças resultantes da combinação de carregamentos atuantes no pórtico principal segundo a expressão (5.3).

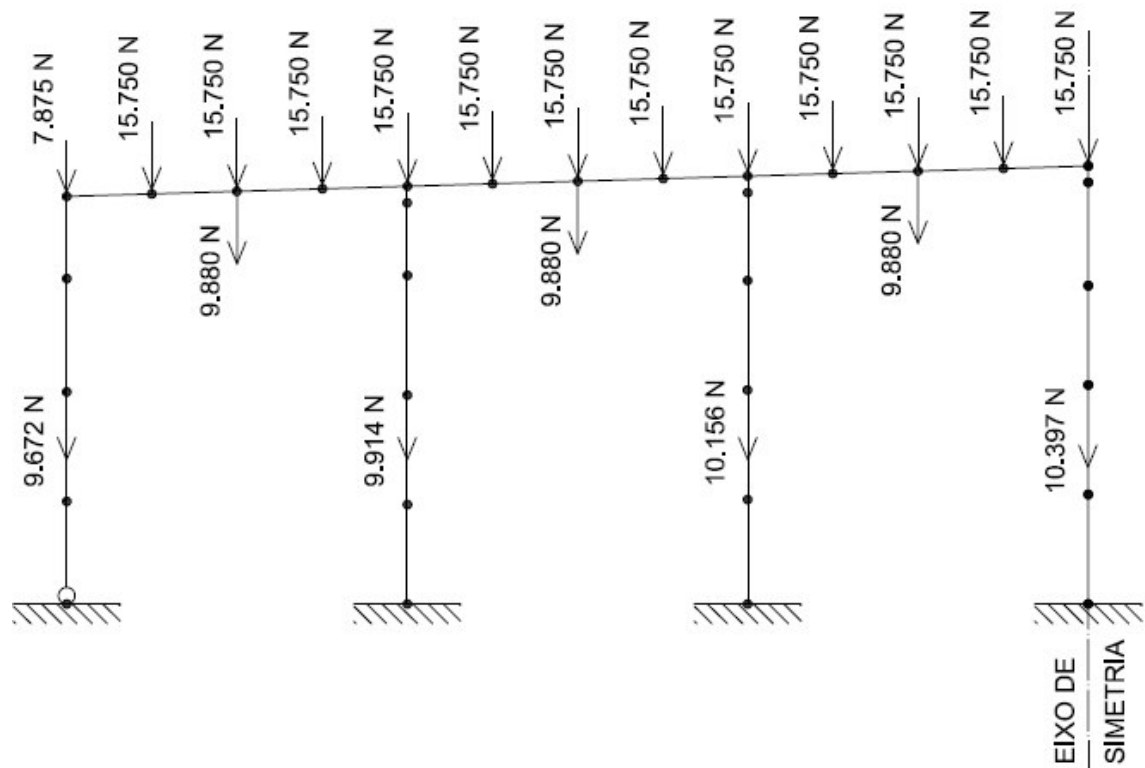


Figura 5-28. Carregamentos combinados atuantes no pórtico principal

5.4.3. Cenário de incêndio considerado

O cenário de incêndio considerado, Figura 5.29, 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 (1980). 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 (WICKSTRÖM, 1979).

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 5.29.

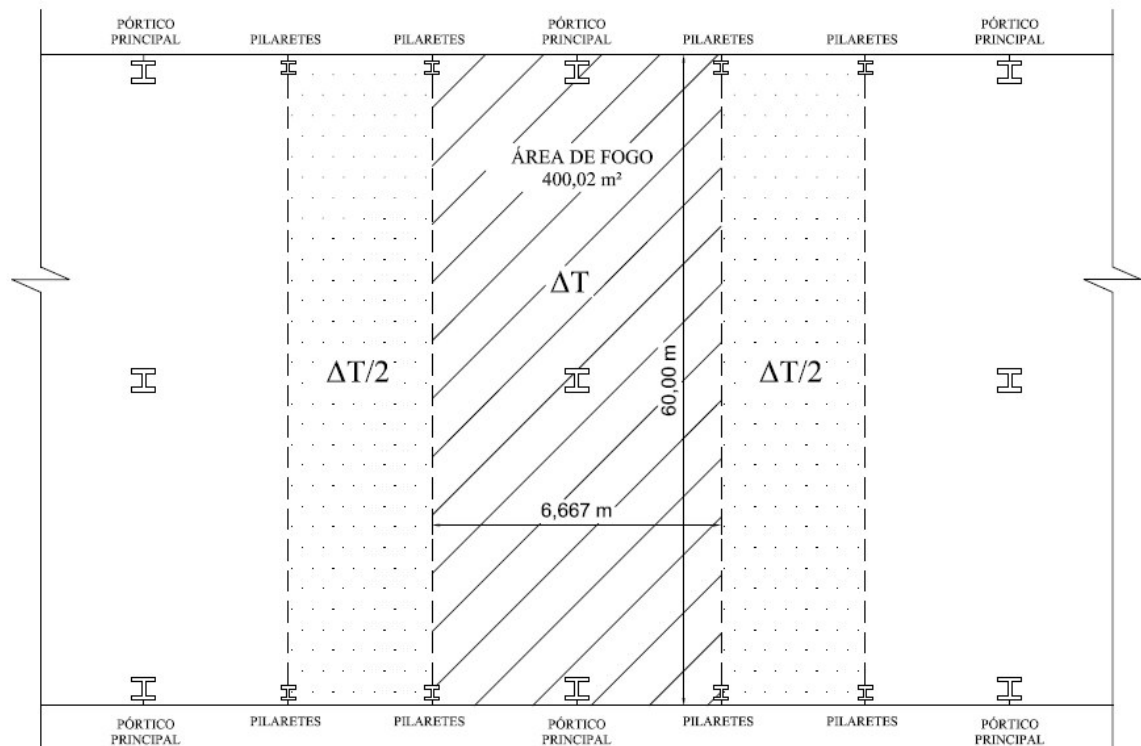


Figura 5-29. Cenário de incêndio (vista em planta)

5.4.4. Resultados do VULCAN

5.4.4.1. Pórtico sem proteção

A análise foi realizada com a inserção dos carregamentos verticais e a distribuição de temperaturas (obtidas no TASEF) no arquivo de entrada *S.dat* do VULCAN. Os deslocamentos do centro do pilar externo esquerdo (nó 15 a 6,0m de altura) são dados na Figura 5.30. Os deslocamentos horizontais são crescentes “para fora” (sentido negativo) até um valor máximo de 68,62 mm aos 546°C, ponto a partir do qual o nó central do pilar se move no sentido positivo ou “para dentro”. Os incrementos de deslocamentos com a temperatura tornam-se sucessivamente mais elevados e a 705°C observa-se o *run away* (grandes deslocamentos para pequenos incrementos de temperatura) característico da flambagem lateral. Os deslocamentos verticais são crescentes com a temperatura, mas não há sinal de esmagamento.

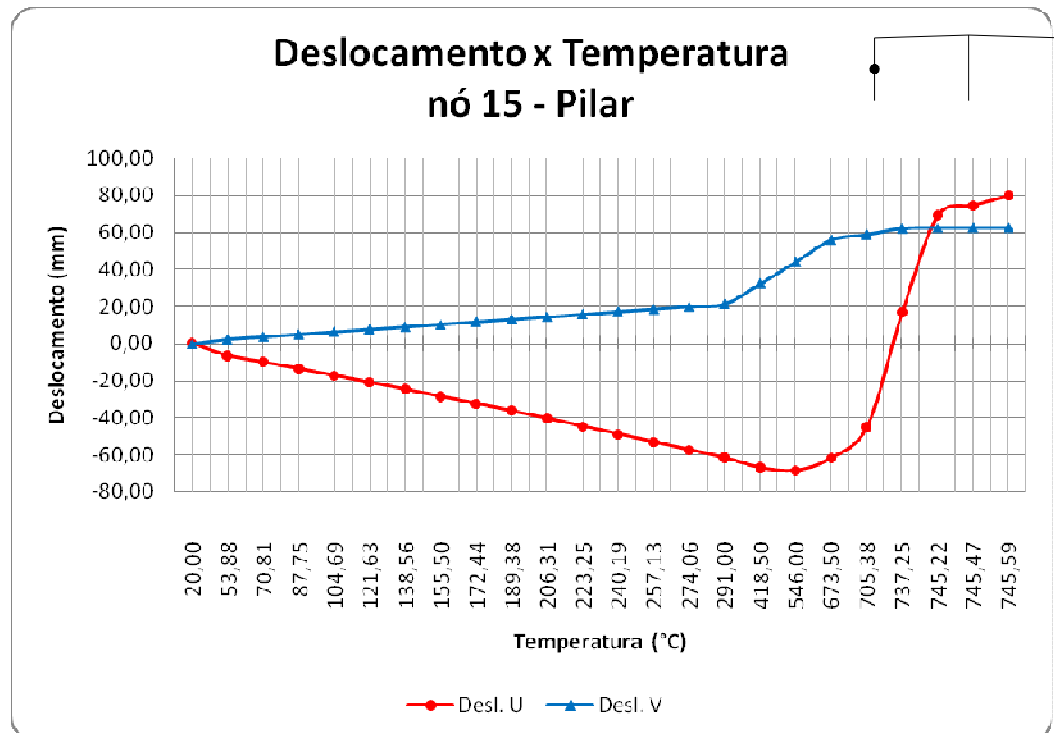


Figura 5-30. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no meio do pilar externo durante o incêndio, no pórtico principal sem proteção.

O gráfico da Figura 5.31 mostra os deslocamentos do nó de topo (nó 29) do pilar externo esquerdo. Observa-se um comportamento semelhante entre os nós 29 e 15. Na direção horizontal, o nó 29 desloca-se inicialmente “para fora” (sentido negativo) apresentando um deslocamento máximo igual a 104,32mm a 546°C. A partir desse ponto, o deslocamento do nó de topo do pilar externo esquerdo se dá “para dentro” (sentido positivo) apresentando *run away* característico aos 705°C. Os deslocamentos verticais do nó 29 são também semelhantes ao do nó 15, observando-se um máximo de 125,91mm a 745 °C.

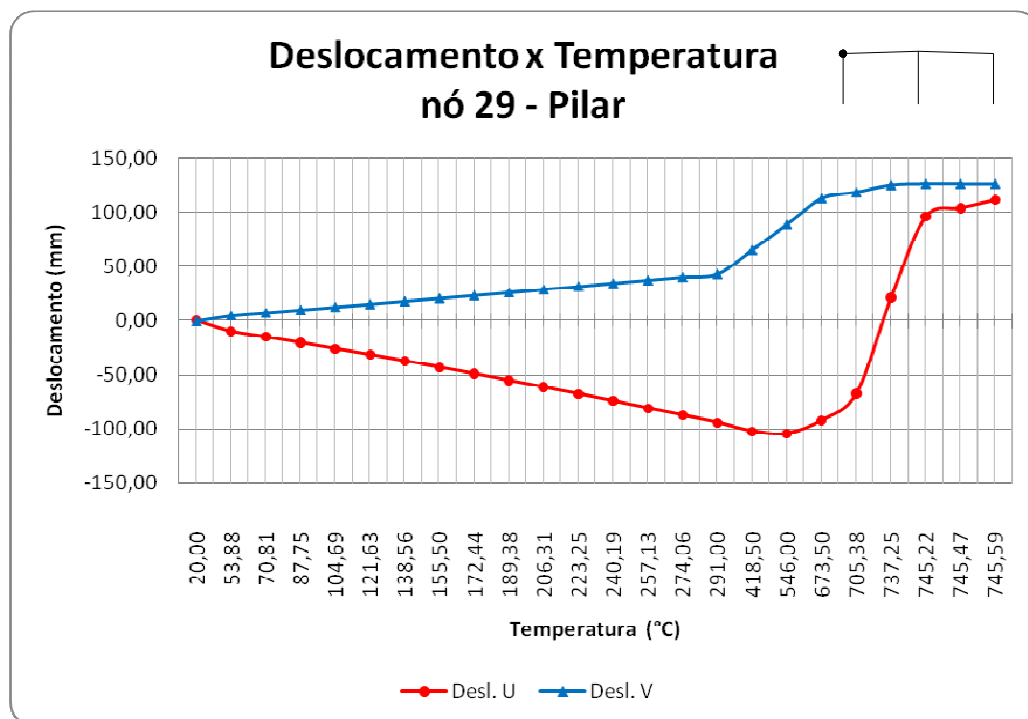


Figura 5-31. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no topo do pilar externo durante o incêndio, no pórtico principal sem proteção.

O eixo do pilar esquerdo externo é mostrado na Figura 5.32. Verifica-se que o pilar se movimenta “para fora” e, depois, movimenta-se “para dentro” da edificação, mas o colapso ocorre antes que retorne à sua posição inicial. É interessante observar que o ângulo da tangente à linha elástica do pilar com o eixo vertical Y+ é maior que π o que indica que o centro de curvatura do pilar situa-se à esquerda, forçando a deflexão da viga “para cima” como indica esquematicamente a Figura 5.33.

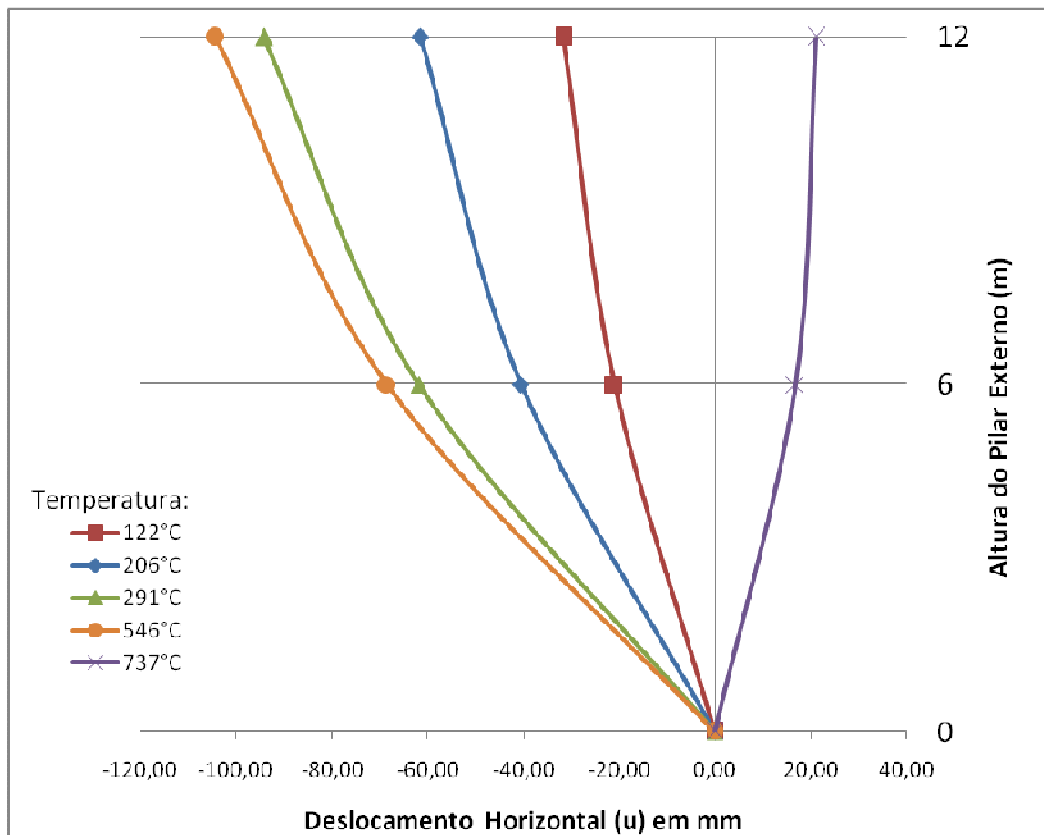


Figura 5-32. Deformação do eixo do pilar externo esquerdo.

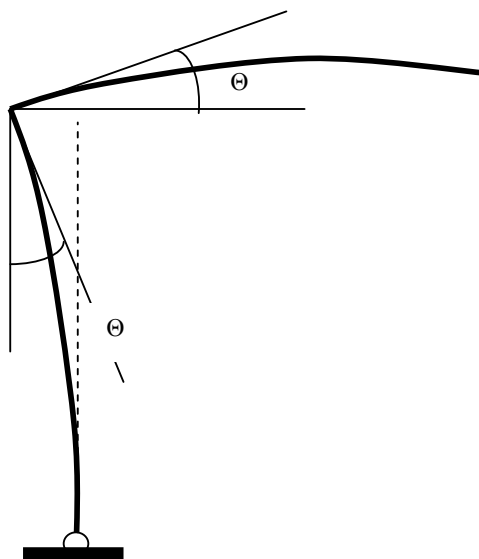


Figura 5-33. Deformação do pilar esquerdo e do primeiro tramo da viga.

Quando se verificam os deslocamentos do nó 31, no centro do primeiro tramo da viga transversal, Figura 5.27, observa-se que a viga tem flechas positivas até a temperatura de 761°C, atingindo a flecha máxima de 48,5mm aos 606°C. A partir dessa temperatura, as flechas decrescem, vindo a ocorrer o colapso a 809°C, situação em que o deslocamento nesse nó é 362,23mm negativos. Quanto aos deslocamentos horizontais do nó 31 (deslocamentos u na Figura 5.34 abaixo) são compatíveis em sentido e em ordem de grandeza com os deslocamentos horizontais de topo nó 29 conforme se observa na Figura 5.24.

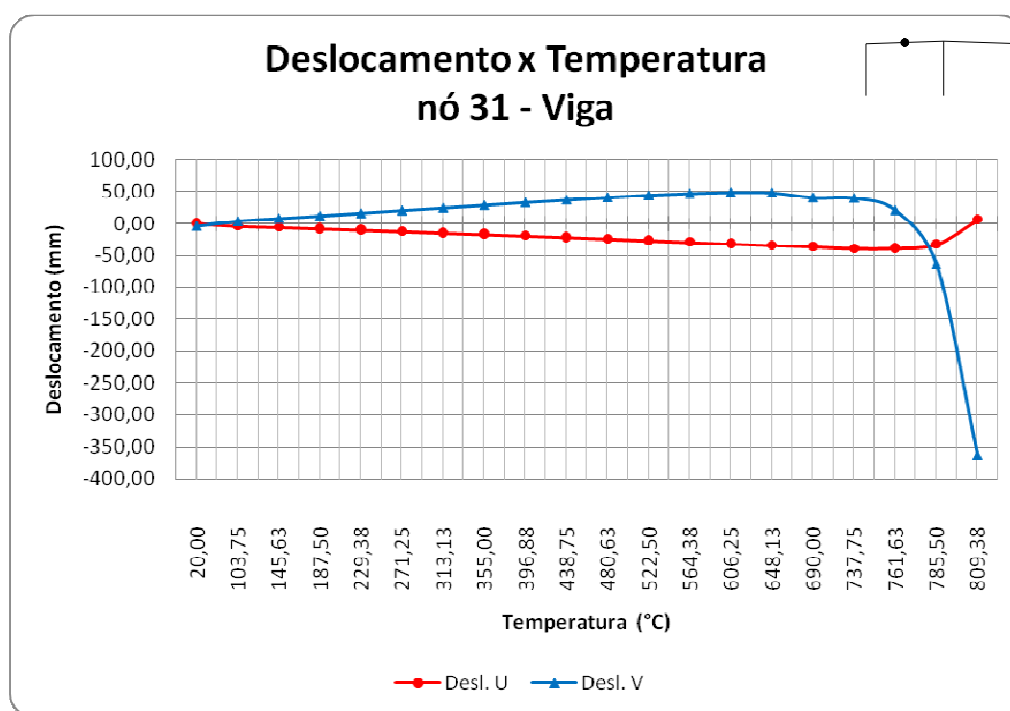


Figura 5-34. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó central da viga durante o incêndio, no pórtico principal sem proteção..

Para o pilar central, por exemplo nós 16 e 54, os deslocamentos horizontais são nulos, como demonstrado nas figuras 5.35 e 5.36 respectivamente, devido ao equilíbrio dos esforços atuantes, no entanto, os deslocamentos verticais são crescentes até 62,65 mm, decorrentes da expansão longitudinal no pilar provocada pelo aumento da temperatura na seção transversal.

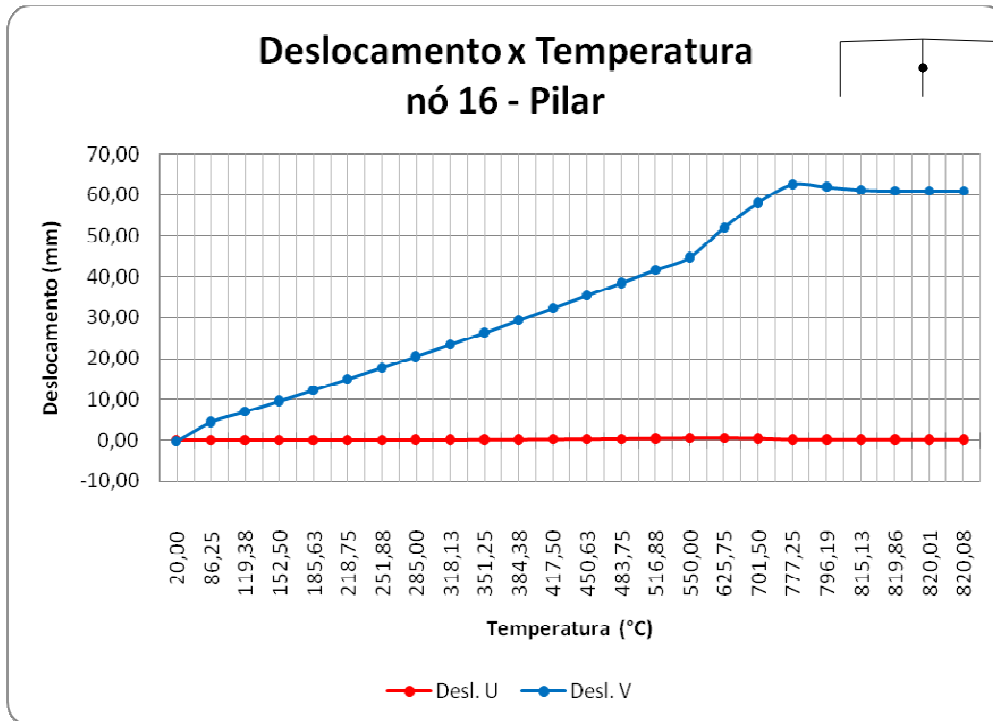


Figura 5-35. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no meio do pilar central durante o incêndio, no pórtico principal sem proteção.

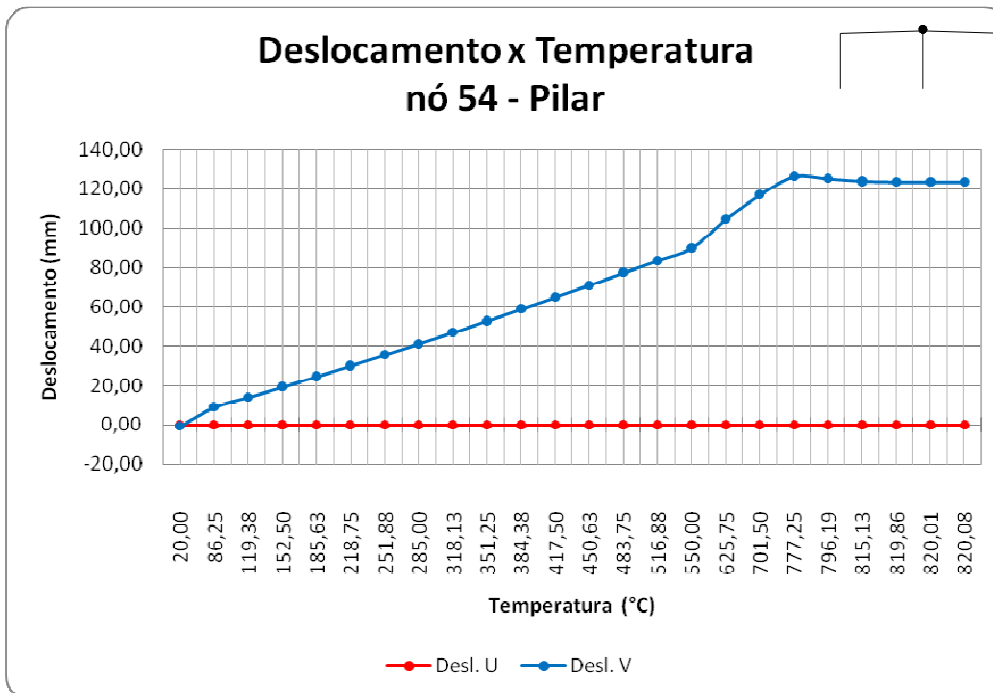


Figura 5-36. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no topo do pilar central durante o incêndio, no pórtico principal sem proteção.

5.4.4.2. Pórtico principal com proteção passiva de 15 mm de espessura

Para o pórtico principal protegido, foi simulado no VULCAN o comportamento estrutural em incêndio de três diferentes modelos: pilares de canto protegidos, pilares de canto e centrais protegidos e pilares de canto e vigas de cobertura protegidos.

- **Deslocamentos nos elementos do pórtico principal, para pilares de canto protegidos**

Para simular os deslocamentos provocados pela ação do incêndio, foi inserido o histórico de temperatura do perfil CS 300x62 com proteção de 15 mm de espessura nos elementos correspondentes aos pilares de canto ou externos.

Nas figuras 5.37 e 5.38, observa-se que os deslocamentos horizontais máximos, no meio e no topo do pilar externo, foram de 72,19 e 105,53mm “para fora” à 712,50 °C. Os deslocamentos verticais máximos para estes mesmos nós foram crescentes, atingindo os valores de 62,60 e 125,95 mm na temperatura de 765 °C. Esta temperatura foi a última analisada pelo o VULCAN antes do colapso da estrutura do pórtico principal.

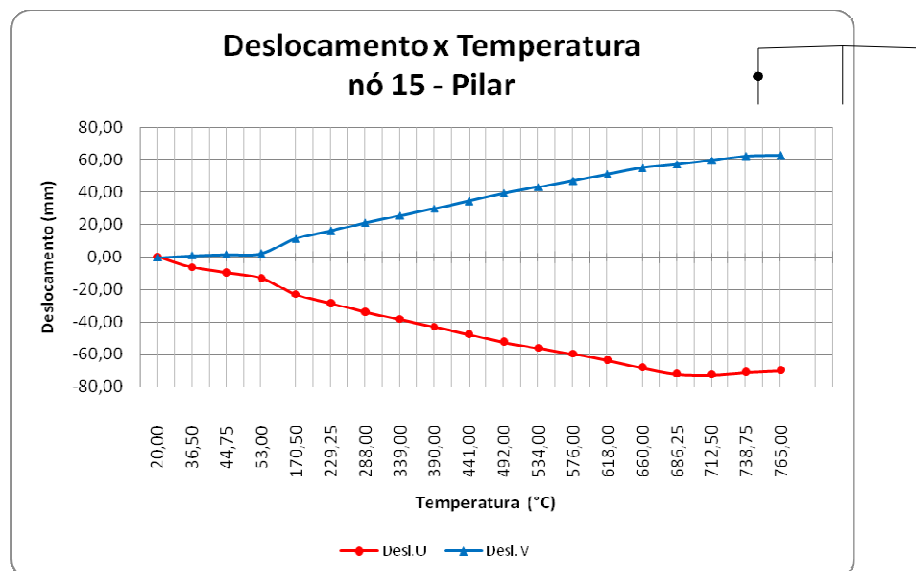


Figura 5-37. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 15, com proteção no pilar de canto.

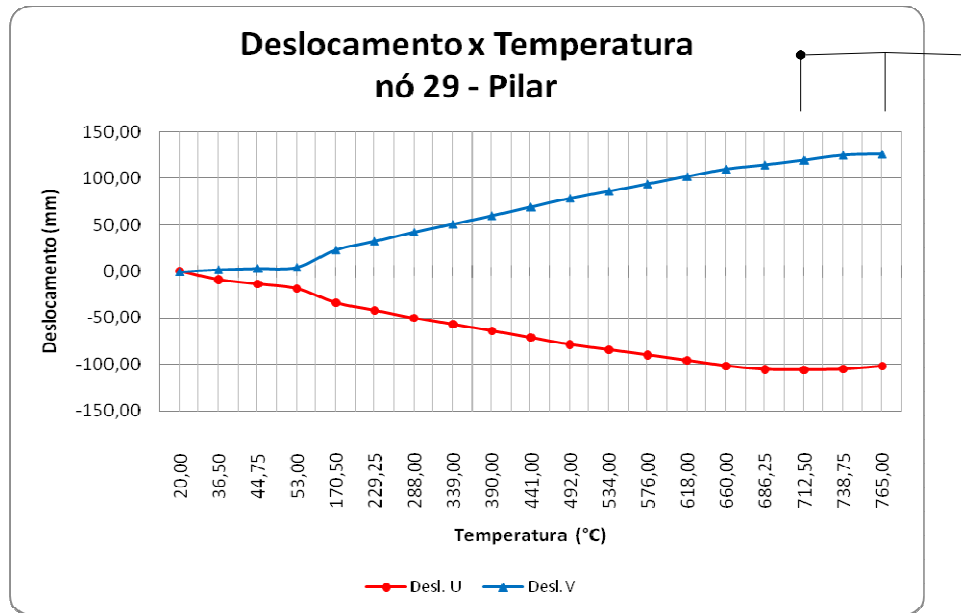


Figura 5-38. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 29, com proteção no pilar de canto.

Para os pilares centrais, figura 5.39, os deslocamentos horizontais no topo mantiveram-se nulos e o deslocamento vertical máximo foi de 126,75 mm à 775,75 °C. Tanto nos pilares de centrais como nos de canto, não foi observado o *run away*.

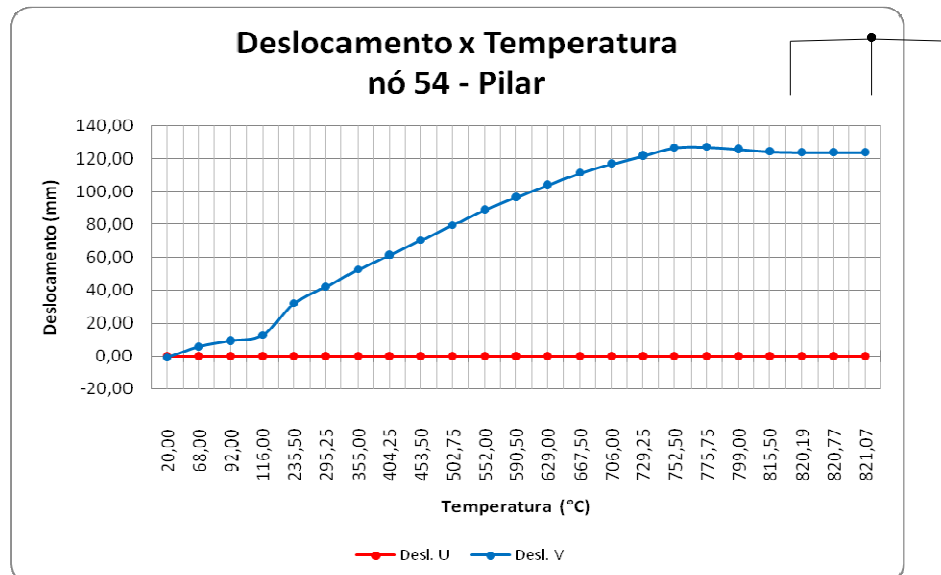


Figura 5-39. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 54, com proteção no pilar de canto.

Na figura 5.40, referente aos deslocamentos no nó 31 do perfil VS 500x73, verificou-se que os deslocamentos horizontais foram pequenos, quando comparados com os deslocamentos verticais. Inicialmente estes são positivos até 821,00 °C, depois inverte-se o sentido do deslocamento, atingindo o valor máximo de 704,33 mm a 860,35 °C. O *run away* ficou evidenciado a partir de 832,50 °C, apresentando uma flecha negativa de 94,07 mm.

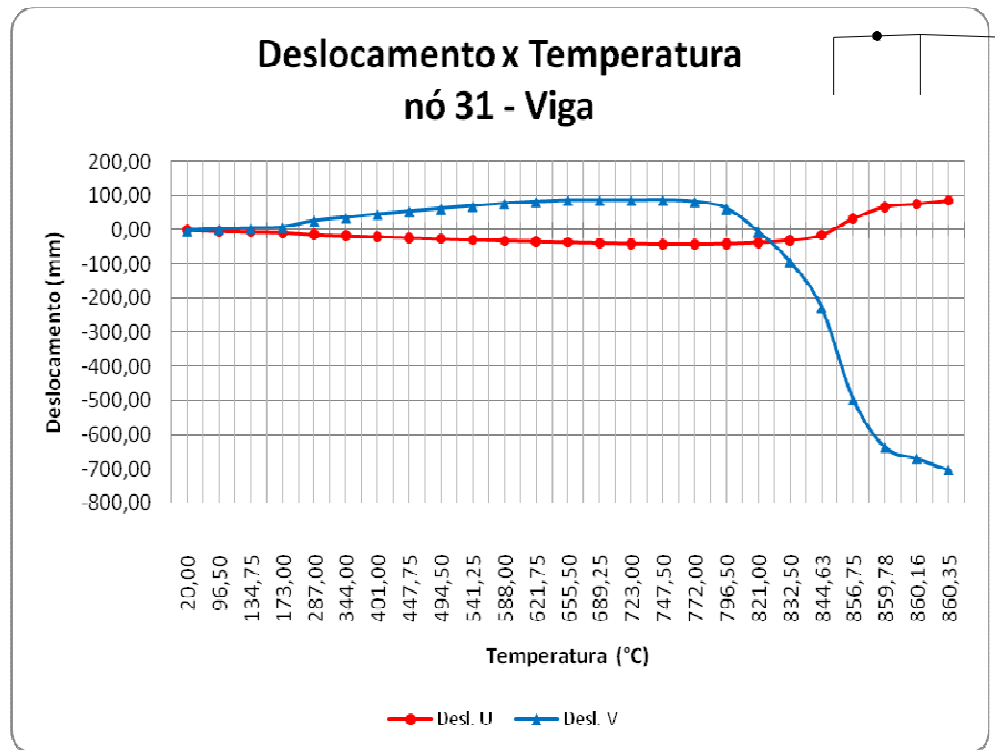


Figura 5-40. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 31, com proteção no pilar de canto.

A Tabela 5.12 resume os principais valores de temperatura e deslocamento expostos anteriormente.

Tabela 5-12. Principais deslocamentos nos elementos do pórtico principal, para pilares de canto protegidos

Nó	Deslocamento Máximo			<i>Run Away</i>	
	eixo	Δl (mm)	Δt (°C)	Δl (mm)	Δt (°C)
15	U+	-	-	-	-
	U-	72,19	712,50	-	-
29	U+	-	-	-	-
	U-	105,53	712,50	-	-
54	V+	126,75	775,75	-	-
31	V+	86,33	747,50	-	-
	V-	704,33	860,35	94,07	832,5

- **Deslocamentos nos elementos do pórtico principal, para pilares de canto e centrais protegidos**

A Tabela 5.13 apresenta os principais valores de temperatura e deslocamento ilustrados nas Figuras 5.41, 5.42, 5.43, 5.44 e 5.45.

Tabela 5-13. Principais deslocamentos nos elementos do pórtico principal, para pilares de canto e centrais protegidos

Nó	Deslocamento Máximo			<i>Run Away</i>	
	eixo	Δl (mm)	Δt (°C)	Δl (mm)	Δt (°C)
15	U+	55,47	767,70	-	-
	U-	72,19	712,50	69,74	765,00
29	U+	79,21	767,70	-	-
	U-	105,53	712,50	101,55	765,00
54	V+	123,59	846,70	123,59	846,70
31	V+	86,16	689,25	-	-
	V-	642,99	848,81	6,09	821,00

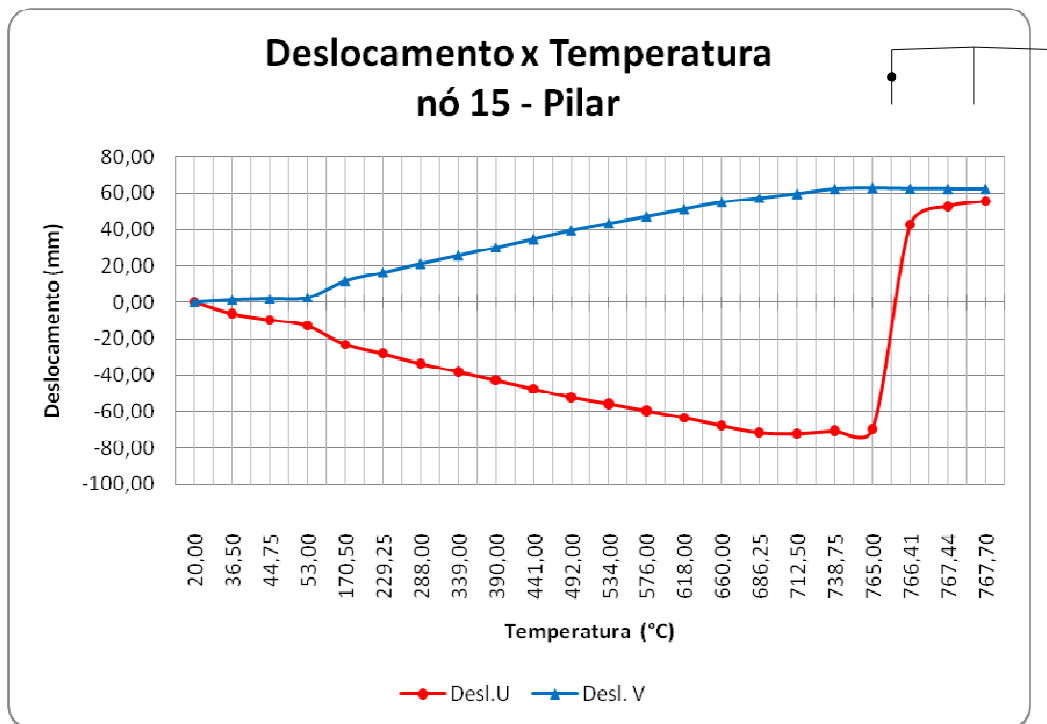


Figura 5-41. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 15, com proteção nos pilares de canto e centrais.

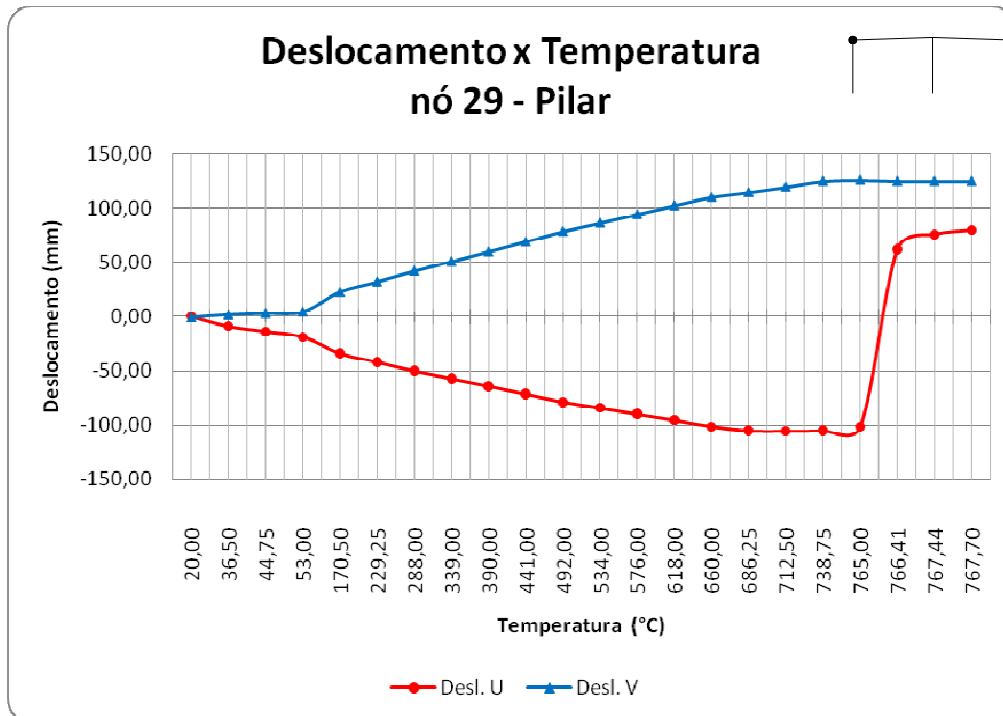


Figura 5-42. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 29, com proteção nos pilares de canto e centrais.

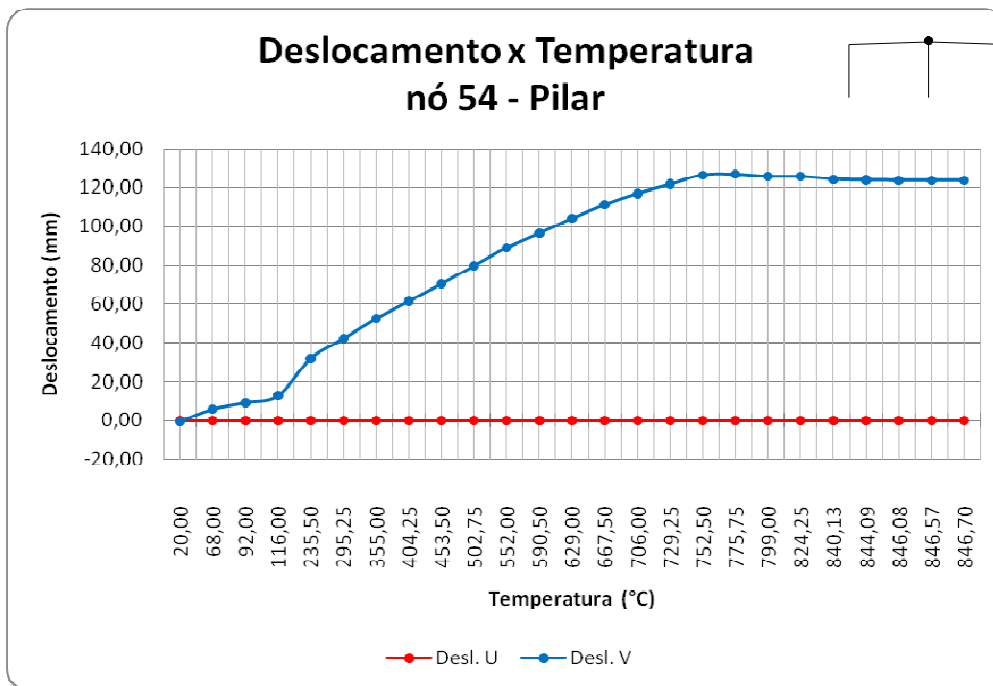


Figura 5-43. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 54, com proteção nos pilares de canto e centrais.

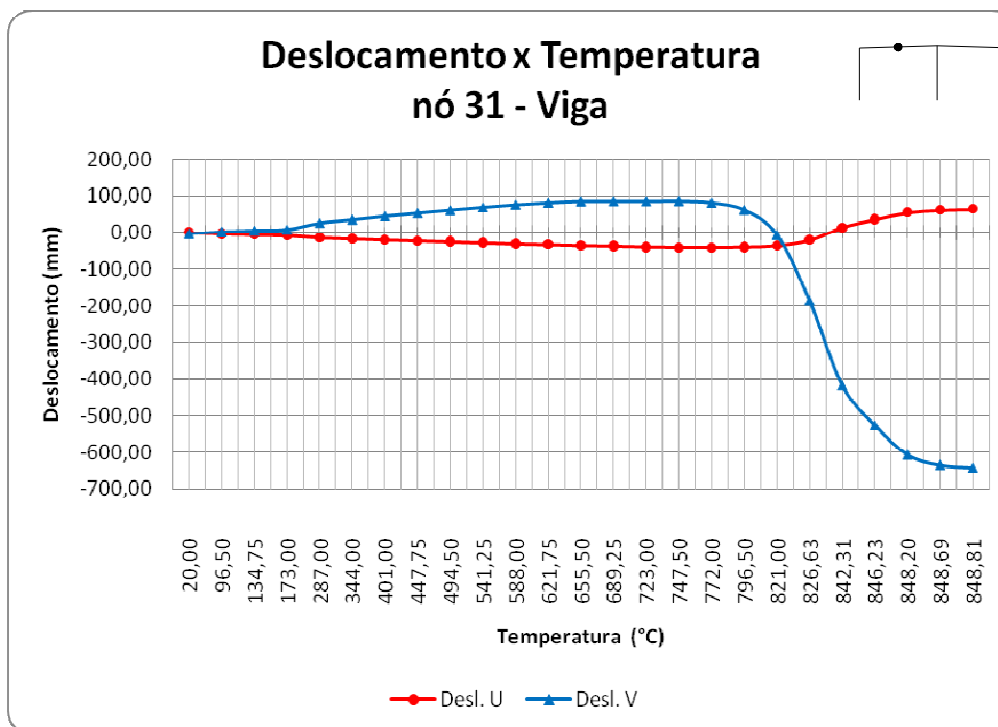


Figura 5-44. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 31, com proteção nos pilares de canto e centrais.

- **Deslocamentos nos elementos do pórtico principal, para pilares de canto e vigas de cobertura protegidos**

Conforme apresentado nos casos anteriores, segue Tabela 5.14 com valores extraídos das Figuras 5.45 a 5.48.

Tabela 5-14. Principais deslocamentos nos elementos do pórtico principal, para pilares de canto e vigas de cobertura protegidos

Nó	Deslocamento Máximo			Run Away	
	eixo	Δl (mm)	Δt (°C)	Δl (mm)	Δt (°C)
15	U+	-	-	-	-
	U-	72,19	712,50	-	-
29	U+	-	-	-	-
	U-	105,53	712,50	-	-
54	V+	126,70	775,75	-	-
31	V+	86,33	747,50	-	-
	V-	-704,36	860,35	-94,07	832,50

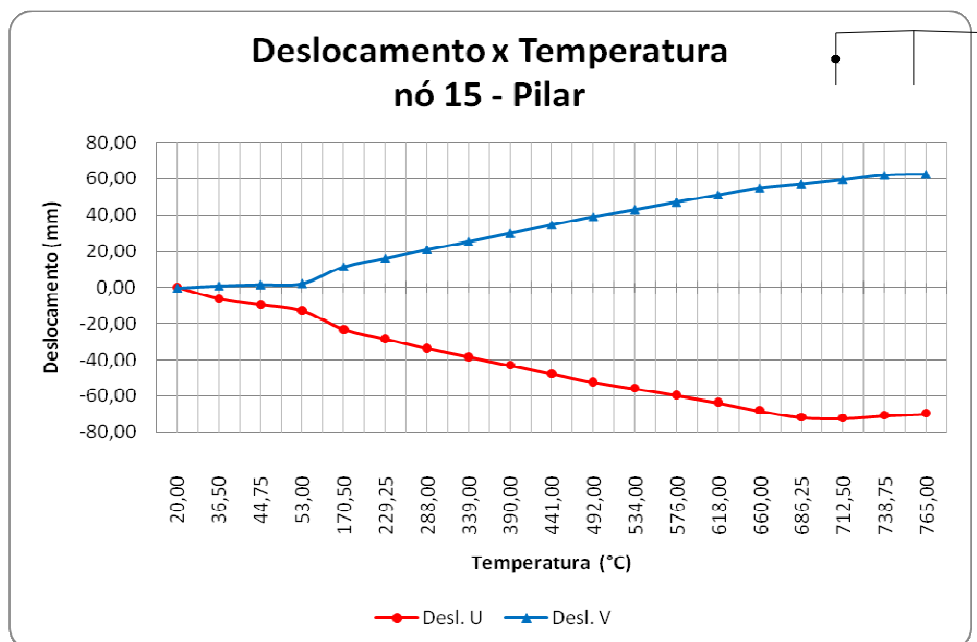


Figura 5-45. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 15, com proteção nos pilares de canto e vigas de cobertura.

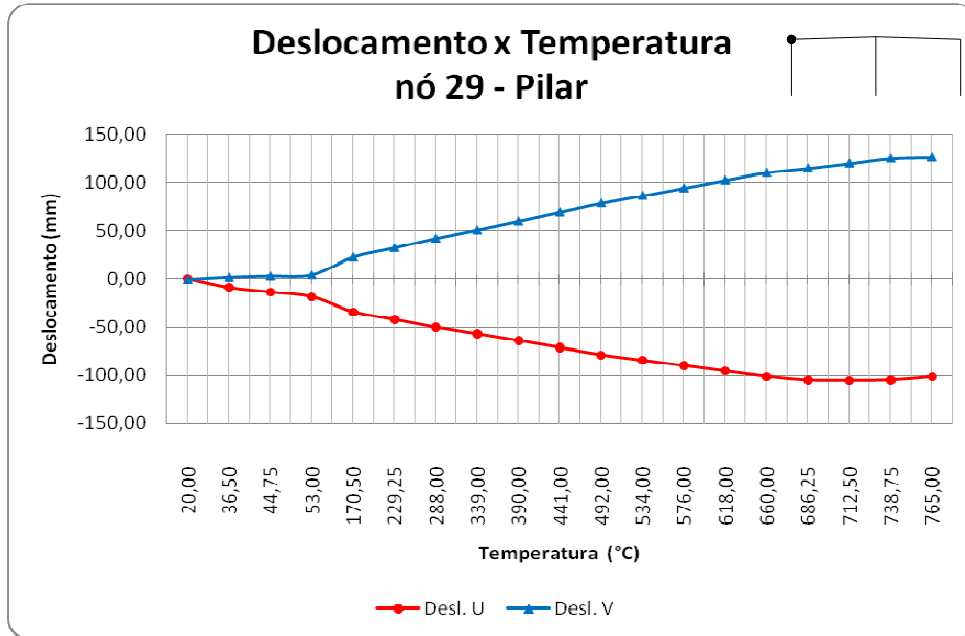


Figura 5-46. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 29, com proteção nos pilares de canto e vigas de cobertura.

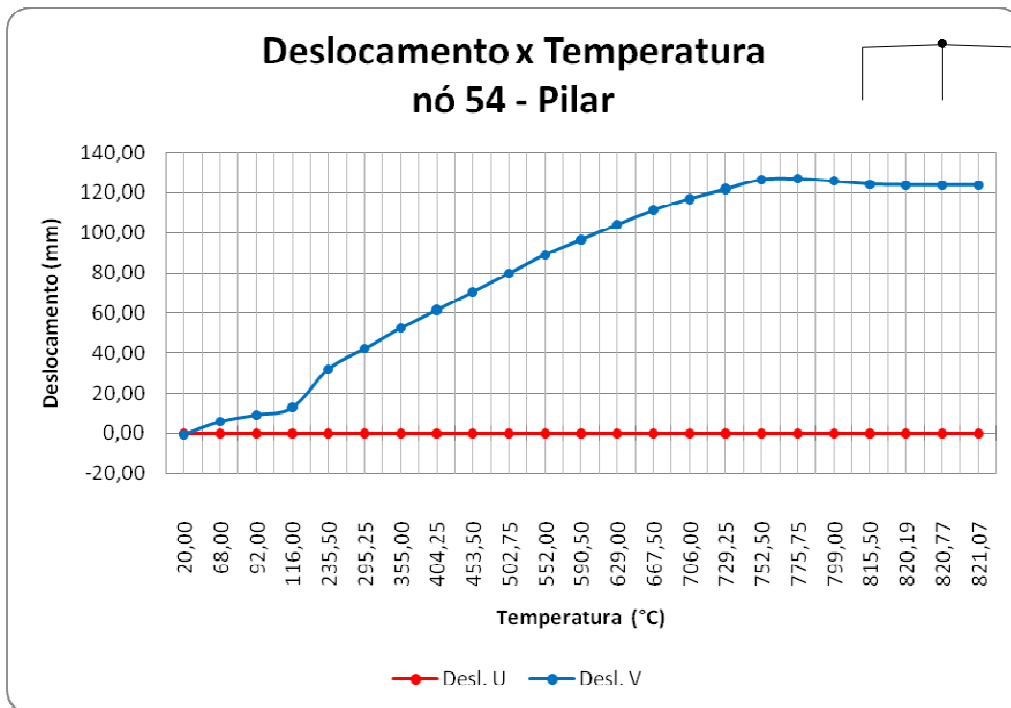


Figura 5-47. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 54, com proteção nos pilares de canto e vigas de cobertura.

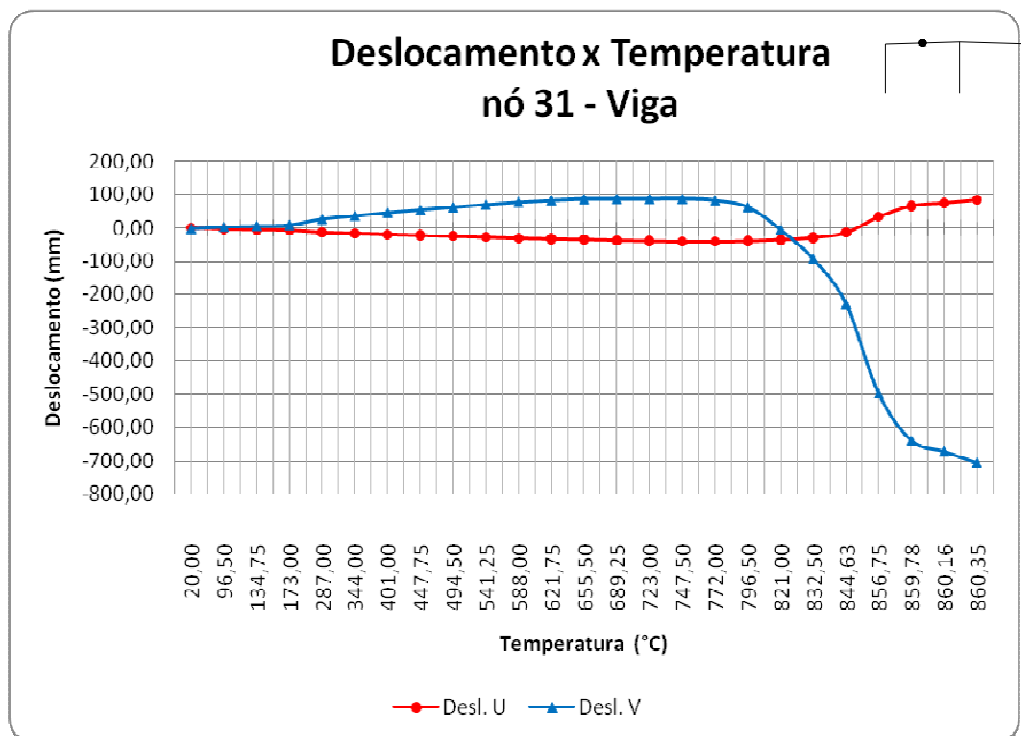


Figura 5-48. Deslocamentos horizontais (U) e verticais (V) no nó 31, com proteção nos pilares de canto e vigas de cobertura.

5.5. Análise estrutural do sistema de fechamento lateral pelo SAP 2000

Obtidos os deslocamentos no pórtico principal pelo VULCAN, parte-se para a análise comportamental do sistema de fechamento lateral devido às variações térmicas originadas pelo incêndio.

5.5.1. Modelagem pelo SAP 2000

A modelagem no SAP 2000 foi baseada nas características geométricas e mecânicas do sistema de fechamento lateral definidas no item 4.6 do Capítulo 4. Os componentes pertencentes ao sistema de cobertura foram excluídos do modelo, 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. Na base

dos pilares de canto os apoios são rotulados, liberando os movimentos de rotação e impedindo os de translação.

Após análise dos gráficos apresentados nos itens 5.4.4.1 e 5.4.4.2, verificou-se que no princípio do incêndio, os deslocamentos horizontais no topo dos pilares de canto são negativos em todos os casos analisados, com isto, os elementos de fechamento tendem a acompanhar o movimento dos pilares para fora do galpão. Neste movimento o perfil “cartola” localizado no topo dos pilaretes não será solicitado, pois o mesmo funcionará como apoio apenas para os esforços de pressão do vento ou quando houver deslocamentos horizontais positivos.

À medida que o incêndio se intensifica, os deslocamentos horizontais nos pilares de canto tendem a inverter o sentido por volta de 700 °C. Nesta temperatura a resistência mecânica do perfil “cartola” será mínima, devido às pequenas dimensões de sua seção transversal e baixo fator de massividade, não impedindo o movimento do pilarete para o interior do galpão.

Devido ao exposto, os pilaretes foram considerados engastados na base e livre na extremidade superior quando modelados no SAP 2000.

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

A Figura 5.49 representa a vista isométrica da malha de elementos finitos utilizada pelo SAP 2000 .

Definidas as características geométricas do modelo, inicia-se o lançamento dos carregamentos a que estará sujeita a estrutura de fechamento, que neste caso 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.

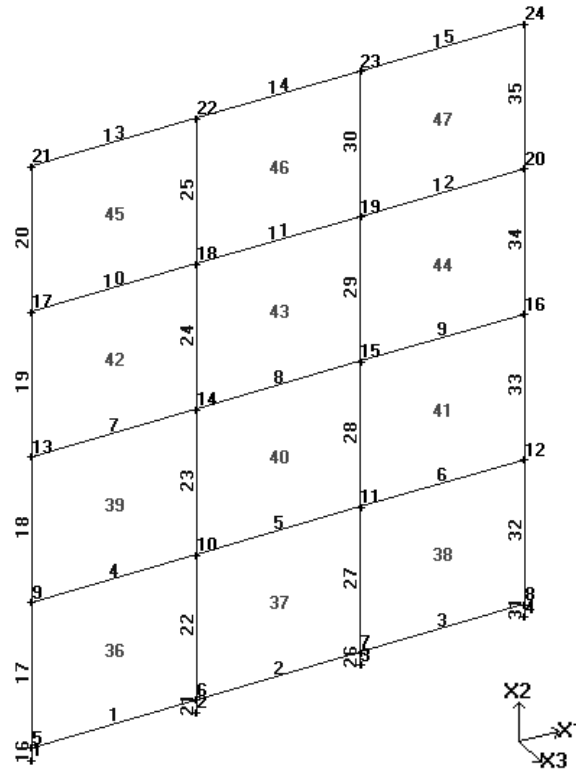


Figura 5-49. Vista isométrica da malha de elementos finitos utilizada pelo SAP 2000

Para 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 recalques (deslocamentos) em relação aos eixos X2 e X3, retirados dos gráficos “Deslocamento x Temperatura” no nó 15 (VULCAN). Os deslocamentos nos eixos X2 e X3 correspondem, respectivamente, os deslocamentos nos eixos V e U fornecidos pelo VULCAN.

Para o apoio engastado no topo do pilar de canto (nó 24 - SAP), foi realizado o mesmo procedimento adotado para o nó 16, inserindo os valores de recalques contidos nos gráficos “Deslocamento x Temperatura” para o nó 29 (VULCAN).

Para cada um dos casos analisados pelo VULCAN, foram escolhidos quatro pares de deslocamentos (U,V) em temperaturas de interesse, que refletisse parcialmente comportamento da estrutura submetida aos efeitos da variação de temperatura.

De acordo com o item 5.4.3, 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 Tabela 5.15 e aplicados no SAP.

Tabela 5-15. Fatores de redução para o aço

Temperatura do aço θ_a (°C)	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados $k_{y,\theta}$	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços trefilados $k_{y_0,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados $k_{E,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços trefilados $k_{E_0,\theta}$
20	1,000	1,000	1,0000	1,000
100	1,000	1,000	1,0000	1,000
200	1,000	1,000	0,9000	0,870
300	1,000	1,000	0,8000	0,720
400	1,000	0,940	0,7000	0,560
500	0,780	0,670	0,6000	0,400
600	0,470	0,400	0,3100	0,240
700	0,230	0,120	0,1300	0,080
800	0,110	0,110	0,0900	0,060
900	0,060	0,080	0,0675	0,050
1000	0,040	0,050	0,0450	0,030
1100	0,020	0,030	0,0225	0,020
1200	0,000	0,000	0,0000	0,000

Nota: Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear

Fonte: NBR 14.323:2003 (adaptado)

Aplicados os recalques nos nós 16 e 24, o peso próprio e os valores minorados para os módulos de elasticidade longitudinal e resistências ao escoamento, o SAP fornecerá os deslocamentos em todos os nós da malha em elementos finitos, conforme representado

na Figura 5.50, onde as regiões avermelhadas próximas ao nó 24 são as que sofreram os maiores deslocamentos.

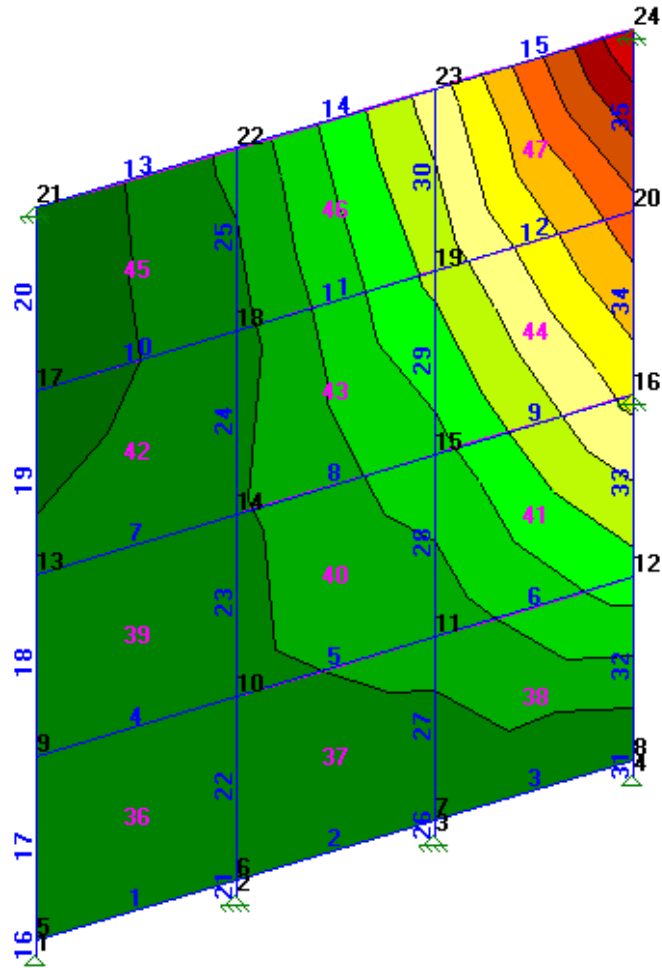


Figura 5-50. Amplitude dos deslocamentos no sistema de fechamento lateral.

As Figuras 5.51 a 5.58 mostram os deslocamentos horizontais no meio e no topo do sistema de fechamento lateral, em função da temperatura de incêndio. Nos gráficos, o pilar de canto do pórtico principal analisado pelo VULCAN está localizado no ponto (10.000,0), para a temperatura de 20°C. Nos pontos 3.333, 6.667, 13.333 e 16.667, sobre o eixo das abscissas, estão posicionados os pilaretes. Os valores positivos dos deslocamentos sobre o eixo vertical, representa o movimento dos componentes de fechamento para o interior do galpão.

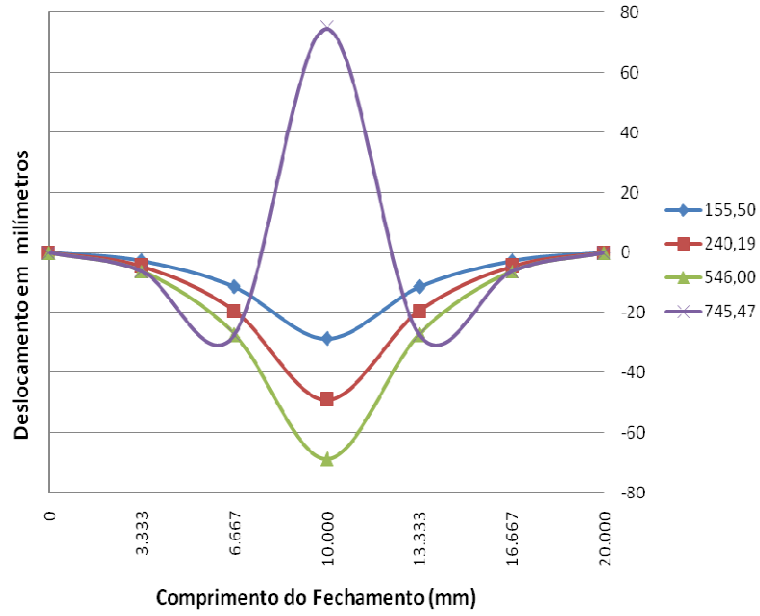


Figura 5-51. Deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral durante o incêndio, sem proteção

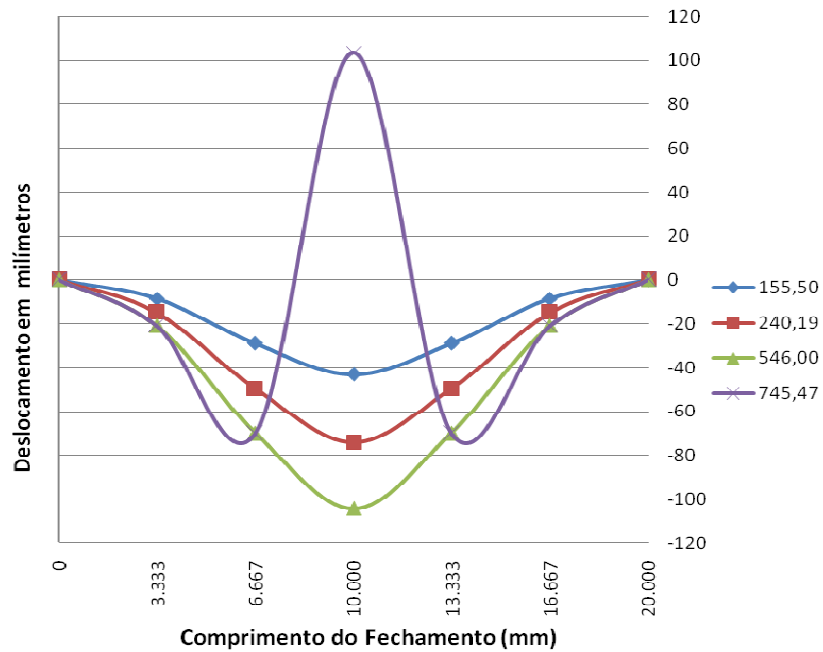


Figura 5-52. Deslocamentos horizontais no topo do fechamento lateral durante o incêndio, sem proteção

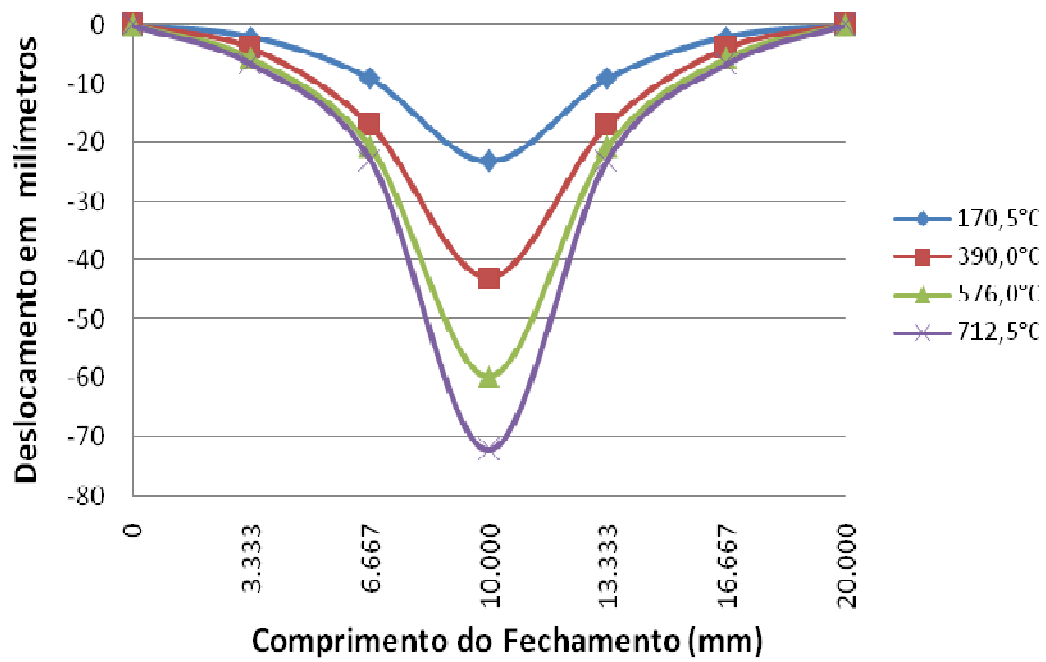


Figura 5-53 Deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral durante o incêndio, com proteção nos pilares de canto

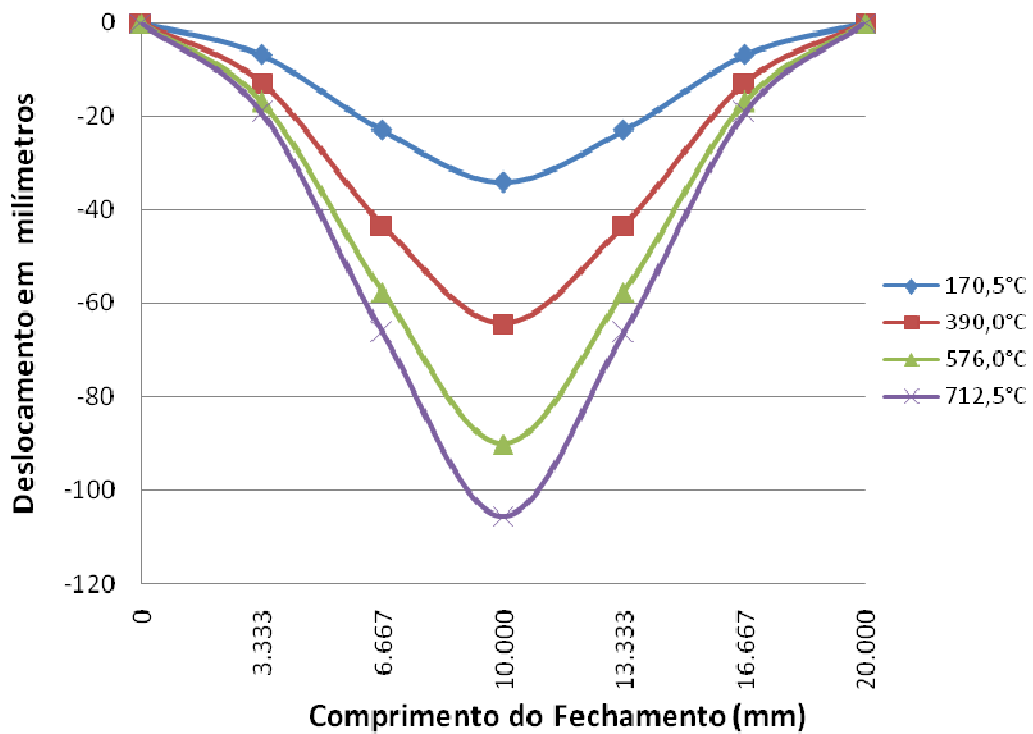


Figura 5-54. Deslocamentos horizontais no topo do fechamento lateral durante o incêndio, com proteção nos pilares de canto

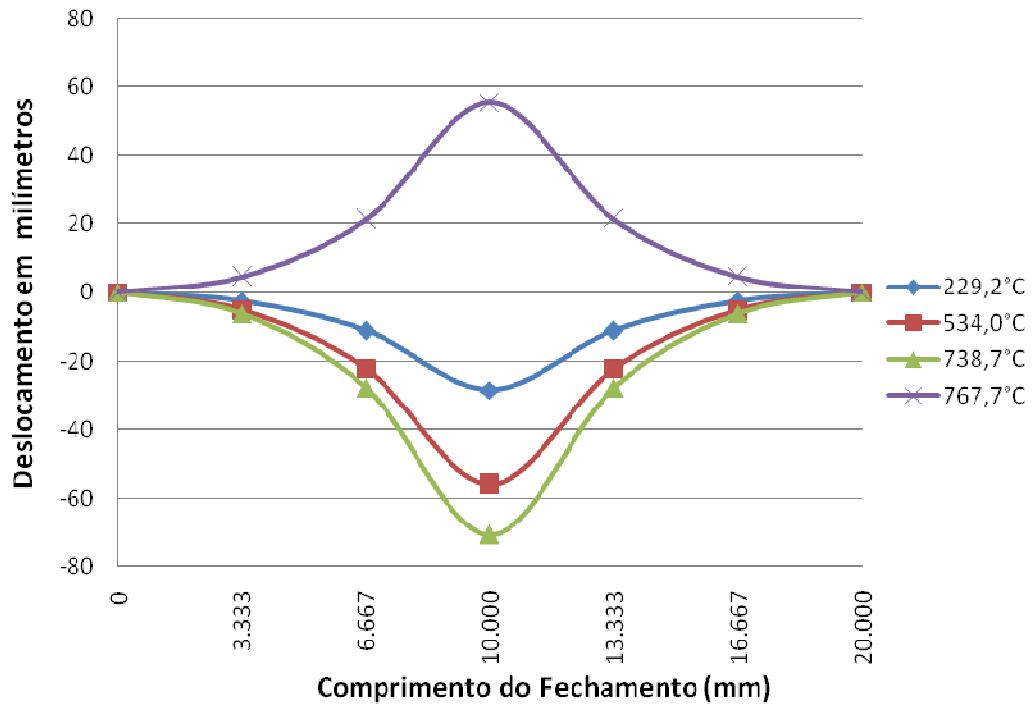


Figura 5-55. Deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral durante o incêndio, com proteção nos pilares de canto e centrais

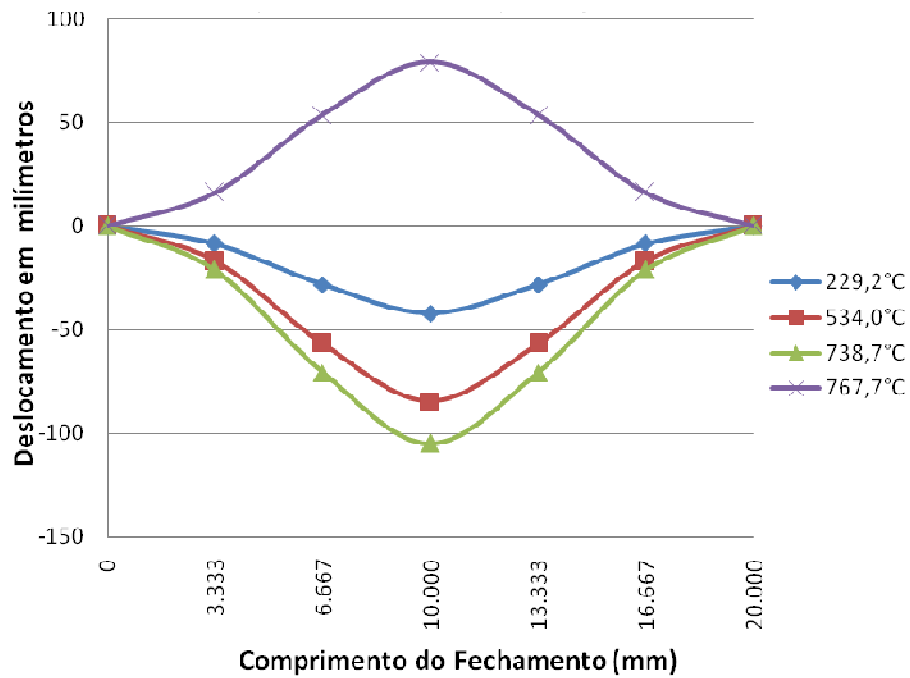


Figura 5-56. Deslocamentos horizontais no topo do fechamento lateral durante o incêndio, com proteção nos pilares de canto e centrais

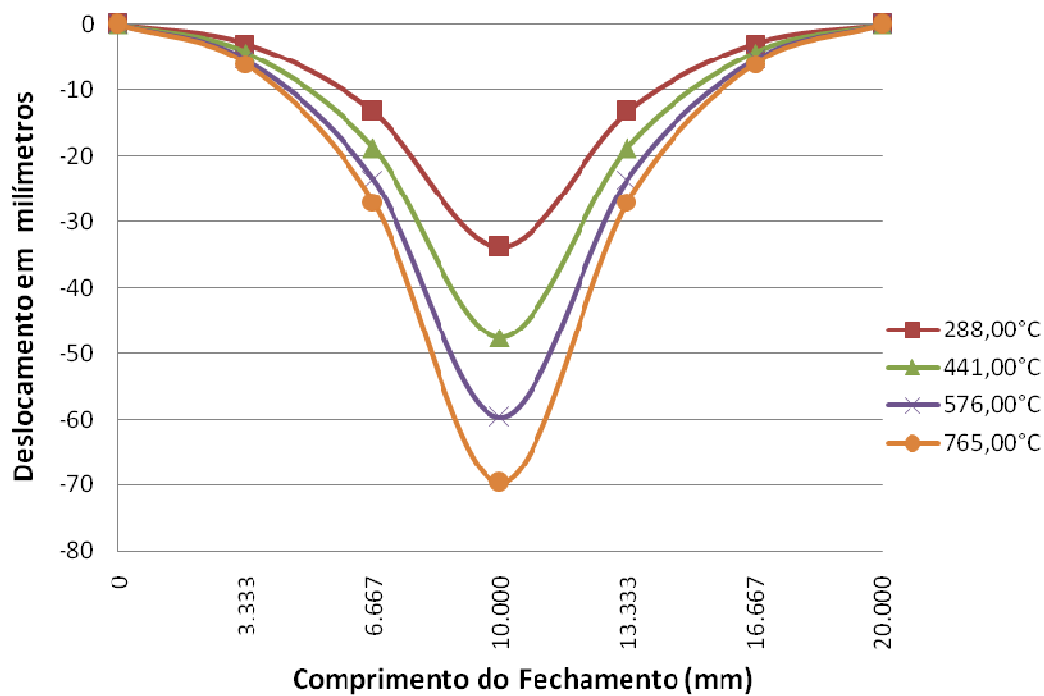


Figura 5-57. Deslocamentos horizontais no meio do fechamento lateral durante o incêndio, com proteção nos pilares de canto e vigas de cobertura

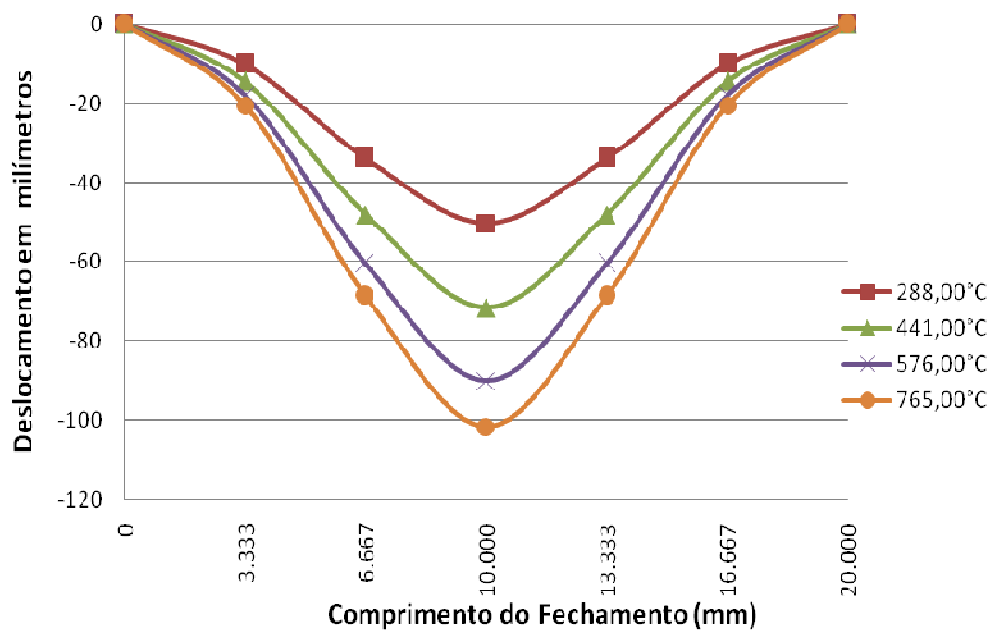


Figura 5-58. Deslocamentos horizontais no topo do fechamento lateral durante o incêndio, com proteção nos pilares de canto e vigas de cobertura

5.5.2. Verificação da resistência ao rasgamento e esmagamento das telhas metálicas

A partir dos deslocamentos, é necessário verificar até que temperatura as áreas mais afetadas pelo incêndio entram em colapso. As ligações parafusadas entre a terça localizada no topo do sistema de fechamento, correspondente aos elementos de barra 13, 14 e 15, e as telhas metálicas são pontos críticos, principalmente na barra 15, onde ocorreram as maiores deformações.

A Tabela 5.16 mostra os esforços de tração que atuam na barra 15 em diversas temperaturas nos casos analisados pelo SAP. Observe 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 14323:2003.

Tabela 5-16. Esforços de tração atuantes na barra 15 fornecidos pelo SAP 2000

Tipo de Proteção	T (°C)	E (Mpa)	$k_{E\theta}$	$E\theta$ (Mpa)	f_y terça (Mpa)	$k_{f_y\theta}$	$f_y\theta$ terça (Mpa)	$F_{\text{tração}}$ (kN)
Sem proteção	156	210000	0,945	198345	345	1,000	345,00	2,07
	240	210000	0,860	180560	345	1,000	345,00	5,47
	546	210000	0,467	97986	345	0,637	219,90	11,92
	745	210000	0,112	23520	345	0,175	60,53	26,15
Proteção nos pilares de canto	171	210000	0,930	195195	345	1,000	345,00	1,79
	390	210000	0,710	149100	345	1,000	345,00	7,87
	576	210000	0,380	79716	345	0,544	187,82	12,09
	713	210000	0,125	26250	345	0,215	74,18	6,78
Proteção nos pilares de canto e centrais	171	210000	0,930	195195	345	1,000	345,00	1,26
	229	210000	0,871	182858	345	1,000	345,00	3,09
	534	210000	0,501	105294	345	0,675	232,74	11,13
	739	210000	0,115	24045	345	0,184	63,31	5,04
	768	210000	0,103	21613	345	0,103	35,51	4,17
Proteção nos pilares de canto e vigas de cobertura	53	210000	1,000	210000	345	1,000	345,00	0,54
	288	210000	0,812	170520	345	1,000	345,00	4,69
	441	210000	0,659	138390	345	0,910	313,88	9,58
	576	210000	0,380	79716	345	0,544	187,82	9,97
	765	210000	0,104	21840	345	0,152	52,44	15,34

Em ligações parafusadas, de acordo com NBR 14762 (2001), é necessária a verificação da resistência da telha ao esmagamento e ao rasgamento entre furos ou entre furo e borda.

A verificação dos estados limites últimos das terças não serão abordados neste trabalho, pois devido à pequena espessura da telha e a concentração de esforços nas ligações entre telhas e parafusos, fazem com que estes elementos sejam mais susceptíveis ao colapso do que as terças.

Em questão da segurança, o rasgamento precoce das telhas permite a passagem de fumaça e fogo para imóveis vizinhos, dificultando o combate ao incêndio.

Nas Tabelas 5.17 a 5.20 serão calculadas as forças resistentes de cálculo ao rasgamento e esmagamento das telhas, de acordo com as equações (4.5) e (4.6) apresentadas no item 4.6.1 do Capítulo 4, para os casos de incêndio analisados pelo VULCAN. Para isto, considera-se a distância entre os furos e a borda na direção da força é igual a 10 cm e o diâmetro dos parafusos igual a 12 mm.

A partir dos esforços solicitantes na barras 15 fornecidos pelo SAP e os limites de resistência ao rasgamento e esmagamento (NBR 14762), foram construídos gráficos das figuras 5.59 a 5.66, com o objetivo de comparar os valores de ambos e no ponto de cruzamento entre as duas curvas será o limite de resistência das telhas para os casos analisados.

Tabela 5-17. Resistência ao rasgamento e ao esmagamento das telhas para o pórtico principal sem proteção

PORTICO PRINCIPAL SEM PROTEÇÃO						
RESISTÊNCIA AO RASGAMENTO	T (°C)	t (m)	e (m)	k _{fyθ}	fyθ(Mpa)	FRD (KN)
	156	0,0005	0,10	1,000	230,0	8,52
	240	0,0005	0,10	1,000	230,0	8,52
	546	0,0005	0,10	0,637	146,6	5,44
	745	0,0005	0,10	0,175	40,4	1,49
RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO	T (°C)	t (m)	d (m)	k _{fyθ}	fy (Mpa)	FRD (KN)
	156	0,0005	0,012	1,00	230,0	2,45
	240	0,0005	0,012	1,00	230,0	2,45
	546	0,0005	0,012	0,64	146,6	1,56
	745	0,0005	0,012	0,18	40,4	0,43

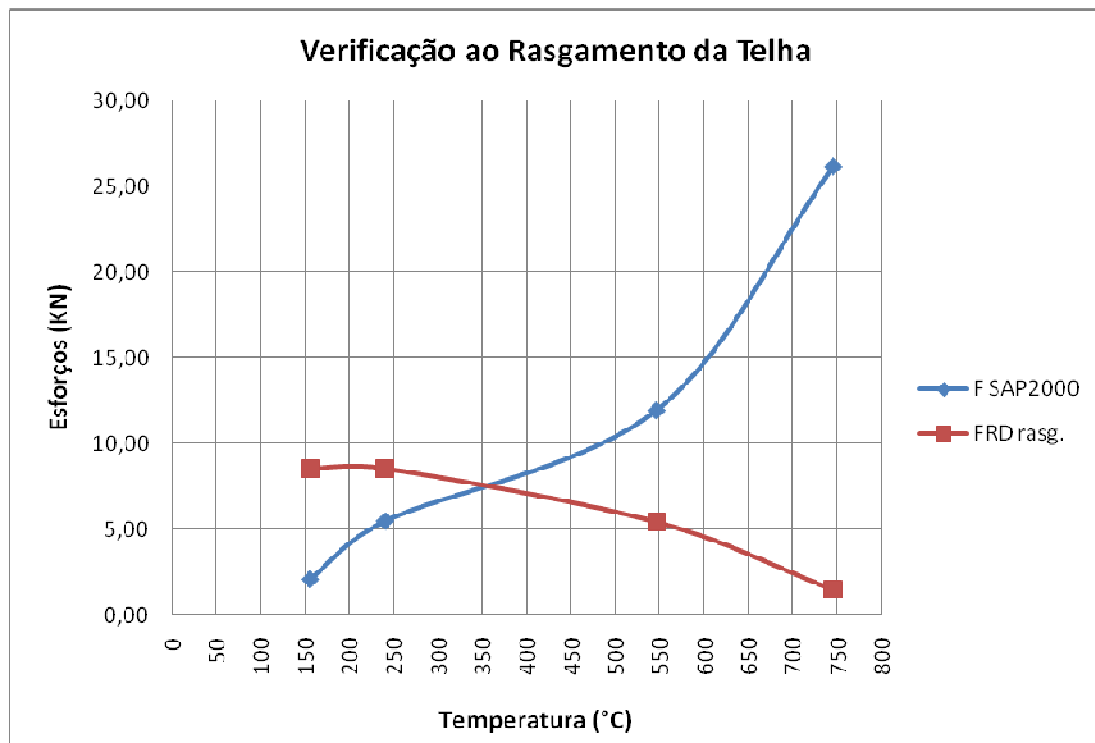


Figura 5-59. Verificação da resistência ao rasgamento da telha metálica para o pórtico principal sem proteção

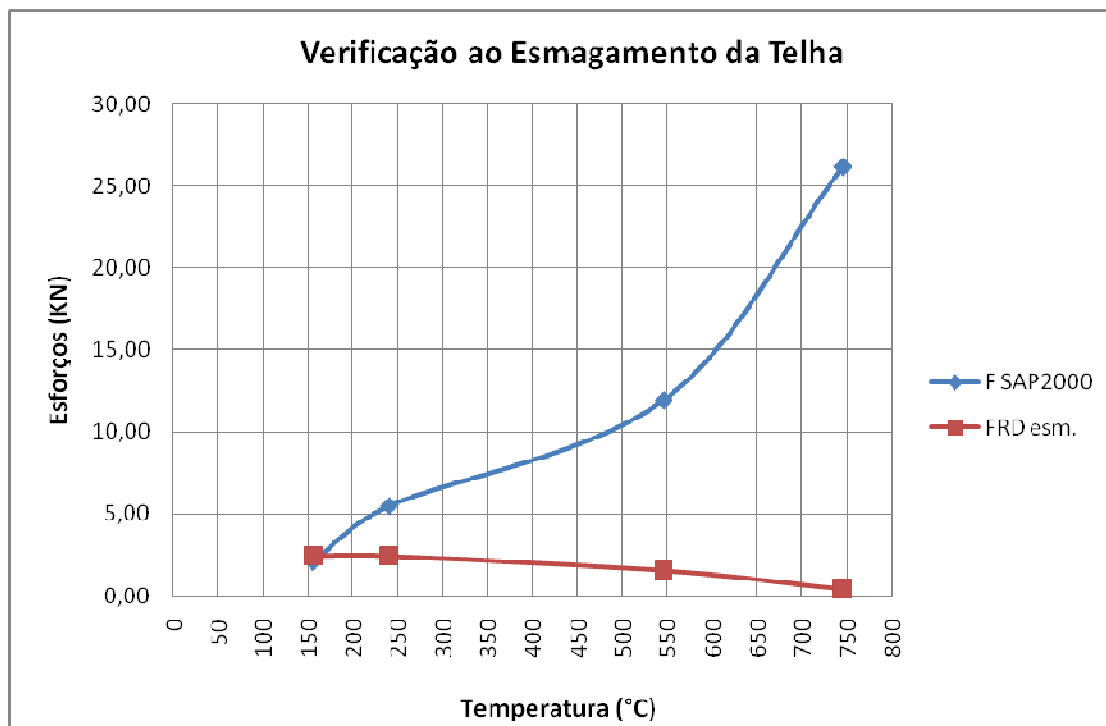


Figura 5-60. Verificação da resistência ao esmagamento da telha metálica para o pórtico principal sem proteção

Tabela 5-18. Resistência ao rasgamento e ao esmagamento das telhas para o pórtico principal com os pilares de canto protegidos

RESISTÊNCIA AO RASGAMENTO	T (°C)	t (m)	e (m)	$k_{fy\theta}$	$fy\theta$ (Mpa)	FRD (KN)
	171	0,0005	0,100	1,000	230,0	11,50
	390	0,0005	0,100	1,000	230,0	11,50
	576	0,0005	0,100	0,544	125,2	6,26
	713	0,0005	0,100	0,215	49,5	2,47
RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO	T (°C)	t (m)	d (m)	$k_{fy\theta}$	$fy\theta$ (Mpa)	FRD (KN)
	171	0,0005	0,012	1,000	230,0	2,45
	390	0,0005	0,012	1,000	230,0	2,45
	576	0,0005	0,012	0,544	125,2	1,34
	713	0,0005	0,012	0,215	49,5	0,53

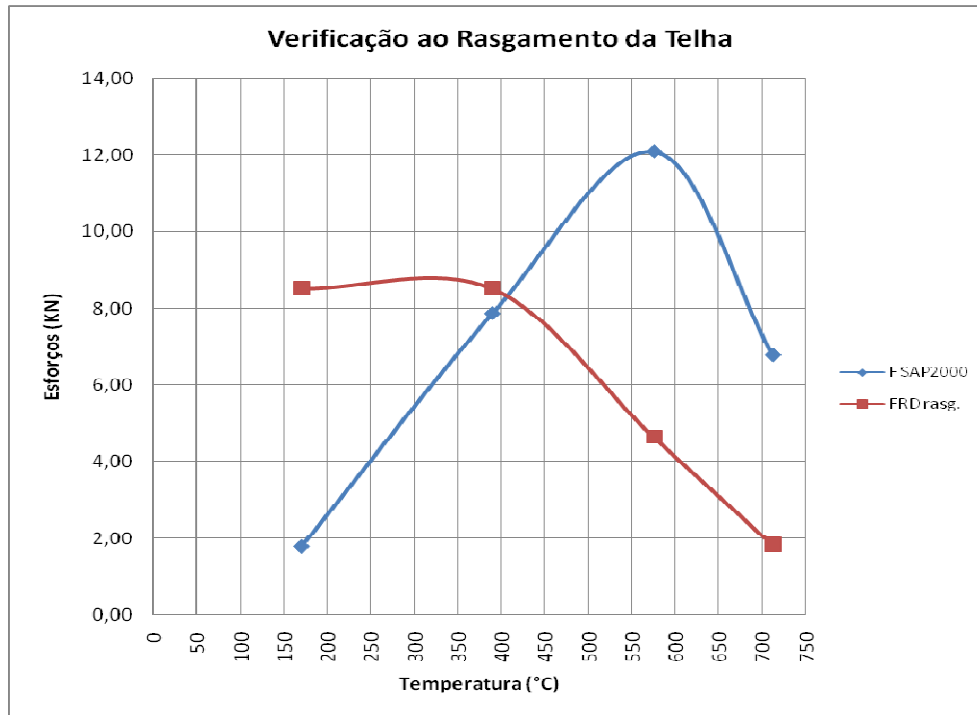


Figura 5-61. Verificação da resistência ao rasgamento da telha metálica para o pórtico principal com os pilares de canto protegidos

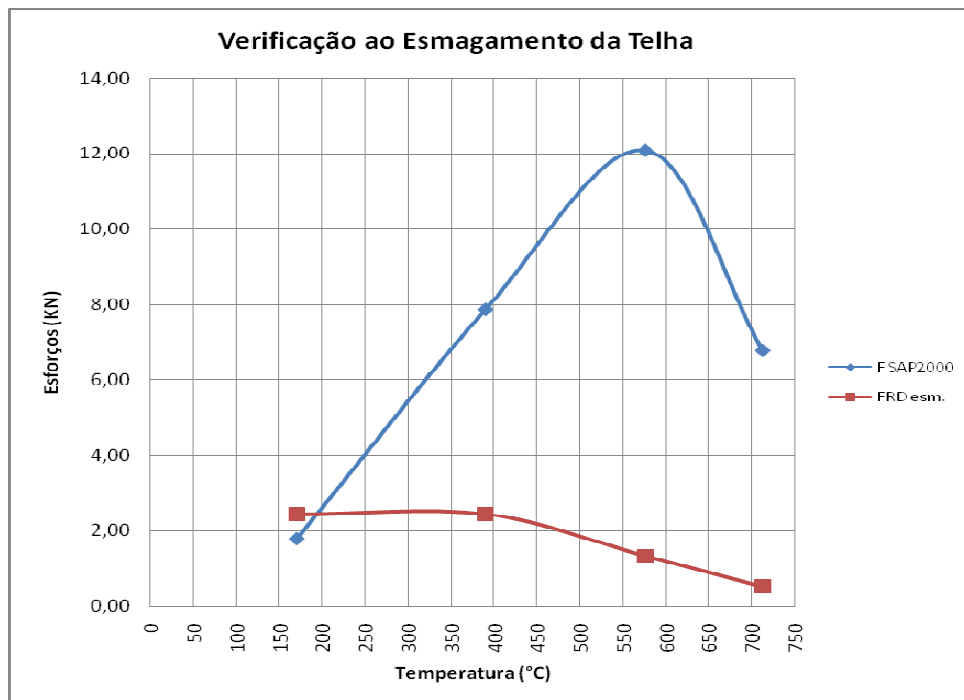


Figura 5-62. Verificação da resistência ao esmagamento da telha metálica para o pórtico principal com os pilares de canto protegidos

Tabela 5-19. Resistência ao rasgamento e ao esmagamento das telhas para o pórtico principal com os pilares de canto e centrais protegidos

RESISTÊNCIA AO RASGAMENTO	T (°C)	t (m)	e (m)	$k_{fy\theta}$	f_y (Mpa)	FRD (KN)
	171	0,0005	0,100	1,000	230,0	8,52
	229	0,0005	0,100	0,871	200,3	7,42
	534	0,0005	0,100	0,501	115,3	4,27
	739	0,0005	0,100	0,115	26,3	0,98
	768	0,0005	0,100	0,103	23,7	0,88

RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO	T (°C)	t (m)	d (m)	$k_{fy\theta}$	f_y (Mpa)	FRD (KN)
	171	0,0005	0,012	1,000	230,0	2,45
	229	0,0005	0,012	1,000	230,0	2,45
	534	0,0005	0,012	0,675	155,2	1,66
	739	0,0005	0,012	0,184	42,2	0,45
	768	0,0005	0,012	0,149	34,2	0,36

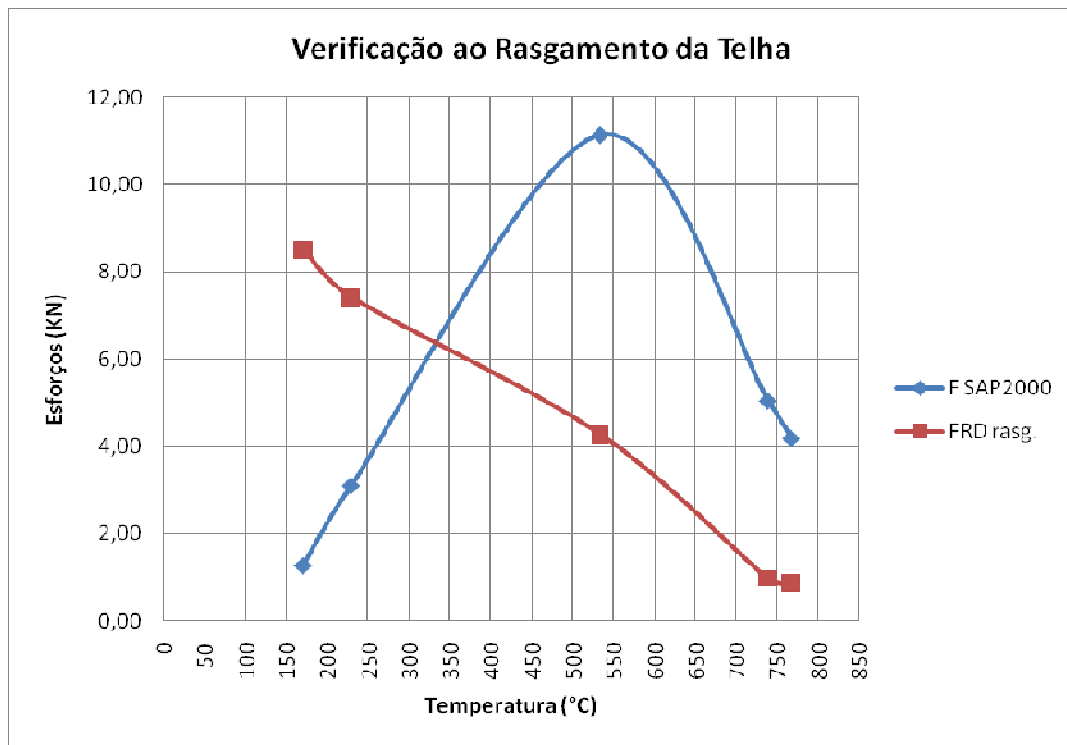


Figura 5-63. Verificação da resistência ao rasgamento da telha metálica para o pórtico principal com os pilares de canto e centrais protegidos

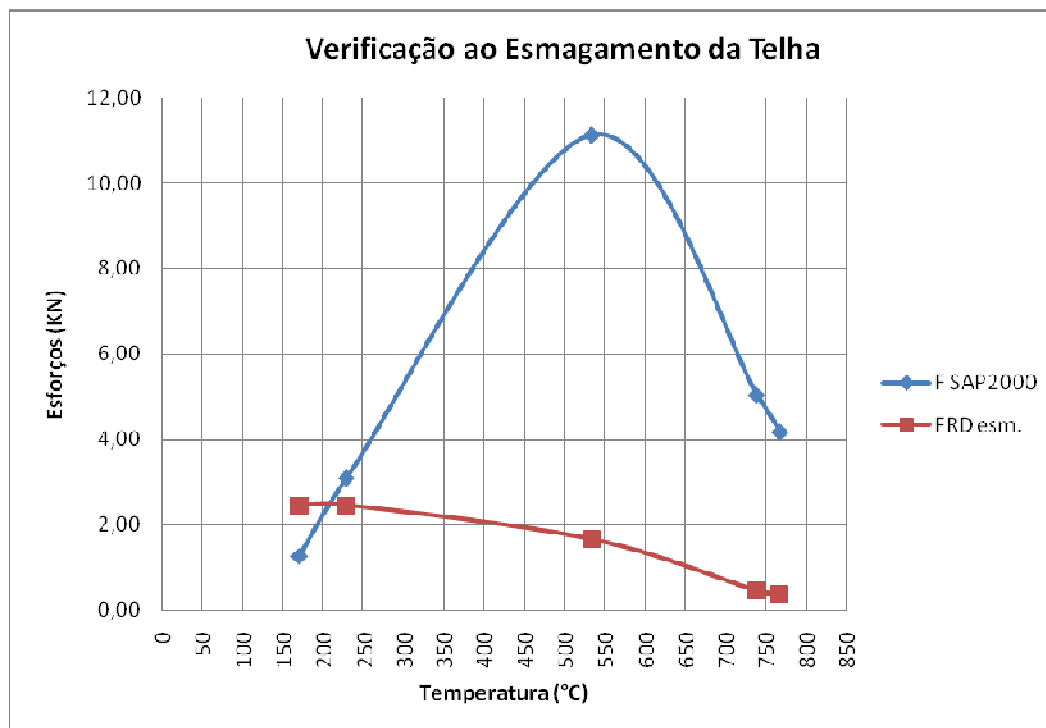


Figura 5-64. Verificação da resistência ao esmagamento da telha metálica para o pórtico principal com os pilares de canto e centrais protegidos

Tabela 5-20. Resistência ao rasgamento e ao esmagamento das telhas para o pórtico principal com os pilares de canto e vigas de cobertura protegidos

RESISTÊNCIA AO RASGAMENTO	T (°C)	t (m)	e (m)	$k_{fy\theta}$	f_y (Mpa)	FRD (KN)
	53	0,0005	0,100	1,000	230,0	8,52
	288	0,0005	0,100	1,000	230,0	8,52
	441	0,0005	0,100	0,910	209,3	7,75
	576	0,0005	0,100	0,544	125,2	4,64
	765	0,0005	0,100	0,152	35,0	1,29
RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO	T (°C)	t (m)	d (m)	$k_{fy\theta}$	f_y (Mpa)	FRD (KN)
	53	0,0005	0,012	1,000	230,0	2,45
	288	0,0005	0,012	1,000	230,0	2,45
	441	0,0005	0,012	0,910	209,3	2,23
	576	0,0005	0,012	0,544	125,2	1,34
	765	0,0005	0,012	0,152	35,0	0,37

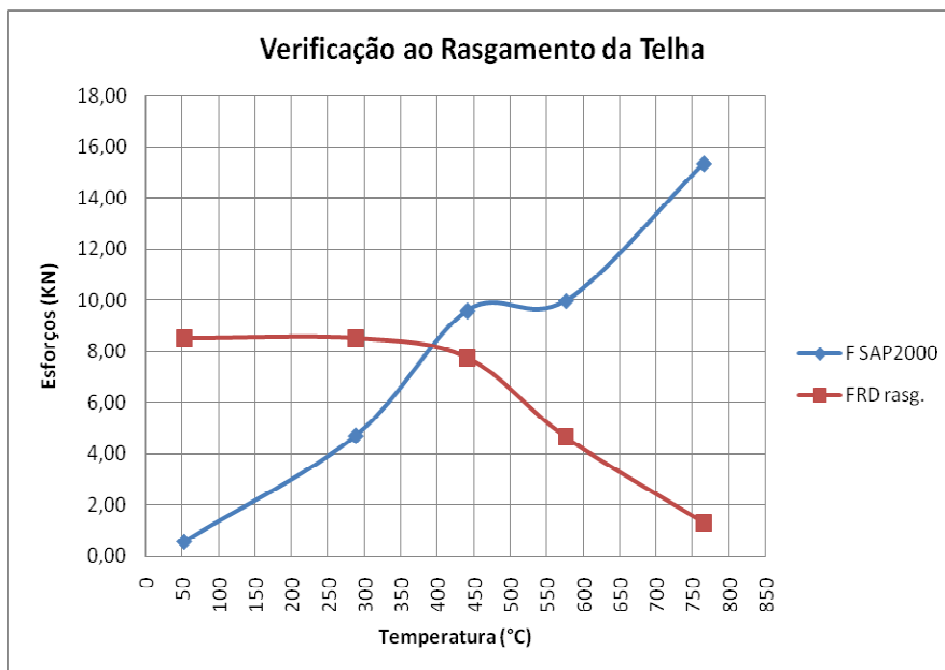


Figura 5-65. Verificação da resistência ao rasgamento da telha metálica para o pórtico principal com os pilares de canto e vigas de cobertura protegidos

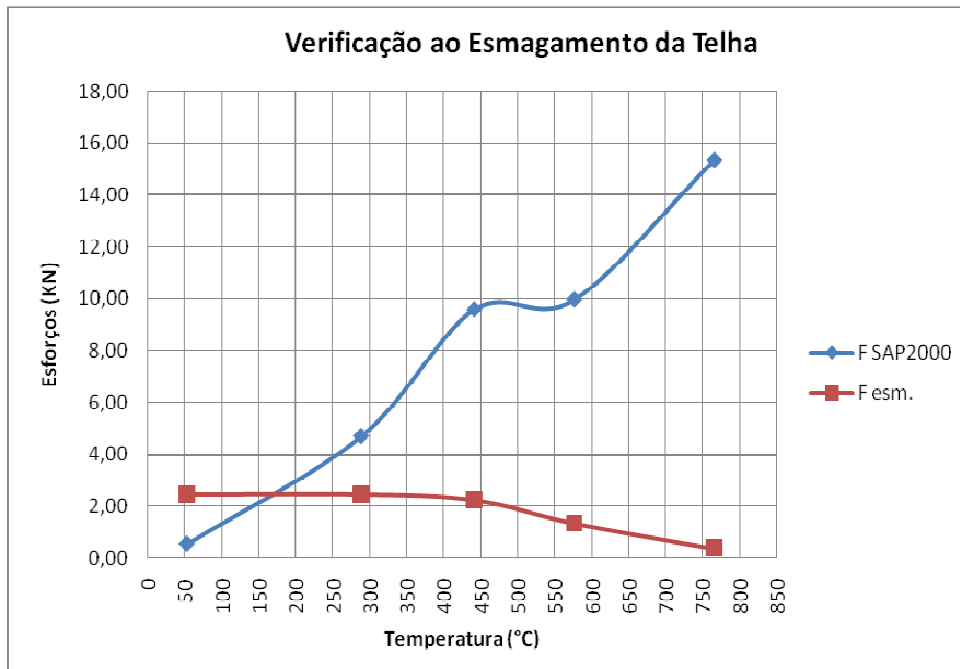


Figura 5-66. Verificação da resistência ao esmagamento da telha metálica para o pórtico principal com os pilares de canto e vigas de cobertura protegidos

5.6. Normatização do colapso das estruturas em situação de incêndio.

Algumas autoridades oficiais requerem a resistência ao fogo do sistema de fechamento lateral a menos que seja demonstrada 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, foi feita para demonstrar que, em incêndio, em que tempo e temperatura o fechamento lateral perderá sua estabilidade. Segundo a NBR 14432, o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) para o galpão analisado neste trabalho é de 30 minutos. Nesta classificação levou-se em conta o tipo de ocupação, a altura e a área da edificação.

O colapso das estruturas em incêndio não é caracterizado em normas brasileiras. A norma britânica BS 476 – Part 20 (BSI, 1954) caracteriza o colapso estrutural de pilares de aço isolados como ocorrente à temperatura em que, após a expansão inicial, a peça tem deslocamento resultante nulo. Denomina-se θ_{crit} a esta temperatura de colapso. Em vigas, a mesma norma britânica associa o colapso a uma flecha máxima no centro do vão igual a 1/30 do vão. Este critério tem origem no ensaio de vigas descrito pela mesma norma e o limite da flecha foi estabelecido apenas como medida de precaução para evitar danos aos equipamentos usados no ensaio.

Conclui-se que o colapso normativo é meramente convencional. De fato, o aço estrutural tem comportamento plástico e, considerando-se peças isoladas, o limite de deformação só depende das condições de ensaio. Em uma estrutura de fechamento lateral, o critério de segurança consiste na limitação da deformação das peças estruturais no sentido de evitar o fechamento das vias de escape em situação de incêndio. O movimento do sistema de fechamento lateral pode ocorrer, em incêndio, tanto “para fora” quanto “para dentro” da edificação. Em geral, do início de desenvolvimento do incêndio até temperaturas da ordem de 600 °C, o movimento da estrutura de fechamento é “para fora”, sem perigo de fechamento das vias de escape. Para temperaturas

superiores a 600 °C, o sentido do movimento do sistema de fechamento lateral se inverte.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1. Conclusões

Os requisitos de segurança contra incêndio aplicáveis a grande edifícios horizontais exigem a análise do comportamento de sua estrutura a altas temperaturas. A análise 3D pelo método dos elementos finitos pode ser inviável para aplicações rotineiras, dependendo do tamanho da estrutura. O método proposto no presente trabalho permitiu analisar o comportamento das estruturas do pórtico principal e do sistema de fechamento lateral por meio de métodos 2D, utilizando-se os resultados para verificar o atendimento do critério de segurança contra incêndio.

Os valores de deslocamentos apresentados no Capítulo 5, para cada um dos casos de proteção, ou não, do pórtico principal, o colapso estrutural será caracterizado respeitando as premissas BS 476 – Part 20, ou seja, quando o topo do pilar de canto (nó 29) possuir deslocamento horizontal resultante nulo e, para a viga de cobertura, quando a flecha máxima no centro do vão (nó 31) for igual a 1/30 do vão (333 mm). Para o pilar central não se constatou o colapso estrutural, pois os deslocamentos no meio e no topo ocorreram apenas na direção vertical positiva, devido à expansão provocada pelo aumento de temperatura.

No pórtico principal sem proteção, o colapso estrutural foi observado primeiramente no pilar de canto à aproximadamente 730 °C, quando haviam se passado 20 minutos do início do incêndio. No entanto, o colapso da viga de cobertura foi constatado a 800 °C,

que corresponde ao tempo de 30 minutos, conforme apresentado no histórico de temperaturas fornecido pelo TASEF. Portanto, o pórtico deverá ser protegido até que a temperatura de colapso do pilar de canto corresponda ao um tempo de resistência ao fogo de 30 minutos.

Para o pórtico principal parcialmente protegido, em todos os três casos, não foi caracterizado o colapso estrutural antes do tempo requerido de resistência o fogo, entretanto, por motivos econômicos, deve-se adotar o modelo que protege apenas os pilares de canto.

No caso do comportamento estrutural do fechamento lateral, principalmente em relação ao colapso das telhas por rasgamento, a melhor resposta aos efeitos dos deslocamentos impostos pelo pórtico principal foi novamente o modelo em que apenas o pilar de canto é protegido. Neste a ruptura por rasgamento da telha ocorreu em aproximadamente quando a temperatura no pilar de canto atingiu 400 °C com o tempo de 42 minutos, de acordo com o histórico de temperatura do TASEF. Em relação à resistência ao esmagamento, as deformações plásticas nas telhas ocorreram, em todos os casos analisados, em aproximadamente 170 °C.

Saliento que na verificação da resistência ao rasgamento e esmagamento das telhas foi utilizado o limite de escoamento do aço (f_y), no lugar do limite de ruptura (f_u), conforme apresentado nas Equações (4.5) e (4.6). Isto ocorre pelo fato de não haver na NBR 14323 coeficientes redução para o limite de ruptura (f_u) do aço em função da temperatura.

6.2. Sugestões para trabalhos futuros

Seguem algumas sugestões para futuros trabalhos acadêmicos, visando o estudo do comportamento de estrutura expostas a uma situação de incêndio:

- Estudo do gradiente de temperatura em estruturas metálicas provocado por incêndio;

- Estudo de diferentes tipos de fixação das telhas do fechamento lateral, visando um melhor desempenho quando solicitado a tração;
- Comparativos entre diferentes os tipos de materiais de proteção contra incêndio utilizado no pórtico principal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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 14762. **Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento**, Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6123. **Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento**, Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 8681. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**, Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 5628. **Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo – Método de Ensaio**, Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

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

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 14432. **Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro, Brasil, 2000.

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

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

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.

BURGESS, I. W.; EL-RIMAWI, J.; PLANK, R.J. **A Secant Stiffness Approach to the Fire Analysis of Steel Beams**. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 11, pp. 105 – 120, 1998.

CARVALHO, W. M. **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, 2002.

Catálogo Perfilor – ArcelorMittal

CLARET, A. M.; BURGESS, I. W.; PLANK, R.J. **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, 1999.

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

CLARET, A. M. **Introdução a Engenharia de Incêndio**. Apostila. Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil, 2000.

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

COSTA, I. A. **Estudo Paramétrico da Resistência ao Fogo de Vigas Mistas Aço-Concreto**. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil, 2001.

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

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

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **“Basis of design and actions on structures exposed to fire (Part 2.2)”**. Eurocode 1, Brussels, 1995.

FERREIRA, A. F. **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, 2006.

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.

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. **Comportamento de pórticos Planos Industriais em Situação de Incêndio**. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil. 2004.

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

IDING, R.; BRESLER, B. **Effect of Fire Exposure on Steel Frame Building**, Final Report, WJE, No. 78124, Janney Elstner and Associates, 1981

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

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.

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

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

PEREIRA JÚNIOR, C. J. **Edifícios de pequeno porte contraventados com perfis de chapa fina de aço**. 141 p. Tese de Doutorado, 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.

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

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.

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.

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.